

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**ASSAM MEROUANE
YAHIAOUI MOHAMED ANIS**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **GENIE CIVIL**
Option : structure

Thème :

**CONFORTEMENT DE LA RN 15 AU PK 78+700(LOCALISE
(SELLOUM).COMMUNE DAGHBALOU-WILAYA DE BOUIRA.**

Devant le jury composé de :

M.AIT AHMED.F	UAMOB	Promotrice
M. BOUAMRA.Y	UAMOB	Examinateur
M. BELMIHOUB.H	UAMOB	Examinateur

Année Universitaire 2019/2020

Remerciements

Nous rendons avant tout grâce à Dieu Tout Puissant qui nous a aidés à surmonter les difficultés que nous avons rencontrées tout au long de notre travail.

*Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vives gratitudee et notre profonde reconnaissance à notre promotrice **Mme Ait Ahmed Fatiha** pour sa précieuse aide et ses conseils et sa disponibilité permanente, tout au long de notre travail afin de réaliser au mieux notre travail. Sans oublier, nos remerciements à Mme **Ouadi Nadia** pour ses conseils et son aide durant toute la période de stage.*

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide. Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de jurer notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont aidé et soutenu durant toutes ces

Longues années d'étude.

A mes chères sœurs.

Et toute la famille sans exception.

A Ma promotrice, sans oublier tous mes enseignants auxquels

J'exprime mon profond respect.

A tous mes amis, Mes collègues de promotion.

Ainsi, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, à la réalisation

de ce travail. .

Merci à tous.

MOHAMED ANIS

Dédicaces

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne

MEROUANE

Résumé.

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels qui peuvent être de grandes ampleurs Et provoquer des dégâts considérables. Dans certains cas ils peuvent causer des Pertes en vies humaines.

Le présent mémoire consiste à faire une étude et un confortement d'un glissement de terrain Au niveau de la route nationale N° 15 au PK79 (Saloum) – wilaya de Bouira.

Le calcul de la stabilité naturelle effectué en utilisant le logiciel d'éléments finis Géostab a montré la nécessité de renforcer la pente.

L'évaluation de la stabilité de la pente confortée par pieux, montre que ce procédé améliore nettement l'état de cette stabilité.

Mots clés : glissement, pente, stabilité, éléments finis, confortement, pieux, tirants d'ancrage , mur de soutènement.

ABSTRACT

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

This brief consists of carrying out a study and reinforcement of a landslide at the level of the national road N ° 15 at PK79 (Saloum) - wilaya of Bouira.

Calculation of natural stability performed using Geostab finite element software showed the need to strengthen the slope.

The evaluation of the stability of the slope reinforced by piles, the tie rods and the retaining walls shows that this process significantly improves the state of this stability.

Key words: slip, slope, stability, finite elements, reinforcement, piles, retaining wall anchoring.

ملخص

تعتبر حركات الأرض ظاهرة طبيعية يمكن أن تكون كبيرة الحجم وتسبب أضرارًا كبيرة. في بعض الحالات يمكن أن تسبب خسائر في الأرواح البشرية.

يتألف هذا الموجز من إجراء دراسة وتعزيز الانهيار الأرضي على مستوى الطريق الوطني رقم 15 عند مقطع 79 كلم (السلوم) -ولاية البويرة.

تم إجراء حساب الثبات الطبيعي باستخدام برنامج العناصر المحدودة Gbatsoe أظهر الحاجة إلى تقوية المنحدر.

يوضح تقييم ثبات المنحدر المقوى بالأكوام، وقضبان الربط والجدران الإسنادية أن هذه العملية تحسن حالة هذا الاستقرار بشكل كبير.

الكلمات المفتاحية: الانزلاق، الانحدار، الاستقرار، العناصر المحدودة، التعزيز، الخوازيق، تثبيت الجد

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain.

Figure I.1: vue du glissement.....	2
Figure I. 2 : Effondrement d'une route suite à un mouvement de terrain.....	3
Figure I. 3: Un glissement plan	4
Figure I. 4: Glissement rotationnel	5
Figure I. 5: glissement rotationnel simple	5
Figure I. 6: Glissement rotationnel complexe	6
Figure I. 7: Glissement quelconque	6
Figure I. 8: Différentes surfaces de rupture à prendre en compte	9
Figure I. 9: Allègement en tête	10
Figure I. 10: Reprofilage	10
Figure I. 11: (a) Substitution partielle des matériaux glissés, (b) Substitution totale des matériaux glissés	11
Figure I. 12: Exemple de drains subhorizontaux	12
Figure I. 13: Schéma d'un pieu	14
Figure I. 14: Différentes forme d'une barrette	15
Figure I. 15: Exemple de tirants d'ancrage actif	15

Chapitre II : Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes.

Figure II. 1: Description de la surface de rupture.....	17
Figure II. 2: Description de découpage en tranches avec la surface de rupture.	19
Figure II. 3: Démonstration des forces agissant sur une tranche	19
Figure II. 4: Les forces agissant sur une surface d'après FELLENIUS.	20
Figure II. 5: Forces considérées dans la méthode de JANBU.....	23
Figure II. 6: Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture	24
Figure II. 7: Méthode de l'abaque de HOEK	26

Chapitre III : Acquisition et présentation des données.

Figure III. 1: photos de route déstabilisée.....	29
Figure III. 2: Extrait d'une vue satellite de la localisation du site.....	29

Figure III. 3: Terrassements montrant la nature schisteuse du terrain.	30
Figure III. 4: Extrait de la carte géologique de Bouira -feuille N°66.....	32
Figure III. 5: Modèle numérique de terrain montrant la faille de Thénia qui fait partie d'une structure géologique qui va jusqu'à Bejaia (Source M. Meghraoui, d'après Boudiaf ,1996. ...	33
Figure III. 6: Essai de sondage.	36
Figure III. 7: Talus modélisé avant glissement.	47
Figure III. 8 : Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique.....	47
Figure III. 9: Talus modélisé après glissement (méthode Bishop).....	48

Chapitre IV : étude de confortement

Figure IV. 1: Talus modélisé avec butée de pied avec rabattement de la nappe (par Géostab).	52
Figure IV. 2: Dimensionnement du Mur.....	53

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain.

Tableau 1.1: Classification d'après la profondeur de la surface de glissement.	3
Tableau 1. 2: Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.	3

Chapitre III : Acquisition et présentation des données.

Tableau III. 1: Relevés piézométriques du PK-79.	34
Tableau III. 2 : L'essai de cisaillement rectiligne.	39
Tableau III. 3 : Les données géotechniques.	46
Tableau III. 4: Les valeurs minimales de coefficient de sécurité.	48

Chapitre IV : étude de confortement

Tableau IV. 1: Analyse par logiciel géostab.	51
Tableau IV. 2: Les résultats du moment par rapport au point (c1).	55
Tableau IV. 3: Les caractéristiques de résistance des clous déduite avec ces hypothèses.	62

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain.	
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. DEFINITION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN.....	2
I.3. CLASSIFICATION DE GLISSEMENT	3
I.4. TYPES DE GLISSEMENTS	4
I.4.1. Les glissements plans	4
I.4.2. Glissement rotationnel	4
I.4.2.1. Glissement rotationnels simple	5
I.4.2.2. Glissements rotationnels complexes (quelconques)	6
I.4. 3. Glissement quelconque (aléatoire)	6
I.5. PRINCIPALES CAUSES DES GLISSEMENTS	7
I.6. INDICES ET PHENOMENES INDUITS PAR LES GLISSEMENTS	7
I.7. TECHNIQUES ET MOYENNES DE CONFORTEMENT	8
I.7.1. Stabilisation par terrassement :	8
I.7.1.1. Les conditions sur l'équilibre des masses (Butée de pied et allègement en tête).....	9
1) Butée de pied	9
2) Allègement en tête	9
I.7.1.2. Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage)	10
1) Purge :	10
2) reprofilage	10
I.7.1.3. Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée	10
I.7.2. Stabilisation par drainage	11
I.7.3. Stabilisation par renforcement (éléments résistants)	12
□ Ouvrages de soutènement.....	12
I.7.3.1. Ouvrages de soutènement	13
I.7.3.2. Le clouage	14
I.7.3.3. Tirants d'ancrages	15
I.8. CONCLUSION.....	16
Chapitre II : Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes.	
II.1. INTRODUCTION	17
II.2. CALCUL DE STABILITE DES TALUS	17

II.3. DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE.....	17
II.4.METHODES DE CALCUL.....	18
II.4.1.Méthodes Basées Sur L'équilibre Limite (Méthode Des Tranches)	18
II.4.1.1.Méthode De FELLENIUS (1936)	20
II.4.1.2.Méthode De BISHOP Simplifiée (1954)	21
II.4.1.3.Méthode Détaillée	22
II.4.1.4.Méthode De JANBU (1956)	23
II.4.2.La Méthode numérique (MEF)	25
II.4.3.Méthode des abaques	25
II.4.3.1.L'abaque De HOEK	25
II.5. CONCLUSION	27

Chapitre III : Acquisition et présentation des données.

III.1. INTRODUCTION.....	28
III.2. PRESENTATION DU CAS ETUDIE	28
III .2. 1. Situation et description générale du site	28
III.2.CAUSES DE DESORDRE.....	30
III.3. PRESENTATION DES DONNEES.....	30
III .3.1. Données géologiques	30
III.3.2. Sismicité	32
III.3.3. Données hydrogéologique	33
III.3.4.Données géotechniques	34
1. Les sondages carottiers	36
2.1. Essais en laboratoire	38
2.1. Essais d'identification	38
2.2. Essais mécaniques	39
III.2.3. Conclusion et interprétation	39
III.4. NATURE DU GLISSEMENT.....	39
III.5. ANALYSE DU GLISSEMENT PAR LOGICIEL.....	39
III.5.1.Présentation de logiciel Géostab	40
III.5.2.Application au glissement étudié	46
III.5.2.1.Talus modélisé avant glissement	47
III.5.2.2. Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique	47
III.5.2.3. Les résultats obtenus	48
III.5.2.3.1 Talus modélisé après glissement :(méthode de bishop)	48
III.5.2.3. 2 .Le résumé des résultats pour les quatre méthodes	48
III.5.3 .Conclusion	48

III.6. CONCLUSION DE L'ETUDE.....	49
-----------------------------------	----

Chapitre IV : étude de confortement

IV.1 INTRODUCTION.....	50
IV.2 .METHODE DE CONFORTEMENT ET DE STABILISATION	51
IV.2.1. Analyse par logiciel géostab	51
IV.2.2 Méthode analytique	52
IV.2.2.1 Pré dimensionnement et calcul du mur de soutènement	52
IV.2.2.1.1 Introduction	52
IV.2.2.1.2 Dimensionnement du Mur	53
IV.2.2.1.3 Calcul du Mur à l'état limite ultime	53
IV.2.2.1.3.1 Détermination des efforts stabilisants (calcul des poids)	53
IV.2.2.1.3.2 Détermination des efforts de renversement (calcul de poussée) poussée des terres	54
IV.2.2.1.3.3 Vérification de la stabilité	55_
IV.2.2.2 Dimensionnement Des tirants	60
IV.2.2.3 Dimensionnement des micropieux	61
IV.3. CONCLUSION	63
CONCLUSION GENERALE	64
LES ANNEXES	65
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	69

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Les mouvements de terrains sont des phénomènes naturels d'origines différentes qui peuvent causer des dommages humains et économiques importants dans le monde.

Parmi ces mouvements, il existe les glissements de terrains qui sont les plus spectaculaires et les plus fréquents. Ils provoquent des déformations qui peuvent toucher tous les sols dans des conditions différentes et se développent donc dans la plupart des massifs de sols meubles. L'impact de ces phénomènes affectant les pentes naturelles ou artificielles (déblais et remblais) est considéré comme l'un des principaux risques sur lequel sont menées plusieurs études.

L'objectif de ce travail présenté dans ce mémoire est d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur la route nationale N°15 au PK79 (Selloum) – wilaya de Bouira.

De ce fait notre travail se divise en trois parties, qui sont les suivantes :

Le premier chapitre constitue une synthèse bibliographique exhaustive sur les glissements de terrains. Les généralités, définitions et les différents types de glissement ainsi que les techniques et méthodes de confortement.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation de la méthode de calcul de la stabilité des pentes.

Le troisième chapitre est dédié à l'acquisition des données nous avons parlé des organismes spécialisés sollicités pour la collecte de données ensuite la classification et le traitement de ses données.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude de la stabilité de l'ouvrage concerné et son confortement par mur de soutènement, tirants d'ancrages et la mise en place d'une série de micropieux.

Enfin, notre travail se termine par une conclusion générale qui résume les points essentiels de notre mémoire.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS

I.1.Introduction

Les mouvements de terrain sont des aléas très fréquents. Un glissement de terrain peut être défini sommairement comme le mouvement d'une masse de sol ou de roche le long d'une surface de rupture sous l'effet de la gravité, qui s'amorce essentiellement où il y a un talus.

Un glissement de terrain constitue une menace sous deux aspects. Premièrement, le déplacement de la masse de sol ou de roche provoque le bris ou la destruction des éléments situés sur la portion de terrain en mouvement. Deuxièmement, l'étalement de la masse résultant de ce mouvement, qu'on appelle débris, peut être la source de dommages majeurs, voire meurtriers.

L'aspect des glissements (volume, profondeur, forme de la masse en mouvement) est très divers et dépend de la structure du sous-sol, du type de roche et les infiltrations et circulations d'eaux souterraines. Au fil du temps, beaucoup de classifications des glissements existent en tenant en compte plusieurs paramètres.



Figure I.1: vue du glissement [1].

I.2. Définition des glissements de terrain

Ce sont des déplacements plus ou moins brutaux de sol ou de sous-sol sous l'effet d'influence naturelles (fontes des neiges, pluviométrie, anormalement forte, érosions, séismes etc.) ou anthropiques (terrassements, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère etc.). Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures [2].



Figure I. 2 : Effondrement d'une route suite à un mouvement de terrain.

I.3. Classification de glissement

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau1.1) et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau1.2).

Tableau1.1: Classification d'après la profondeur de la surface de glissement.

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0-2 m
Semi-profonde	2-10 m
Profonde	10-30 m
Très profonde	>30 m

Tableau1. 3: Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

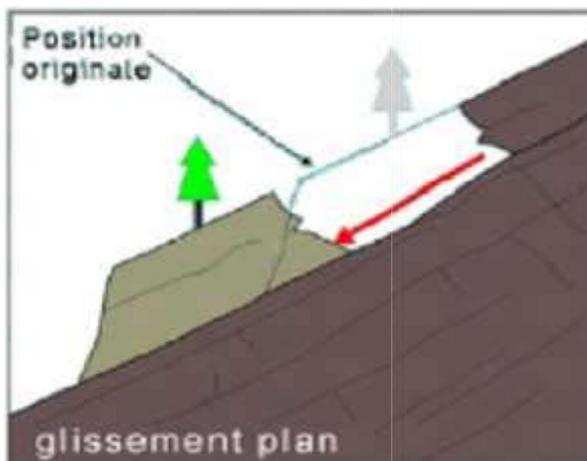
I.4. Types de glissements

En générale il y'a trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture :

- glissement plan ou transrationnel, le long d'une surface plane.
- glissement circulaire ou rotationnel, le long d'une surface convexe.
- glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types.

I.4.1. Les glissements plans :

Il correspond à un mouvement de masse évoluant le long d'un plan de faible résistance mécanique. Lorsque dans un tel type de glissement une seule unité est mobilisée, on parle de "glissement par blocs". Les glissements plans sont très souvent contrôlés par la structure géologique du versant et les surfaces ou zones de moindre résistance mécanique.



(a) : Mécanisme de glissement plan.

(b) : Exemple d'un glissement plan, Algérie Ténès.

Figure I. 3: Un glissement plan [3].

I.4.2. Glissement rotationnel :

De façon naturelle, ce glissement se produit la plupart du temps dans un talus en bordure de cours d'eau où l'érosion est active. Sa surface de rupture peut atteindre quelques mètres de Profondeur sous la croûte, dans l'argile intacte, et elle adopte une forme approximativement Circulaire. La partie de terrain susceptible d'être affectée peut atteindre plus d'une dizaine de

Mètres en sommet de talus et peut emporter, lors du mouvement, routes, structures et bâtiments. Ce glissement est aussi très fréquent.

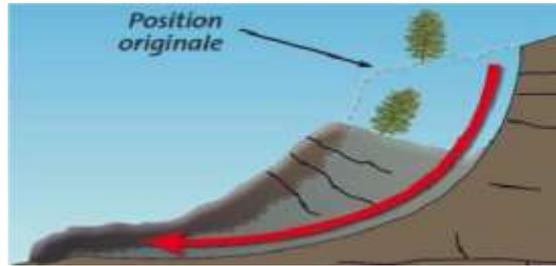
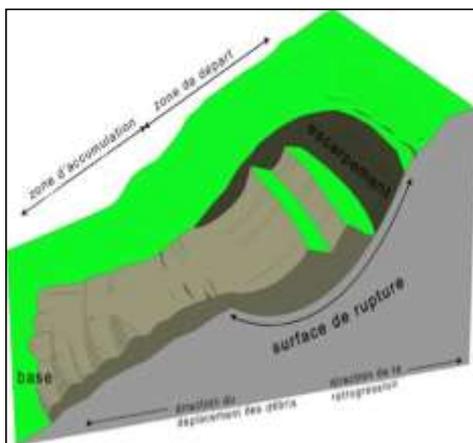


Figure I. 4: Glissement rotationnel [4].

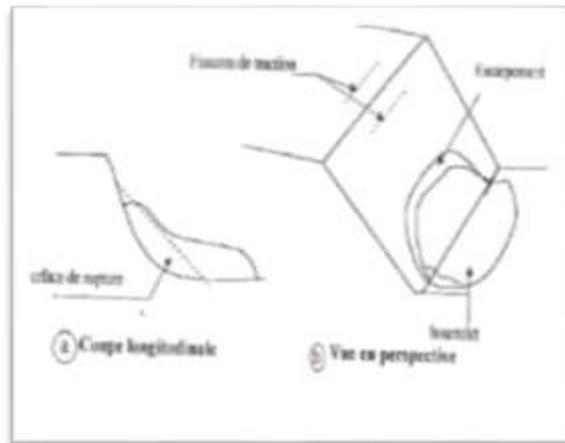
I.4.2.1. Glissement rotationnels simple :

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. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire (Figure I.5).



[5]



[6]

Figure I. 5: glissement rotationnel simple [5,6].

I.4.2.2. Glissements rotationnels complexes (quelconques) :

C'est un glissement multiple (emboîté), l'apparition du premier glissement en bas de la pente conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoquer les glissements successifs remontant vers l'amont.

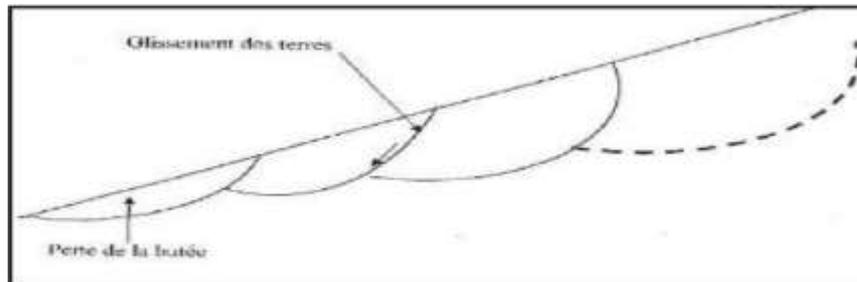


Figure I. 6: Glissement rotationnel complexe [6].

I.4. 3. Glissement quelconque (aléatoire) :

Ce type de glissement (Figure I.7) est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents [8].

Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance [9].

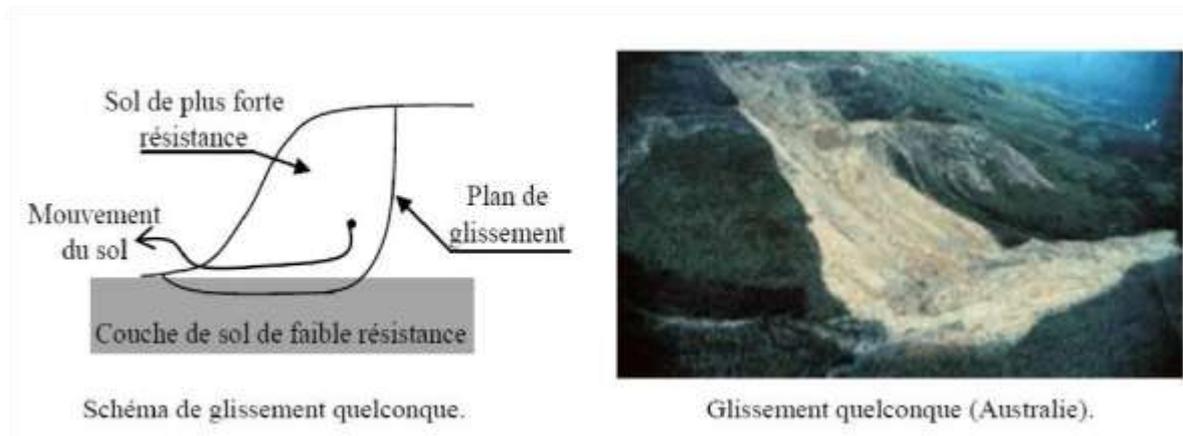


Figure I. 7: Glissement quelconque [2].

I.5. Principales causes des glissements

Plusieurs facteurs contribuent au déclenchement des glissements, les plus importants étant :

- La nature des terrains : La nature de terrains dépend de la :

- Géométrie de terrains.
- Résistance au cisaillement des sols ou des roches.

- L'action de l'eau : l'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains.

-Les actions climatiques : 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.

- Les causes mécaniques externes : citons parmi les causes mécaniques externes, le terrassement au pied du talus, les entailles effectuées dans les talus stables, toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente, les vibrations naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines ...).

-Construction sur pente : La construction de remblais sur pente naturelle diminue de l'ensemble pente et remblai (Martin. 2008).

I.6. Indices et phénomènes induits par les glissements

- ✓ Indices caractéristiques d'activité d'un glissement : niche d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zone de rétention d'eau, fissuration des bâtiments, déformation des routes, etc.
- ✓ phénomènes aggravants induits par les glissements de terrain :
 - formation d'embâcles sur les cours d'eau
 - laves torrentielles suite à l'apport de matériaux dans les cours d'eau

Coulées de boue à partir des bourrelets de pieds formés de matériaux remaniés Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables : des périodes de vitesse de glissement plus élevée avec des phases de calme apparent.

- **Glissements de terrains réactivés :**

Désignent les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante.

- **Glissements de terrains inactifs :**

Désignent les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années.

I.7. Techniques et moyennes de confortement

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti.
- L'accessibilité du site.
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, La cinématique du glissement.

Les techniques de stabilisation peuvent être regroupées en quatre grandes familles

1. Les terrassements : actions sur la géométrie et l'équilibre des masses.
2. Les drainages : actions sur le régime hydraulique et les pressions interstitielles.
3. Les renforcements : renforcements mécaniques.
4. Protection superficielles (végétalisation, plantation, etc.)

I.7.1. Stabilisation par 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).

I.7.1.1. Les conditions sur l'équilibre des masses (Butée de pied et allègement en tête) :

Le chargement en pied ou le déchargement en tête d'un glissement sont des techniques généralement efficaces, qui sont très fréquemment utilisées.

1) Butée de pied :

Ce chargement en pied est une technique efficace et souvent utilisée, on exige que le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement, cette dernière suppose que l'ouvrage limite les risques du reprise du glissement en amont, et qu'il ne déclenche pas d'autre glissement, en aval par exemple.

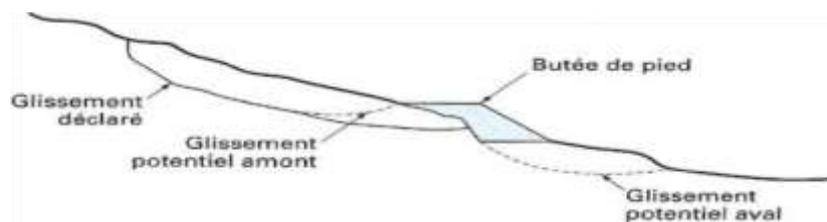


Figure I. 8: Différentes surfaces de rupture à prendre en compte [10].

2) Allègement en tête :

Cette opération consiste à terrasser la partie supérieure, ce qui implique 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 la géométrie en tête.

On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger.



Figure I. 9: Allègement en tête [2].

I.7.1.2. Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage) :

1) Purge :

Les purges du matériau déplacé par le glissement accompagnent fréquemment les Techniques de terrassement, destiné aux glissements de taille modeste.

2) reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par re-talutage du terrain naturel. (Figure I.10). Dans ce sens, Le procédé s'apparente à l'allègement en tête ou il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

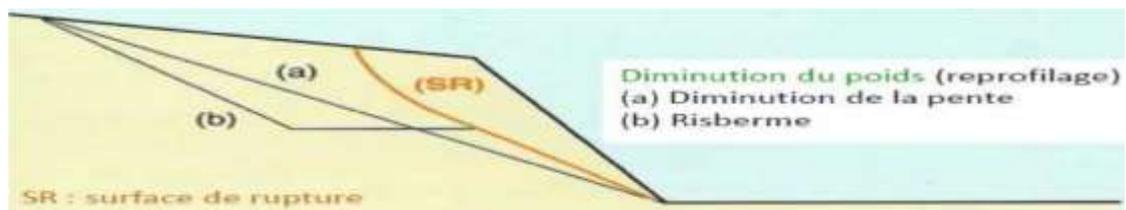


Figure I. 10: Reprofilage [2].

I.7.1.3. Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée :

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.

entretien pour éviter un risque de colmatage par des dépôts sulfatés, calcaires ou ferrugineux, des arrivées de fines, etc.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires.

Parmi les techniques de drainage on peut citer :

- Collecte et canalisation des eaux de surface.
- Tranchées drainantes.
- Drains subhorizontaux.
- Masques et éperons drainants.
- Drains verticaux, galeries drainantes.

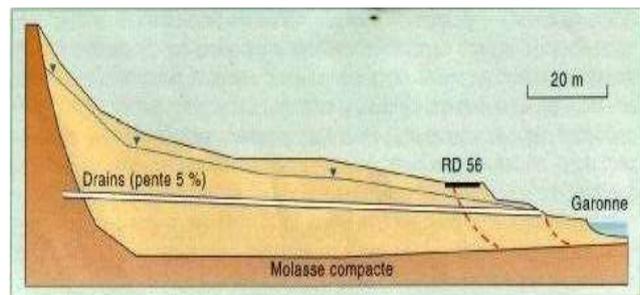


Figure I. 12: Exemple de drains subhorizontaux [11].

I.7.3. Stabilisation par renforcement (éléments résistants) :

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations, donc on peut également introduire des éléments résistants pour éviter les déplacements, dont une conséquence serait de réduire la Contrainte de cisaillement dans le versant susceptible à se glisser.

Il existe plusieurs mécanismes, dont on cite

- Ouvrages de soutènement.
- Le clouage (barres, micro pieux).
- Tirants d'ancrages.

I.7.3.1. Ouvrages de soutènement :

Les ouvrages de soutènement se sont des écrans reposant sur une fondation, conçus pour soutenir un massif de sol et lui assurer la stabilité. On distingue le mur en déblai, qui soutient un sol excavé, d'un mur en remblai, soutenant un sol artificiel construit par couches compactées.

Le dimensionnement d'un mur de soutènement nécessite une évaluation des pressions des terres sur le mur, ainsi que l'analyse de la résistance du système sol/mur vis-à-vis des différents modes d'instabilité. [12].

Il existe plusieurs classifications des murs, qui dépendent de la morphologie, le mode de fonctionnement et de la durée, On désigne deux catégories pour cela :

- **Les ouvrages rigides :**

Ce sont des écrans soutiennent un volume de sol si la surface de contact sol/mur reste plane après chargement c.-à-d. indéformable, on cite d'exemple dans cette catégorie, les murs-poids en (béton, terre armée, gabions, etc...) ou La pousse est reprise par le poids de ces ouvrages.

Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacements du sol.

- **Les ouvrages souples :**

Ces ouvrages sont appelés aussi par les ouvrages flexibles si la surface de contact sol/mur est déformable, on cite d'exemple dans cette catégorie les rideaux de palplanches, les parois moulées, etc.

Les rideaux de palplanches sont le plus souvent des profils en acier formant des panneaux jointifs pouvant couvrir une largeur importante du terrain à soutenir [12] Les parois moulées sont des écrans de soutènement souple forme de la juxtaposition des panneaux verticaux, Plans ou courbes, généralement en béton (armé ou non armé), avec une hauteur de quelques dizaines de mètres.

I.7.3.2. Le clouage :

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs (poids de la masse qui glisse) vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante du sol est créée assurant ainsi la stabilité du massif. la démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité du massif. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, micropieu, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

Deux types de clouage existent, le clouage passif ou la présence seule du clou assure le transfert des efforts et clouage actif ou le clou est préalablement mis en tension. la mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, on cite d'exemple dans cette catégorie quelque éléments qui utilise dans la stabilisation d'un versant glisse : [12]

- **Les pieux :**

Les pieux sont des colonnes élancées encastrées dans le sol sur une grande profondeur, ayant pour fonction de transmettre les charges d'un ouvrage au sol en profondeur, sont généralement disposés en groupe et liés par une semelle. Plusieurs types de pieux existe dont On cite :

- ✦ **Les pieux forent** : Ils sont réalisés par le creusement d'un trou dans lequel on introduit une cage d'armature que l'on remplit ensuite de béton. S'il y'a risque d'éboulement, on utilisera les pieux forés tubes a il est possible d'utiliser de la bentonite pour maintenir les parois du forage. Pour augmenter ainsi la cohésion du sol en place.
- ✦ **Les pieux foncent** : ce sont des pieux en béton arme préfabriqués, ou des pieux métalliques qui sont installés dans le sol par fonçage, avec un vérin s'appuyant sur un massif de réaction.
- ✦ **Les micropieux** : ces sont des pieux forés de diamètre inférieur à 250 mm utilisés dans le renforcement du sol et la reprise en sous-œuvre.



Figure I. 13: Schéma d'un pieu [2].

- les barrettes :

La barrette est un mur de soutènement en paroi moulée, se comportant en tant que fondation continue enfouie en profondeur, recevant une charge périphérique répartie selon sa longueur. C'est le cas par exemple d'un bâtiment comportant des sous-sols soutenus par des murs en paroi moulée, et des voiles périphériques reposant sur ces murs. Ces derniers remplissent la double fonction de soutènement définitif et de fondation profonde.

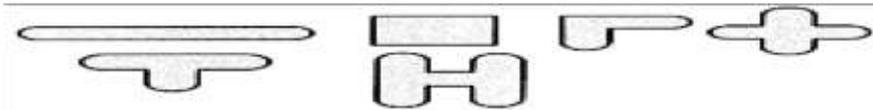


Figure I. 14: Différentes forme d'une barrette [2].

I.7.3.3. Tirants d'ancrages :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

Le mur est ancré dans le sol par des tirants d'ancrage permettant la reprise des forces de poussées. Comme le montre la figure I.15, on distingue le cas où la plaque d'ancrage travaille en butée, de celui où elle travaille en frottement. [12]



Figure I. 15: Exemple de tirants d'ancrage actif [7].

I.8. Conclusion

L'étude des mouvements de terrain est particulièrement complexe et représente depuis des siècles le sujet de recherche de beaucoup de laboratoires et universités. Dans ce chapitre, on a défini le glissement de terrain et on a identifié et différencié tous les types de glissement, avec un recensement de plusieurs types de soutènement et de confortement possibles en fonction des contraintes des sites étudiés et de la faisabilité des travaux de confortement.

CHAPITRE II

LES METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES

II.1. Introduction

L'objectif d'un calcul de stabilité d'un talus est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur. Ce chapitre met en évidence les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus, dont les méthodes de calcul les plus courantes qui sont basées sur la notion d'équilibre limite, et les méthodes numériques, basées sur le concept des éléments finis.

II.2. Calcul de stabilité des talus

Les méthodes de calcul de stabilité Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste de massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture [Figure II.1]. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe. [13 ; 14]

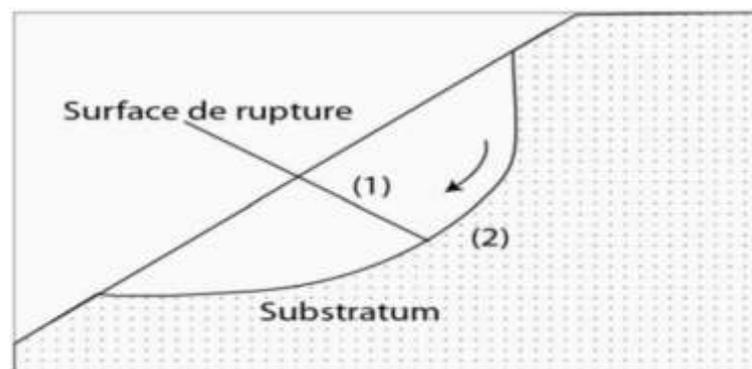


Figure II. 1: Description de la surface de rupture [7].

II.3. Définition du coefficient de sécurité

Le calcul de stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistant au glissement aux forces provoquant le glissement. [15 ; 13]

$F_s = \text{moments des forces résistance au mvt} / \text{moments des forces provoquant le mvt}$ (1)
théoriquement [15 ; 13] :

- $F_s > 1$, le talus est stable.

- $F_s < 1$, le talus ne peut que glisser.
- $F_s = 1$, le talus est en état d'équilibre limite.

Mais dans la pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 jusqu'à 1,50 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissuration. [15 ; 13]

II.4.Méthodes de calcul

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes numériques.
- Les méthodes des abaques.

1. La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

On étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement ou la ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ...). [16 ; 14]

2. Décomposer le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, Méthode de BISHOP, JANBU...). [14 ; 17]

II.4.1.Méthodes Basées Sur L'équilibre Limite (Méthode Des Tranches) :

Les méthodes dites de calcul à l'équilibre limite reposent sur une hypothèse de mécanisme de rupture a priori suivant des surfaces de glissement, et l'analyse de la stabilité de la partie du massif délimitée par ces surfaces de rupture. [17]

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres de talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. [13]

Les figures suivantes [Figure II.2] et [Figure II.3] illustrent le principe de la méthode des tranches :

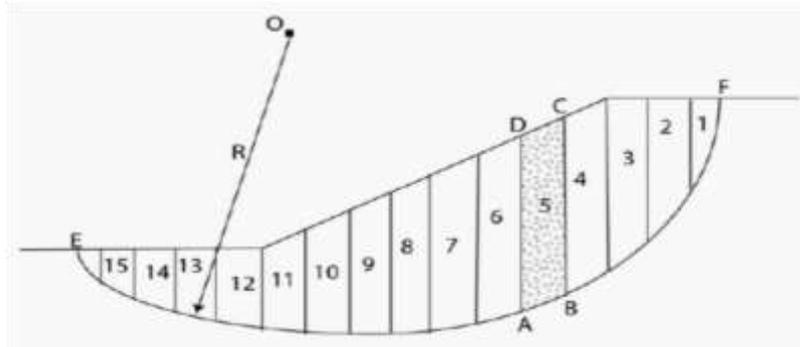


Figure II. 2: Description de découpage en tranches avec la surface de rupture [18].

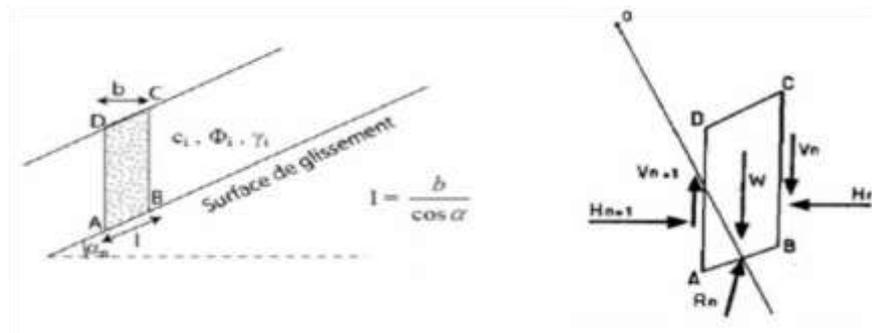


Figure II. 3: Démonstration des forces agissant sur une tranche [18].

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume du sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids propre $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- Les efforts inter-tranchent décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts Verticaux V_n et V_{n+1} .

- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance au cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et une composante tangentielle.

D'un point de vue conceptuel, l'inconvénient principal de ces méthodes est qu'elles peuvent conduire à des solutions qui sont supérieures aux charges limites réelles sur les ouvrages (Coussy et Salençon, 1979). [19]

II.4.1.1.Méthode De FELLENIUS (1936) :

On considère dans cette méthode Appelée aussi méthode suédoise ou méthode ordinaire, que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire.
- les efforts inter-tranches (horizontaux et verticaux) sont négligés.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.
- L'équilibre étudié est l'équilibre des moments. [12]

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement. -
- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n . [13]

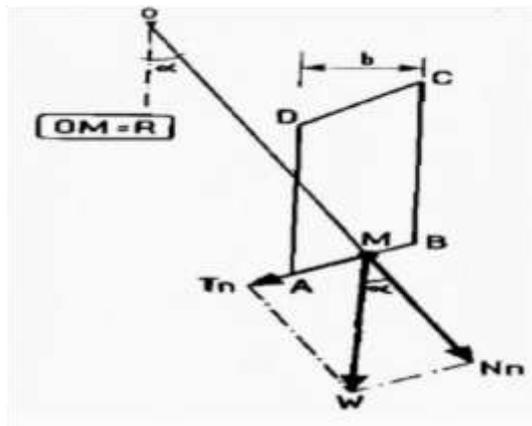


Figure II. 4: Les forces agissant sur une surface d'après FELLENIUS [13].

-D'après la loi de Coulomb, on définit les forces suivantes (Figure II .4)

$$R_n = C_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_n$$

Avec :

$$N_n = W_n \cdot \cos \alpha_n$$

Donc :

$$R_n = C_n \cdot AB + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_n$$

Et on a:

$$AB = l_n = b_n / \cos \alpha_n$$

La Somme des moments résistants maximaux S'écrit :

$$\sum_1^m \left(\frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_i \right) \quad (2)$$

Où :

m est le nombre de tranches

C_i, φ_i: caractéristiques mécaniques dans la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

-le moment moteur dû à T_n et égal à T_n.R

Par ailleurs :

$$T_n = W_n \sin \alpha_n \quad (3)$$

En remplaçant (2) et (3) dans l'équation (1), on obtient l'expression du facteur de Sécurité suivante :

$$F_s = \frac{\sum_1^m \left(\frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_i \right)}{\sum_1^m W_n \sin \alpha_n} \quad (4)$$

Les paramètres intervenant dans le calcul du F_s sont donc :

b : la largeur des tranches.

α : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale. La hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

II.4.1.2.Méthode De BISHOP Simplifiée (1954) :

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- l'équilibre étudié est l'équilibre des moments.
- Les efforts inter-tranches horizontaux sont nuls. [20]

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_1^m (C_i b_i + W_i \tan \varphi_i)}{m_\alpha \sum_1^m W_i \sin \alpha_i}$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F_s} \right)$$

Pour déterminer F_s il faut procéder par des itérations successives, la première itération est faite en adoptant comme valeur F_{s0} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. C'est donc une méthode indirecte (ou itérative) et elle vérifie uniquement l'équilibre des moments, tout comme la méthode de FELLENIUS (ne vérifie pas l'équilibre des forces). [13]

II.4.1.3.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 appelée méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité en tenant compte de ces sollicitations. Le coefficient de sécurité (F_s) est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \left(\frac{1}{\sum_{i=1}^{i=n} W \sin \alpha_i} \right) \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(W_i - u_n b) \tan \varphi_i + c_i b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

- U : pression interstitielle agissante sur l'arc.
- C : cohésion effective.
- φ : 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, V_{n+1}) pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admettre que le long des plan verticaux les contraintes sont proportionnelles a la distance

Verticale de leur application à la surface libre (c'est à dire proportionnelle au poids des terres). Compte tenu de l'équation réagissant 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, ce calcul est très lourd et bien entendu ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur. [21, 22]

D'autres méthodes sont basées sur des hypothèses différentes, tel que les méthodes de :

- JANBU (ligne d'action des forces inter-tranchent située au 1/3 de la hauteur des tranches).
- SPENCER (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter tranches constant).
- MORGENSTERN et PRICE (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter-tranches = $\lambda \cdot f(x)$).
- SARMA (introduction d'un paramètre supplémentaire : accélération verticale).
- Perturbations (méthode proposée par RAULIN du LCPC).

II.4.1.4.Méthode De JANBU (1956) :

La méthode de JANBU détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre de forces. Cette méthode considère les forces normales inter-tranche (E), mais néglige les forces de cisaillement (T). La force normale (P) est déterminée comme dans la méthode de BISHOP simplifiée. [20]

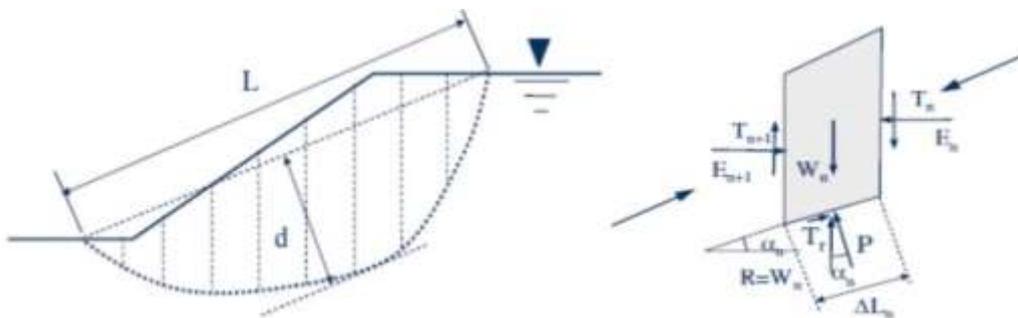


Figure II. 5: Forces considérées dans la méthode de JANBU [22].

Pour cette méthode, JANBU calcule d'abord un facteur de sécurité non corrigé F_{s0} qui est déterminé comme suit :

$$F_{s0} = \frac{\sum_{n=1}^m (b_n \frac{\text{tg}\varphi_i [c_i + (\frac{W_n}{b_n} - u)]}{n\alpha}}{\sum_{n=1}^m W_n \text{tg}\alpha_n}$$

Avec : $n\alpha = \cos^2 (1 + \tan\alpha * (\tan\phi_i/FS_0))$.

(W_n/b_n) est la contrainte verticale totale. b_n

est la largeur de la tranche n .

α_n : l'inclinaison de la surface de glissement au milieu de la tranche n .

u : pression de l'eau interstitielle.

On peut remarquer que la méthode de JANBU, satisfait l'équilibre des forces et considère les forces normales inter-tranche (E). C'est une méthode indirecte (itérative, puisque FS_0 est des deux côtés de l'équation). Elle est utilisée généralement pour une surface de cisaillement composée (surface de glissement générale).

JANBU a introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité original, pour pallier aux effets des forces de cisaillement inter-tranche. Avec cette modification, la méthode de Janbu donne des valeurs du coefficient de sécurité FS plus importants, comme : $FS = f_0.FS_0$
Le facteur de correction dépend du rapport entre profondeur et longueur de la surface de rupture (d/L). (figure 3.6) Le coefficient de sécurité avec ce facteur de correction, peut augmenter de 5 à 12%, donnant une marge inférieure dans le cas du frottement seul. [20]

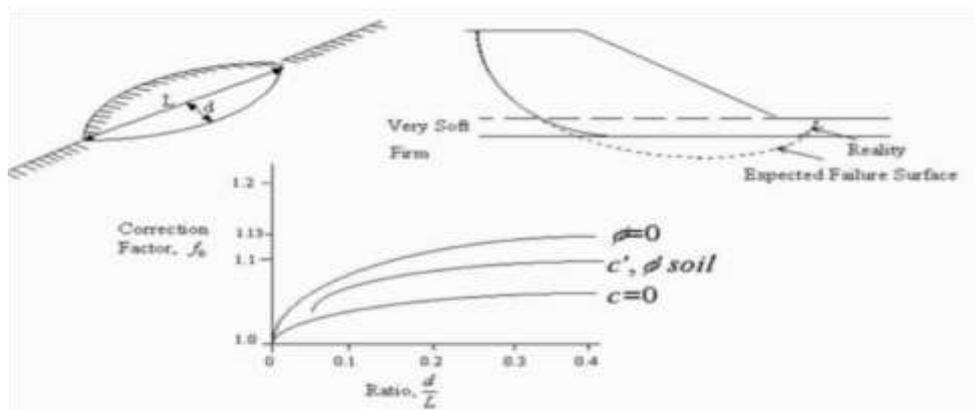


Figure II. 6: Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture [20].

Il y a toute une série de procédures d'équilibre limite qui a été élaborée pour analyser la stabilité statique des talus. Les pentes homogènes sont habituellement analysées par les méthodes présentées précédemment (BISHOP simplifiée 1954 ; JANBU 1956), qui assument les surfaces

De ruptures circulaires. Quand les conditions du sol ne sont pas homogènes, les surfaces de rupture sont susceptibles d'être non circulaires. Dans ces cas, il est préférable d'utiliser des méthodes comme MORGENSTERN-PRICE (1965), SPENCER (1967). [20 ; 23]

Il y a aussi la méthode de SARMA (1973, 1979), où il a développé une approche différente pour déterminer le coefficient de sécurité d'un talus et qui vérifie toutes les conditions d'équilibre limite.

II.4.2.La Méthode numérique (MEF) :

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul numérique qui ayant un profond caractère plus physique qu'abstrait, elle a été inventée plutôt par les ingénieurs que par les mathématiciens.

Cette méthode a été appliquée pour la première fois dans des problèmes liés à l'analyse des contraintes et depuis elle a été étendue dans d'autres problèmes liés au milieu continu.

La MEF représente une modalité d'obtenir une solution numérique correspondant à un problème spécifique. Cette méthode n'offre pas une formule pour une certaine solution et ne résout pas une classe de problèmes. La MEF est une méthode approximative à moins qu'un certain problème puisse être extrêmement simple conduisant ainsi à une formule exacte toujours valable. [24]

II.4.3.Méthode des abaques :

Le principe de cette méthode consiste en l'estimation de facteur de sécurité en fonction de plusieurs paramètres : la hauteur de gradin (H_g) et l'angle d'inclinaison (α) qui représentent les paramètres de talus ; le poids volumique (γ), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) qui représente les paramètres de matériau à étudier. [13]

Plusieurs auteurs ont proposé leurs propres abaques, on distingue : l'abaque de HOEK, de FELLENIUS, de BISHOP-MORGENSTERM (1960) et de MORGENSTERM (1963).

II.4.3.1.L'abaque de HOEK :

Cette méthode établie par HOEK, est utilisée pour calculer le coefficient de sécurité F_s , il suffit de connaître la fonction de l'angle du talus (X) et la fonction de la hauteur du gradin (Y). Le point d'intersection de ces dernières nous permet de déterminer le coefficient de sécurité correspondant. [13]

Les fonctions X et Y sont définies par les formules suivantes :

$$X = \alpha - (1.2 \varphi)$$

$$Y = \frac{\gamma H_g}{C}$$

Où :

- α = angle du talus (°).
- φ = angle de frottement interne(°).
- γ = Poids volumique de la roche (kN/m³).
- H_g = hauteur du gradin (m).
- C = cohésion de la roche (kN).

L'abaque de HOEK permet aussi de déterminer les fonctions réciproques de facteur de sécurité, c'est-à-dire de déterminer la hauteur critique des gradins et l'angle d'inclinaison critique de talus en fonction d'un facteur de sécurité critique. [13]

La figure II.7 illustre l'abaque de HOEK et les fonctions X et Y utilisées pour déterminer le facteur de sécurité (Fs) :

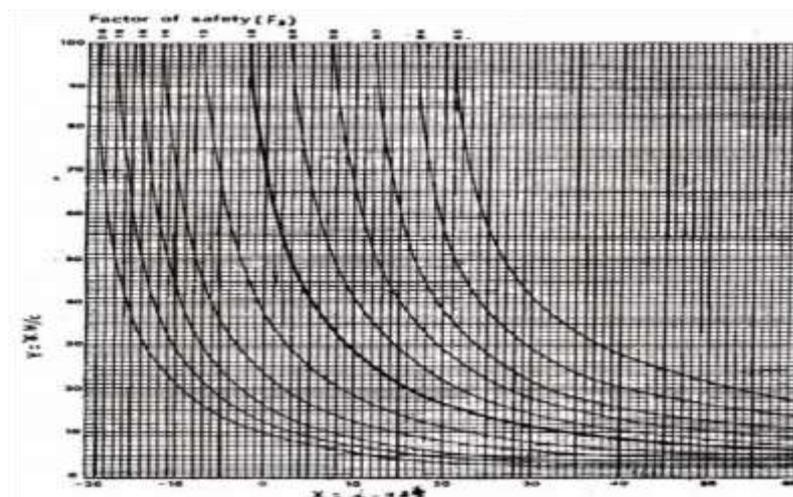


Figure II. 7: Méthode de l'abaque de HOEK [13].

II.5. Conclusion

Il existe différentes méthodes de calcul de stabilité avec leurs différentes hypothèses, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'un talus.

Pour un calcul du coefficient de sécurité par les méthodes d'équilibres limites en se basant sur un ensemble fixe des conditions et des paramètres matériels ; ces méthodes demeurent applicables actuellement étant donné qu'elles renseignent sur le plan de glissement le plus probable et par conséquent permet à l'ingénieur de mieux appréhender le problème sur plusieurs aspects dans la reconnaissance géotechnique.

CHAPITRE III

ACQUISITION ET PRESENTATION DES DONNEES

III.1. Introduction

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et Les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Ce chapitre, présente sommairement le projet étudié : sa situation, sa topographie et les données Géotechniques nécessaires.

Pour recueillir les données nécessaires à l'analyse et l'étude du glissement du de la route Nationale N° 15 au PK79 (Saloum) – wilaya de Bouira, On a sollicité l'entreprise Can ALGERIE ainsi que le bureau d'étude technique et d'expertises A.BOUTEMONE (Cité des annassers 2 BT A25 N°6 Kouba – Alger) Pour nous permettre d'exploiter les différentes études de sols et expertises effectuées, les pièces suivantes ont été Mises à notre disposition :

- rapport géotechnique PK 79.
- Rapports MBR.
- levé initial PK 79.
- levé profil –glissement.

III.2. Présentation du cas étudié**III .2. 1. Situation et description générale du site :**

La zone de glissement étudiée se situe au niveau de la route nationale N° 15 au PK 79 Plus précisément sur le chemin communal sis à Seloum au niveau de la commune d'Aghebalou wilaya de Bouira à 55 km à l'est de Bouira .



Figure III. 1: photos de route déstabilisée.

les coordonnées UTM .(WGS-84 du fuseau S31) du centre de l'axe de la section d'étude Est relevées au moyen d'un GPS GARMIN Etext, et confirmées par la projection sur Google earth sont :

X : 618156m N

Y : 4031256 m N

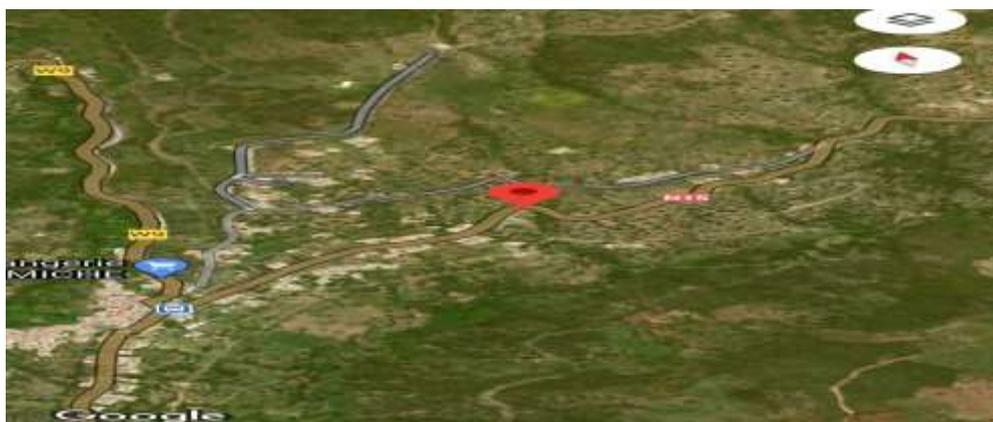


Figure III. 2: Extrait d'une vue satellite de la localisation du site.

III.2. Causes de désordre

Les eaux provoquées par les intempéries, et suite à l'obstruction de l'ouvrage hydraulique en amont, se sont déversées sur le talus en emportant une partie de ce dernier.

Aucun signe de glissement n'est constaté sur le site.

Les terrassements ainsi que les forages effectués montrent que le terrain est constitué principalement de schiste, excepté la couche supérieure constituée du corps de chaussée.



Figure III. 3: Terrassements montrant la nature schisteuse du terrain.

III.3. Présentation des données

III .3.1. Données géologiques :

la consultation de la carte géologique de Bouira (Feuille 66 au 1/50 000e) et les travaux de recherches systématiques menées en 1984 et 1985 par l'ORGM , montre que le site et ses proches environs sont formés essentiellement par un ensemble de terrains Quaternaire et Méso – Cénozoïques ayant des relations plus ou moins complexes, la succession litho-stratigraphique de plus récent au plus ancien est représentée par des [3]:

- **Dépôts d'âge Quaternaire :** nous distinguons des formations alluvionnaires (récentes) résultant des crues qui sont moins répandues sur la zone d'étude, elles sont localisées principalement dans les lits des Oueds (notées &a2), elles sont composées essentiellement de limons sablonneux, vases, cailloutis, graviers, galets, et sable non classés. Par ailleurs des fenêtres d'anciens dépôts alluvionnaires des plateaux (notées q //) qui occupent la zone centrale de la feuille, ces formations sont le résultat d'anciennes actions torrentielles, qui ont précédé le creusement des vallées et dépressions actuelles

Constituées de matériels non classes faiblement cimentés, tels que les sables, graviers, blocs et limon sableux.

- **Dépôts d'âge Cénozoïque** : l'oligocène occupe une grande étendue au Sud-est de la feuille (notes m/b et m/), il s'agit de terrain détritique, d'origine alluvionnaire, composé de conglomérats, de grès grossiers, d'argiles sableuses d'une coloration rouge, ces dépôts sont plissés avec inclinaison générale vers le Nord. La partie supérieure est formée d'argiles bariolées (m/b). Néanmoins l'Eocène n'est pas développé et n'affleure pas dans notre région d'étude il se trouve probablement sous-jacent aux formations précédentes (zone SUD-EST), il correspond à un ensemble de roches variées par leur nature et composition ; constitué principalement de marnes, grès et calcaires d'une puissante assise, atteignant jusqu'à 300m d'épaisseur, bien caractérisé par ses strates régulières lits calcaires, et bancs trochoïdes à nummulites (note e).
- **Dépôts d'âge Mésozoïque** : sont représentés par les formations du Trias, Jurassique et le Crétacé.

Crétacé : il est assez développé dans notre région d'étude et ses alentours et occupe une grande partie. Selon les conditions de sédimentation, le crétacé présente des caractères distincts. Dans l'ensemble, la séquence est rythmique et montre des éléments flyschides du Crétacé inférieur où on constate des faciès argileux légèrement gréseux devenant franchement argileux au Crétacé supérieur. La part des roches carbonatées s'accroît dans le même sens (Crétacé inf. - Crétacé Sup.). Dans le Crétacé, on distingue :

Les formations du Maestrichtien (notées C9), non développées dans cet extrait de la feuille, il s'agit des Argiles feuilletées, brunes et verdâtres, intercalées de lits de quartzite fendillées sans fossiles.

Les formations du Sénonien (notées C8-7), elles occupent une grande étendue de la feuille et occupent toute la zone d'étude. Elles sont constituées de marnes schisteuses bleuâtres et calcaires marneux, de rares fossiles, de grande puissance de plus de 500m d'épaisseur aux zones les plus culminantes, n'est susceptible d'aucune division stratigraphique.

Les formations du Cénomaniens (notées C5-4), se trouvent en lambeaux dispersés ouvrant ainsi des fenêtres sur la formation de Sénonien, trouvant dans la partie Ouest de la zone d'étude.

Elles représentées par des calcaires en bancs bien lites, séparés par des lits marneux.

Les formations du l'Albien (notées C3-1), là aussi ces formation occupent une grande aire, les formations qui régissent cette étage sont les argiles brunes schisteuses et quartzites. .

Trias : sont peu développés et sont représentés principalement par des formations terrigènes et carbonaro-terrigenes. A l'Est de la région des épitements triasiques en situations anormale dans le Crétacé supérieur, se compose d'argiles bariolées, jaunâtre en surface avec cargneules surmontées de quelques bancs réguliers de dolomie bleuâtre et violacée.

Néanmoins de gros amas de gypse (notes tgv) sont présent dans la partie Est de l'extrait de la feuille.

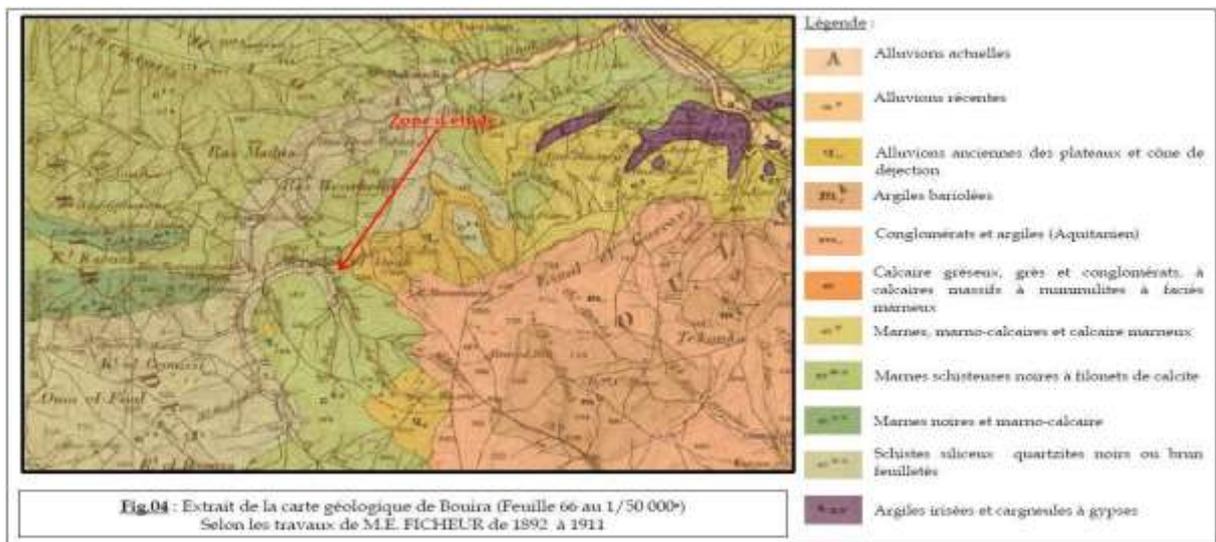


Figure III. 4: Extrait de la carte géologique de Bouira -feuille N°66.

III.3.2. Sismicité :

Au sens document technique réglementaire relatif aux règles parasismiques applicables au domaine au domaine des ouvrages d'art (RPOA-2008) ; l'Algérie à été subdivisé en quatre zone :

- Zone III : sismicité élevée
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone I : sismicité faible
- Zone 0 : sismicité négligeable.

La wilaya de BOUIRA est classée dans une zone de moyenne sismicité Zone Iia, D'autre part, selon la bibliographie la carte ci-dessous délimite les failles de la région d'étude, d'ont principalement la faille de sahel qui peut générer un séisme de magnitude maximale de l'ordre De 7.25 (selon Swan : 1998) et la faille décrochant de Thenia, bien visible a terre qui a une influence de point de vue sismique de la région. En outre ; le constat après le séisme 2003 donne a pensé quelles effets de site avaient joué un rôle très important dans l'amplification de l'onde sismique qui peut dépasser le facteur 10 dans le cas des sols mous et/ou argileux.

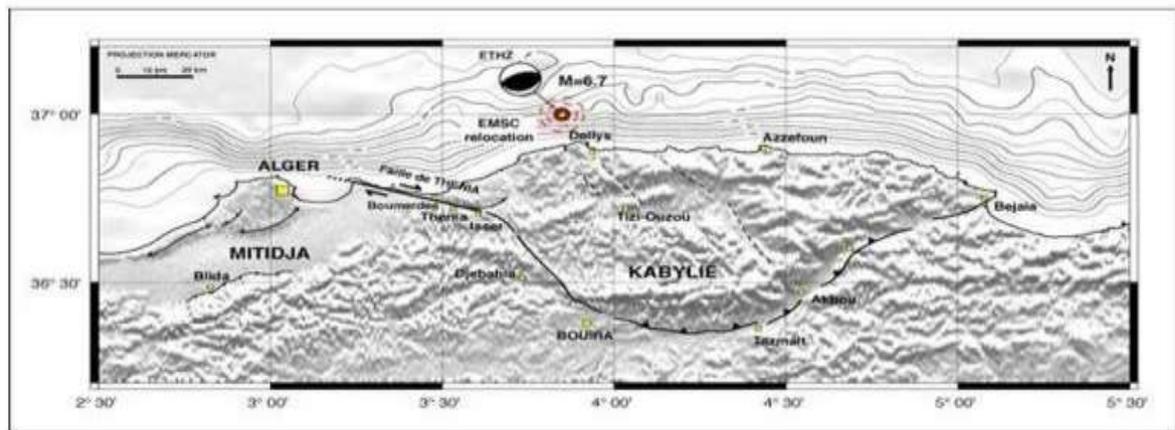


Figure III. 5: Modèle numérique de terrain montrant la faille de Thénia qui fait partie d'une structure géologique qui va jusqu'à Bejaia (Source M. Meghraoui, d'après Boudiaf ,1996.

III.3.3. Données hydrogéologique [3] :

➤ Hydrogéologie régionale :

Des facteurs physico-géographiques et géologiques sont propices à la formation des eaux Sous terrains dans la région de Bouira. Les eaux sont générées par les infiltrations de Précipitations atmosphériques et par la perte des eaux d'oueds. Par leur liaison avec les Formations géologiques, leur mode de gisement et leur extension, elles se répartissent en trois Type :

Les eaux souterraines liées à l'Oligo-Miocène et Quaternaire : Elles sont localisées dans les Grandes dépressions intra-montagneuses comme celle de Bouira. Les niveaux aquifères sont représentés par les grès et conglomérats de l'Oligo-Miocène et par les grès hétéros granulaires du Quaternaire.

Les eaux souterraines liées au Jurassique, Crétacé et l'éocène : Elles sont localisées au niveau Des piémonts du Djurdjura où elles alimentent les sources en lignes descendantes. Les débits

Sont estimés en moyenne à 0,05l/s. Les eaux souterraines liées au Protérozoïque : Elles se Manifestent en surface par des sources à débit variant de 0,01 à 0,5l/s.

➤ **Hydrogéologie locale :**

-Au regard de la nature alluvionnaire du remblai (aspect pulvérulent), l'infiltration des eaux Pluviales est favorisée ; provoquant ainsi des circulations superficielles de ces eaux au sein du Remblai et au sein des formations sous-jacentes .Par ailleurs, elles peuvent donner lieu à des Poches d'eaux ou à des nappes perchées temporaires.

Néanmoins, pour surveiller la fluctuation de niveau d'eau, ils ont équipé les sondages Réalisés par de tubes piézométriques. Les premiers relevés piézométriques effectués par notre Bureau à différentes dates, sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 1: Relevés piézométriques du PK-79.

Désignation	Sc1
Niveau sup du tubage par rapport à plateforme(m)	0.46
Métre descendu (m)	20
Niveau humide (m)	3.28
Niveau de la nappe sous la Plateforme	16.42

III.3.4.Données géotechniques :

L'étude géotechnique se propose pour fournir aux ingénieurs des données expérimentales sur les propriétés physiques et mécaniques des sols, nécessaires pour mener des calculs et des modélisations par des codes de calculs, de plus en plus développés, qui les aideront à déterminer les niveaux des nappes aquifères existantes et de permettre le choix de la meilleure solution à adopter au problème d'instabilité rencontré. La qualité de ces prévisions dépendra fortement de la qualité des paramètres du sol obtenus, et la qualité de ceux-ci dépendra de la qualité des essais effectués tout au long de la campagne de reconnaissance. Le programme de Le programme de la reconnaissance géotechnique du site concerné par le glissement consiste à réaliser un seul sondage.

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif.

- **Sondages carottés** : Le carottage est la désignation courante de tous les types de forages permettant la récupération d'une carotte. Les domaines d'application du carottage varient de la recherche des minéraux aux études de fondations. Un sondage carotte a été réalisé sur le site d'une profondeur de 17m.
- **Équipements utilisés dans le sondage au carottage** :
 - **La sondeuse** : son rôle est de faire tourner le train de tiges, le carottier et la couronne, elle doit transmettre également la pression nécessaire à l'outil de forage.
 - **Le derrick** : il est utilisé pour remonter le train de tiges hors du trou, la hauteur et la force du derrick dépendent de la profondeur du trou qu'on veut obtenir.
 - **Pompe de forage** : son rôle est l'injection d'un liquide laveur au fond du trou de sondage. La pompe a une double fonction :
 - o Refroidir la couronne.
 - o Remonter en surface les débris de roche.
 - **Le train de tiges** : il transmet la pression, la rotation et le liquide d'injection à la couronne, les tiges peuvent être de type conventionnel (Wire line) pour le carottage au câble et à double parois pour utilisation en circulation inverse.
 - **Le carottier** : il préserve et retient la carotte jusqu'à sa remontée en surface, c'est le plus important de l'équipement dans le trou
 - **Le tubes de revêtement** : il permet de traverser des terrains de recouvrement jusqu'à la roche stable, il est nécessaire pour éviter que les pierres ou autres débris ne tombent dans le trou de sondage. Dans les trous profonds, il peut être nécessaire de tuber plusieurs fois, chaque tubage réduit la taille du sondage. Lorsqu'on prévoit de réaliser un trou de sondage, il faut connaître le diamètre minimum de la carotte désirée par le client.
 - **Les couronnes** : les couronnes à prisme en carbure de tungstène ne sont utilisées que pour les forages des roches tendres et fiables. Les couronnes diamantées (à pierres serties ou concrétion synthétique) sont destinées au forage de roches dures et abrasives.
 - **Le manchon aléueur** : il est placé au-dessus de la couronne, il doit être de la même taille que la couronne. Le but du manchon aléueur est de maintenir le calibrage du trou

De sondage pour permettre à une nouvelle couronne de descendre jusqu'au fond sans se coincer. Il joue également le rôle de stabilisateur de l'ensemble de train de tige.

➤ **Interprétation des essais in situ :**

Le sondage a été réalisé par laboratoire central des travaux publics, et approuvé par Mr MACHANI K .un seul sondage a été effectué ; La coupe lithologique fournie par le sondage destructif est la suivante :



Figure III. 6 : Essai de sondage.

1. Les sondages carottiers :

L'appareil permet après étalonnage sur un sondage carotté ou à la tarière et interprétation des enregistrements, de retrouver et situer avec précision les différentes couches traversées, de détecter les hétérogénéités à l'intérieur d'une même couche, de localiser les cavités ou les blocs.

Les résultats d'essais par sondage qui a réalisé sur l'accotement amont ont donné :

De 0 à 1,50 m : argile marneuse jaunâtre.

De 1,5 m à 2,7m : graviers, cailloux ; limon argileux beige brunâtre à ocre.

De 2,7 m à 5,5m : marne grisâtre altérée.

De 5,5m à 17 m (fin de sondage) : substratum calcaire grise dur.



Caisse N° 1

0,00 – 6,00 m



Caisse N° 2

6,00 – 12,00 m



Caisse N° 3

12,00 – 17,00 m

2.1. Essais en laboratoire :

Les essais réalisés dans laboratoire sont :

- Essais d'identification
- Essais mécaniques

2.1. Essais d'identification :

2.1.1. Teneur en eau naturelle :

La teneur en eau pour notre étude vaut : 21,75 %

2.1.1.2 Densité sèche :

C'est la notion de densité par rapport à l'eau et l'on parle de densité sèche ($\frac{\gamma_d}{\gamma_w}$)

ou de densité humide ($\frac{\gamma_h}{\gamma_w}$). $D_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} = 2,10 \text{ T/m}^3$

2.1.1.3 Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique montre un pourcentage de passants à 2 mm égale 100%, celui des passants à 0,2 mm varie entre 97% à 99%. Le pourcentage des passants à 0,02 mm varie entre 62% à 43%.

Les prélèvements des échantillons se fait à des profondeurs (3,70-4,00) et (6,00-6,40) m.

Donc :

Il s'agit d'un sol très fin limoneux.

2.1.1.4 Les limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg ont donné un indice de plasticité **Ip** variant dans l'intervalle $16,28\% < \mathbf{Ip} < 32,27\%$, et limite de liquidité comprise entre $36,00\% < \mathbf{WL} < 56,75\%$, ce qui correspond un **sol peu plastique**.

2.2. Essais mécaniques :

2.2.1. Les essais de cisaillement :

Le seul essai réalisé c'est : l'essai de cisaillement rectiligne UU (boite de casagrande) :

Tableau III. 2 : L'essai de cisaillement rectiligne.

N° Sondage	Profondeur en mètres	Cu en bar	Angle de frottement en degrés
01	3,70-4,00	0,00	35
	6,00-6,40	5,5	25

III.2.3. Conclusion et interprétation :

D'après les résultats obtenus par les essais d'identification (granulométrie et limite d'Atterberg...), le sol peut être classé dans la catégorie des sols très fin limoneux peu plastique. Ce type de sol est très sensible à l'eau, et par conséquent son comportement devient très plastique. Ainsi nous estimons que la cause du glissement étudié est due, particulièrement, à la présence d'eau dans cette zone.

III.4. Nature du glissement

Suite à des constatations sur site et les données géotechniques et géométriques de la zone endommagée, nous pouvons conclure, à priori, que le glissement est un glissement peu profond et se situe dans la couche de la marne altérée.

III.5. Analyse du glissement par logiciel

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, mais chaque logiciel à ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètre de modélisation.

On peut donc obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées.

En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons un logiciel de calcul, basé sur la méthode d'analyse limite appelé Géostab.

III.5.1.Présentation de logiciel Géostab :

1. Introduction :

Le logiciel GEOSTAB permet de calculer le coefficient de sécurité de talus, éventuellement Renforcés par clous, épingles avec ou sans multicritère, tirants, géotextiles, armatures.

Le logiciel GEOSTAB, développé par la société GEOS INGENIEURS CONSEILS, est protégé au titre des droits d’auteurs appliqués aux logiciels informatiques.

Les méthodes de calcul sont :

- BISHOP modifiée avec pour facteur initial des itérations FELLENIUS pour les surfaces Circulaires.
- CARTER pour les surfaces non circulaires (extension de la méthode de BISHOP Modifiée).

2. introduction des données :

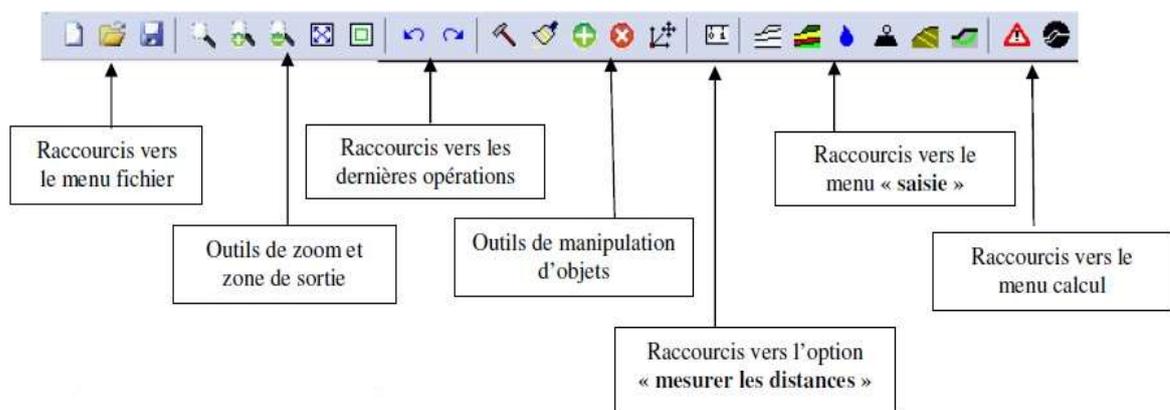
2.1. Description de l’interface

La nouvelle version de GEOSTAB intègre une interface visant à faciliter la saisie des données.

Cette interface se décompose en quatre parties de dimensions personnalisables :

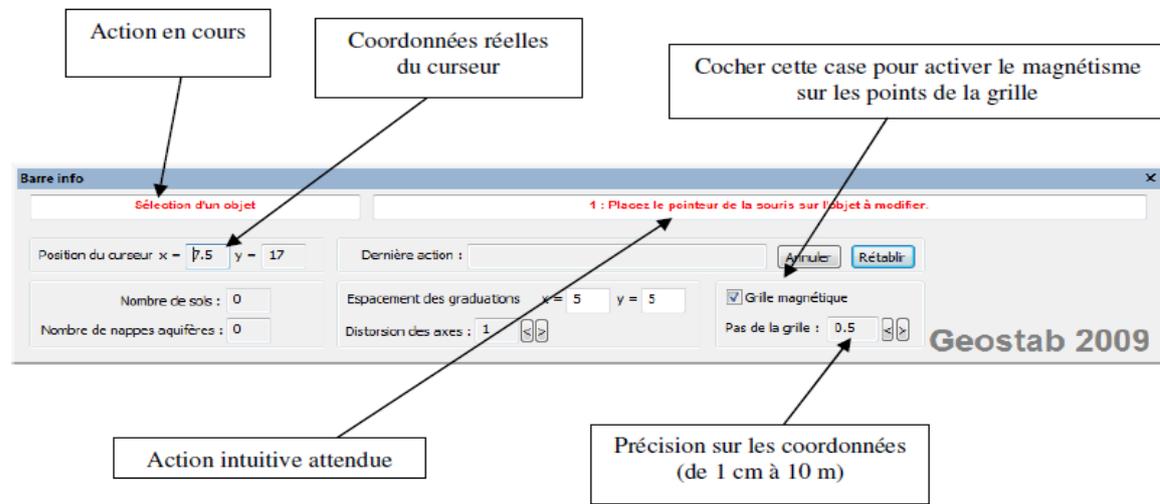
- **des barres d’outils :**

Lorsque le curseur de la souris est positionné sur une icône, un message d’aide apparaît Indiquant la fonction précise du bouton.



- **Les données de la fenêtre graphique :**

La fenêtre résume la situation courante et permet quelques opérations sur le dessin. Cette fenêtre peut-être « flottante » ou ancrée à l'écran général.

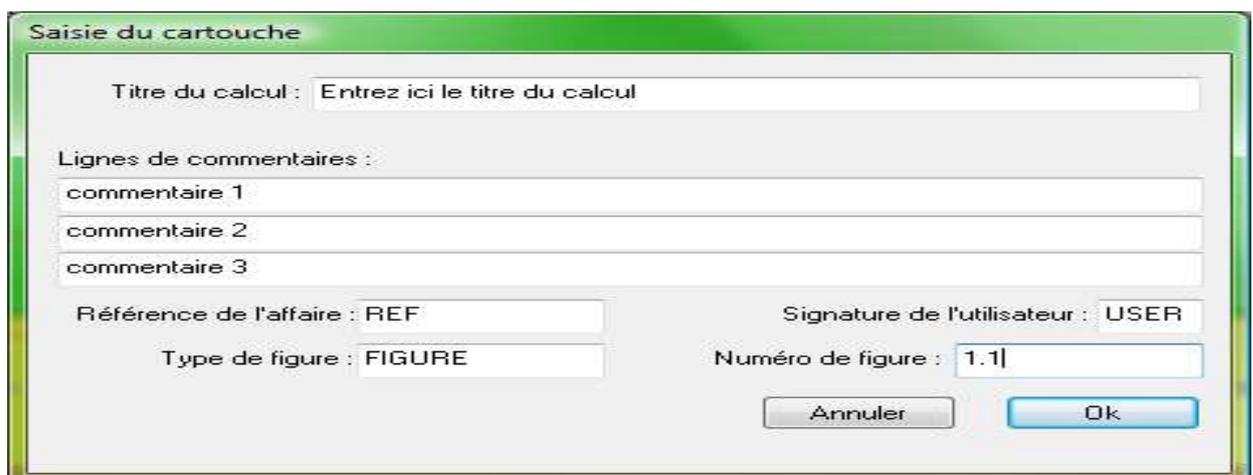


3. Saisie des données :

Pour commencer la saisie d'un nouveau document, il faut sélectionner l'option Nouveau du Menu Fichier.

3.1. Saisie du cartouche et des caractéristiques du dessin :

Option Cartouche du menu Préparation des données.

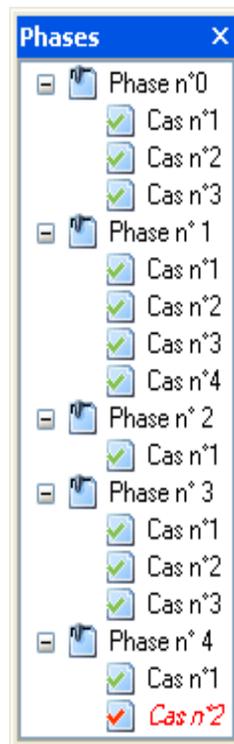


Entrer ce dessus tout le descriptif du calcul souhaité sur la feuille de résultat :

- Titre.
- divers commentaires.
- numéro et type de figure.
- nom de l'utilisateur.
- numéro de l'affaire.

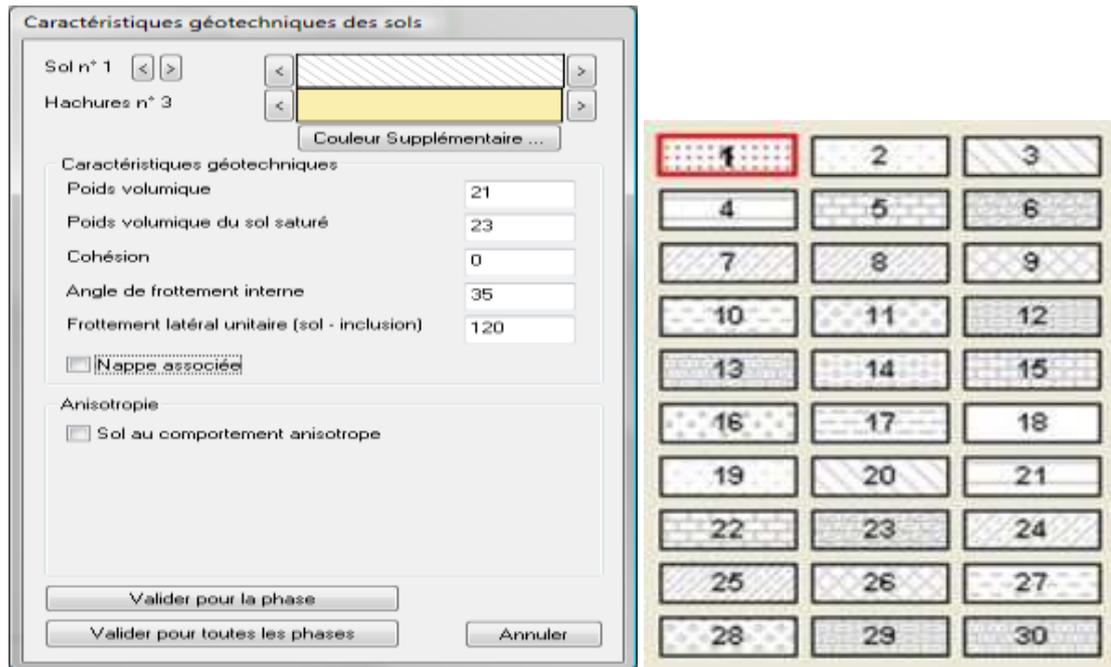
4 .La fenêtre « gestion des phases » :

Cette fenêtre présente les différentes phases et les différents cas définis par l'utilisateur. Un simple clic avec le bouton gauche de la souris permet d'afficher la phase et le cas correspondant. Le cas courant est représenté en. Saisie des caractéristiques géotechniques des sols



5. Saisie des caractéristiques géotechniques des sols :

Choisir l'option « **Caractéristiques géotechniques** ». L'utilisateur doit remplir les Caractéristiques de chaque sol impliqué dans le calcul.

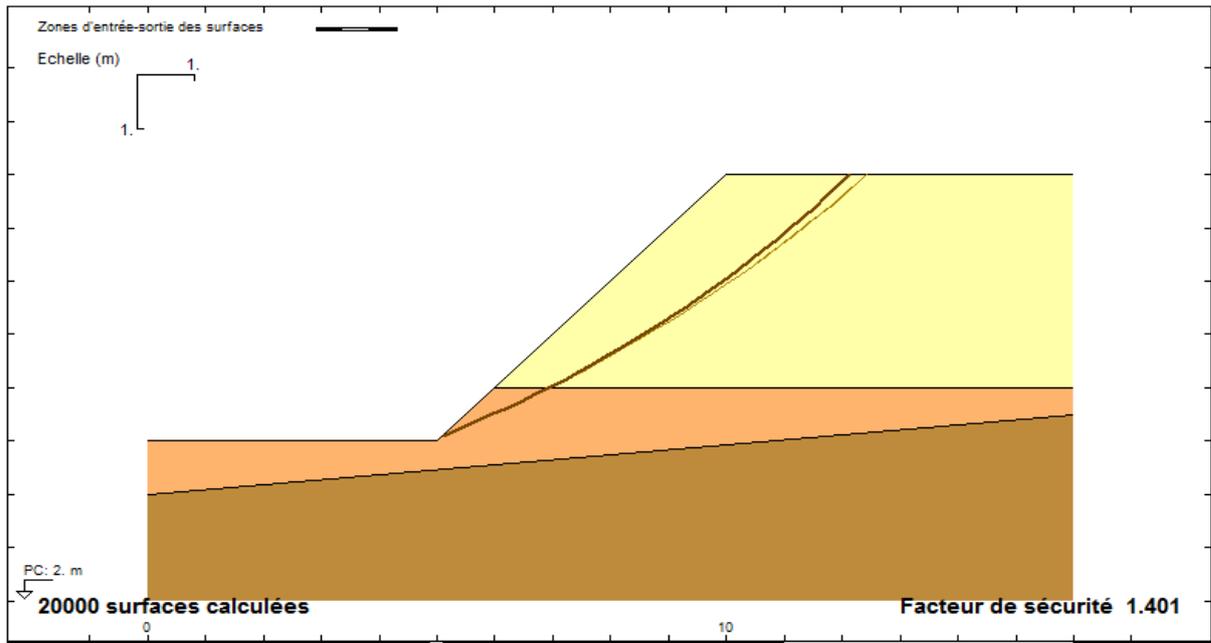


En fonction des options de gestion des couleurs pour les données et/ou les sorties :

- Choisir une trame parmi les différentes trames disponibles en cliquant sur les boutons < et > et, ou choisir la couleur du sol en cliquant sur les boutons < et > ou en cliquant sur le bouton « **couleur supplémentaire** ».

A cet effet il faut renseigner les champs poids volumique et poids volumique du Sol saturé, la cohésion, l'angle de frottement interne et le frottement latéral Unitaire sol-inclusion.

Toutes ces caractéristiques peuvent être validées pour la phase courante, en cliquant sur le bouton « **Valider pour la phase** », ou pour toutes les phases, en cliquant sur le bouton « **Valider pour toutes les phases** », Si une nappe traverse ce sol, elle doit être associée à ce sol et il faut donc cocher la case « **nappe associée** », et attribuer le numéro de nappe correspondant. Pour passer au sol suivant cliquer sur les boutons < et >.



	GEOSTAB® v4.01 du 01/10/2009 développé par GEOS		GEOS INGENIEURS CONSEILS, Bâtiment Athena 1		TEL: 04 50 95 38 14
	http://www.geos.fr E-mail: info@geos.fr		Paro d'Affaires International, 74186 ARCHAMPS - FRANCE		FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	q_s
	1 (21.00; 23.00) * 1.05	0.000 / 1.50	35.00 / 1.20	50.00 / 1.40
	2 (21.00; 23.00) * 1.05	50.00 / 1.50	20.00 / 1.20	100.0 / 1.80
	3 (21.00; 23.00) * 0.95	0.000 / 1.50	40.00 / 1.20	120.0 / 1.80

Fichier "notice"
Méthode de BISHOP modifiée
Coefficient de Méthode 1.125
Unités : kN, m

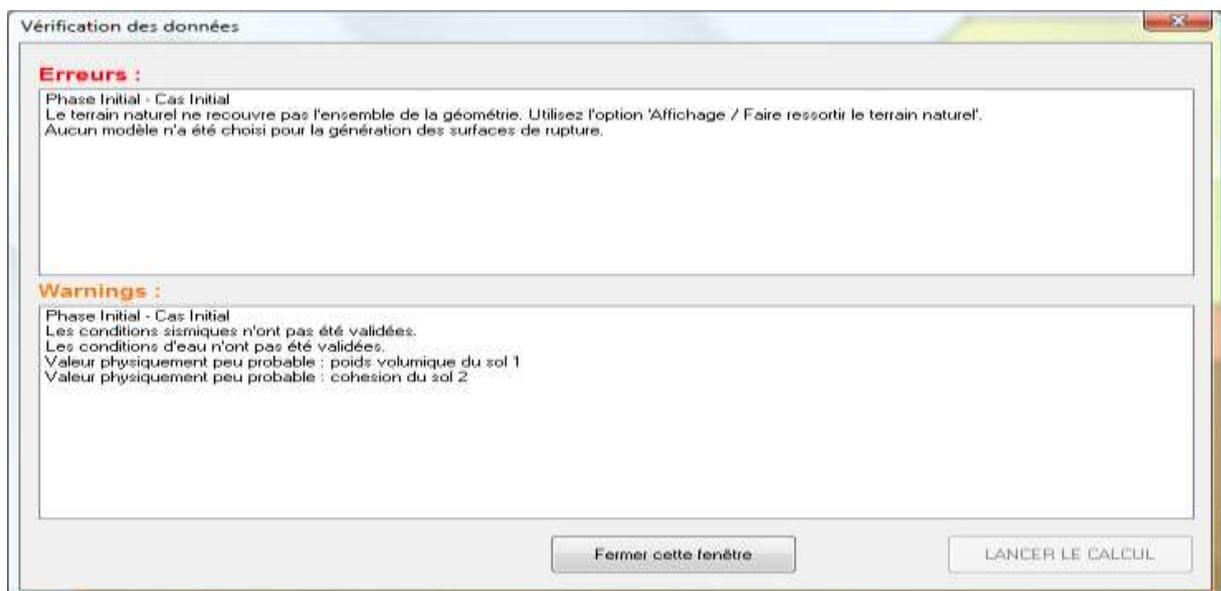
6. Lancement du calcul :

Le calcul peut être lancé avec l'option Lancer le calcul du menu Calcul ou depuis la barre d'outils En cliquant sur l'icône.

Si le projet contient plusieurs cas et/ou plusieurs phases, la fenêtre illustrée en figure 52a Apparaît. Elle permettra de savoir quels cas ou phases, l'utilisateur veut calculer.

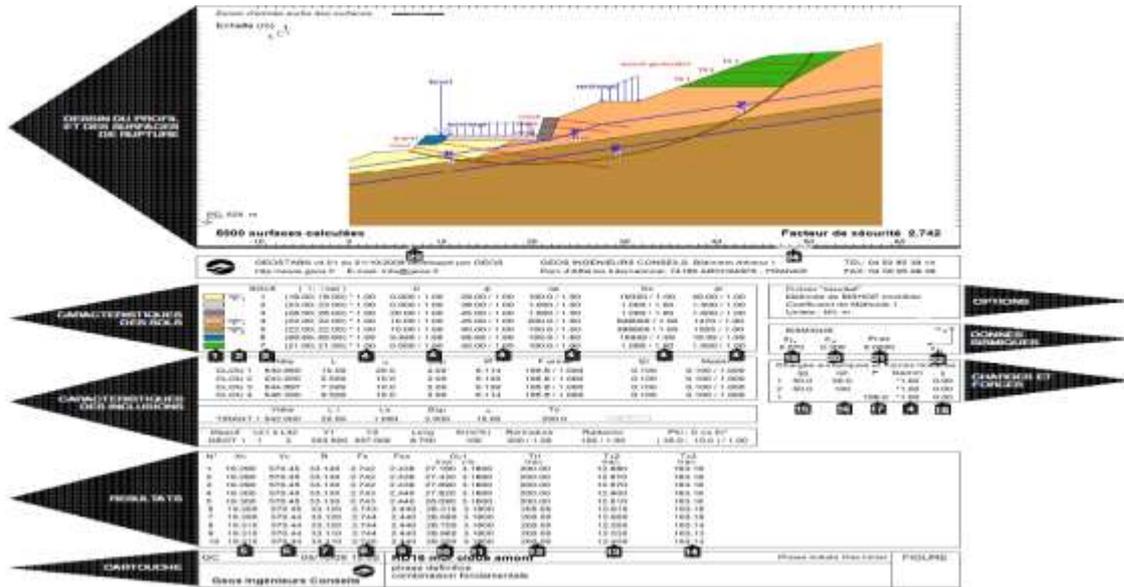


Ensuite, la fenêtre de vérification illustrée en figure 52b apparaît.



Si, à ce stade, les données contiennent des erreurs, GEOSTAB désactive le bouton « **Lancer le Calcul** », pour obliger l'utilisateur à rectifier certaines valeurs mises en cause dans chacun des Blocs « **Erreurs** » ou « **Warnings** ». Si seuls des avertissements sont présents sur cette fenêtre, Alors le calcul peut quand même être lancé.

7. Fin de calcul ; Affichage de la feuille de résultats :



III.5.2.Application au glissement étudié :

Logiciel géostab nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre de calculer ou faire une étude complète et suffisante, ainsi donnée des résultats plus proches à la réalité et raisonnable, et Qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Les paramètres d'entrée sont : Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m³), c (KN/m²), ϕ (°).

- Les coordonnées x, y en m.
- Les coordonnées de la nappe x_i, y_i en m.

Les données géotechniques sont les suivants :

Tableau III. 3 : Les données géotechniques.

	Argile marneuse	Limon argileux	Marne altérée	Calcaire dur
γ (KN/m ³)	2,1	1,9	2, 3	2.4
c (KN/m ²)	00	5	25	100
ϕ (°)	35	25	30	37

NB : les charges sur l'habitation et sur la route est 10 KN/m.

III.5.2.1. Talus modélisé avant glissement :

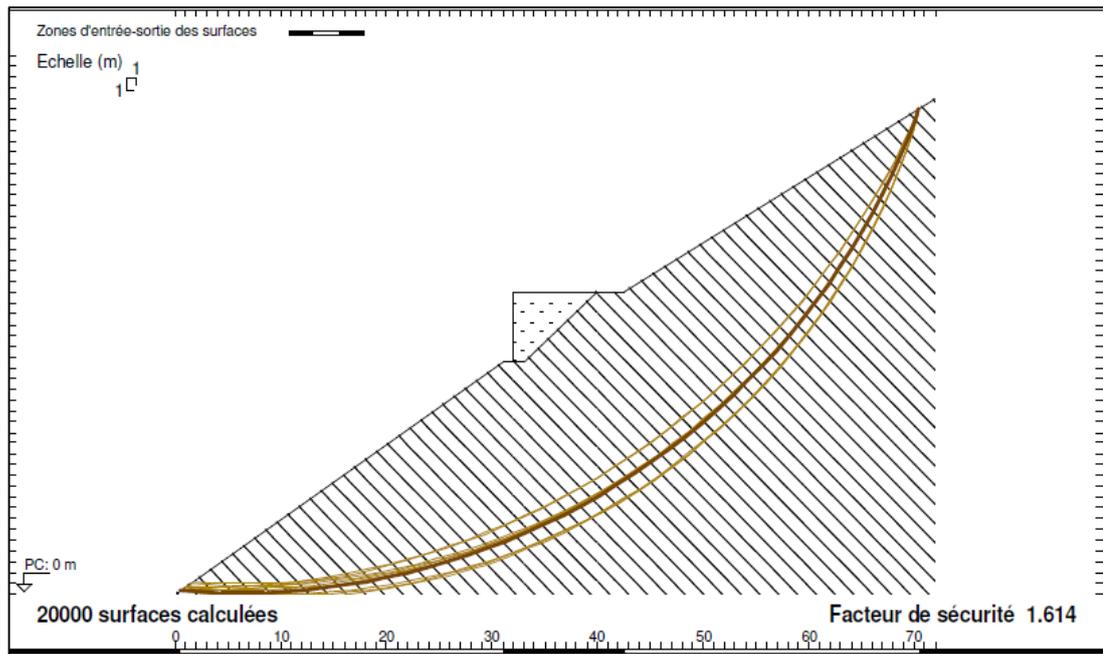


Figure III. 7: Talus modélisé avant glissement.

III.5.2.2. Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique :

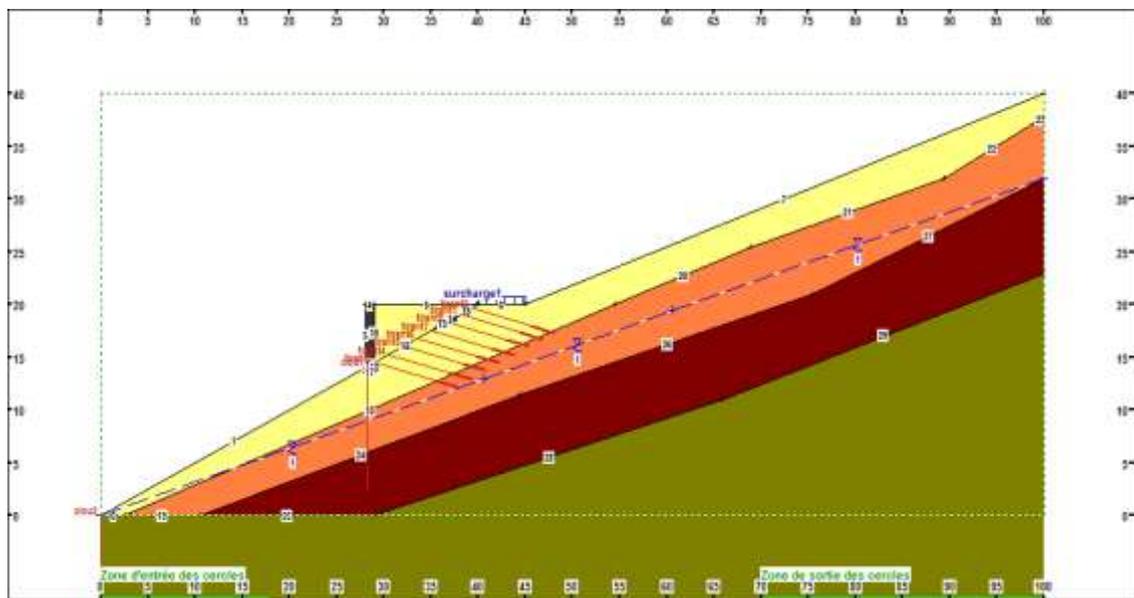


Figure III. 8 : Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique.

III.5.2.3. Les résultats obtenus :

III.5.2.3.1 Talus modélisé après glissement :(méthode de bishop) :

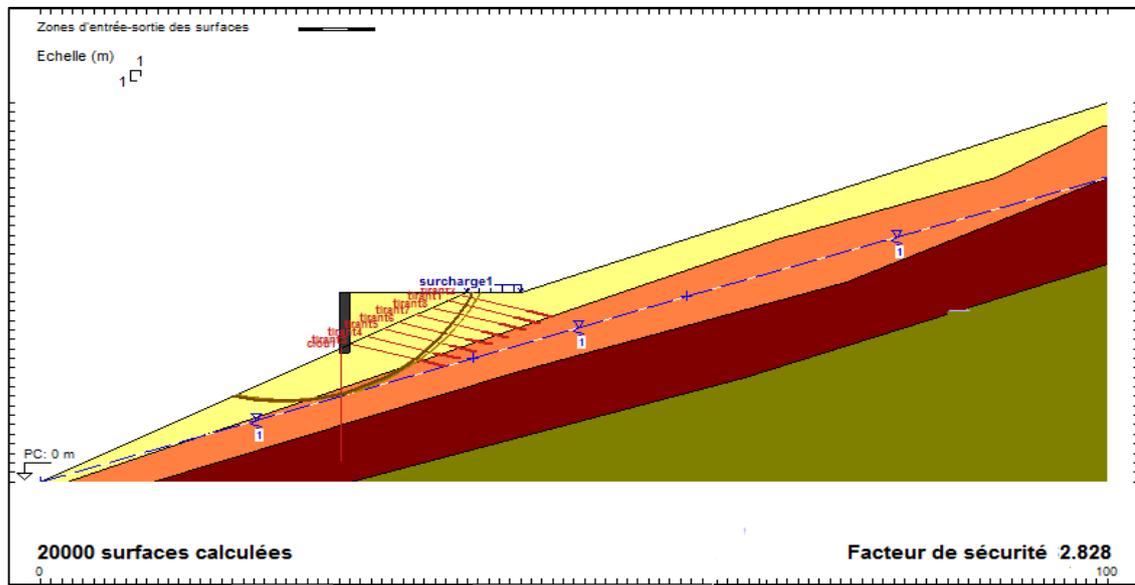


Figure III. 9: Talus modélisé après glissement (méthode Bishop).

III.5.2.3. 2 .Le résumé des résultats pour les quatre méthodes :

Ce tableau en dessus représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité, pour chaque méthode.

Tableau III. 4: Les valeurs minimales de coefficient de sécurité.

Méthode	Coefficient de sécurité Fs
Ordinaire	1,08
Bishop	1,11

III.5.3 .Conclusion :

D’après les résultats obtenus par logiciel géostab basé sur l’analyse limite, on constate que la valeur des coefficients de sécurités est aux environs de 1, donc le talus est en équilibre instable.

III.6. Conclusion de l'étude

D'après les résultats de l'étude on remarque que :

- L'analyse du glissement par le logiciel Géostab (basé sur l'analyse limite) a donné un coefficient de sécurité très proche de 1. Ce coefficient a été calculé par quatre méthodes différentes, toutes basées sur la méthode des tranches et qui sont : méthode de Bishop, méthode ordinaire, méthode Junbu et méthode Price. Plus exactement, le coefficient le plus faible a été donné par la méthode ordinaire, sa valeur est de 1,08.
- L'analyse en contrainte déformation (calcul par éléments finis) a donné un coefficient de sécurité un peu plus faible que celui calculé par la méthode des tranches, sa valeur est de 0,95.

On constate, aussi, que la surface de rupture se propage du sommet de l'accotement en amont de la route jusqu'au pied du talus, et d'une profondeur estimée entre 8,70m et 9m en dessous de l'accotement sur la couche marne grisâtre altérée.

Donc le glissement est peu profond, et le cercle de glissement critique correspond à un coefficient de sécurité égale à 1,08 ($F_s = 1,08$) pour la méthode des tranches (méthode ordinaire), et vaut 0,955 ($F_s = 0,955$) pour la méthode des éléments finis.

On observe à partir de ces résultats que le talus est en équilibre instable et par conséquent nécessite la mise en place d'un dispositif de confortement pour sa stabilisation définitive. Ainsi, la troisième partie de ce mémoire sera consacrée à l'étude du confortement.

CHAPITRE IV

ETUDE DE CONFORTEMENTE

IV.1 Introduction

L'étude d'un glissement de terrain, nous conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti,
- L'accessibilité de site,
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux,
- La cinématique du glissement,
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

Enfin, les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices aux solutions curatives, en allant des solutions les plus simples aux plus complexes qui doivent être passés par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien.

Donc le choix de la technique de la stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

- Analyse des paramètres techniques de site,
- La connaissance des techniques de stabilisation,
- Les impératifs technico-économique.

L'analyse des paramètres techniques de site sont basées sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassment, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants).

La connaissance de la technique de stabilisation permet de proposer un procédé de stabilisation que l'on en maîtrise parfaitement les limites d'utilisation.

Ainsi,

- L'adaptation entre l'action de confortement et la cause du glissement,
- La pérennité de certaines techniques et les possibilités d'entretien ultérieur,

- La progressivité d'application des moyens : on commence généralement par un système de drainage ou un terrassement qui sont les causes directes des mouvements,

La contrainte économique : c'est le rapport «efficace/coût», le coût d'entretien et la maintenance du site après travaux, conditions locales relatives aux matériaux disponibles, et à la qualification des entreprises, le degré de stabilité recherché.

IV.2 .Méthode de confortement et de stabilisation

Pour l'étude de la stabilisation du talus, nous avons opté pour trois systèmes de confortement qui se résument en :

- Stabilisation par mur de soutènement
- Stabilisation par butée de tirants d'ancrages
- Stabilisation par soutènement (mise en place d'une série de micropieux).

Le choix de ces trois systèmes de confortement est lié à la faisabilité des travaux au niveau du site qui présente des contraintes écartant certaines solutions envisageables.

Pour chaque cas, nous avons recalculé le coefficient de sécurité par deux méthodes différentes qui sont : méthode des tranches par Géostab et méthode analytique.

A partir des résultats trouvés, nous avons fait ressortir le gain en pourcentage du coefficient de sécurité pour les différents cas étudiés.

IV.2.1. Analyse par logiciel géostab :

Tableau IV. 1: Analyse par logiciel géostab.

	γ (KN/m ³)	c (KN/m ²)	ϕ (°)
Butée	22	0	40

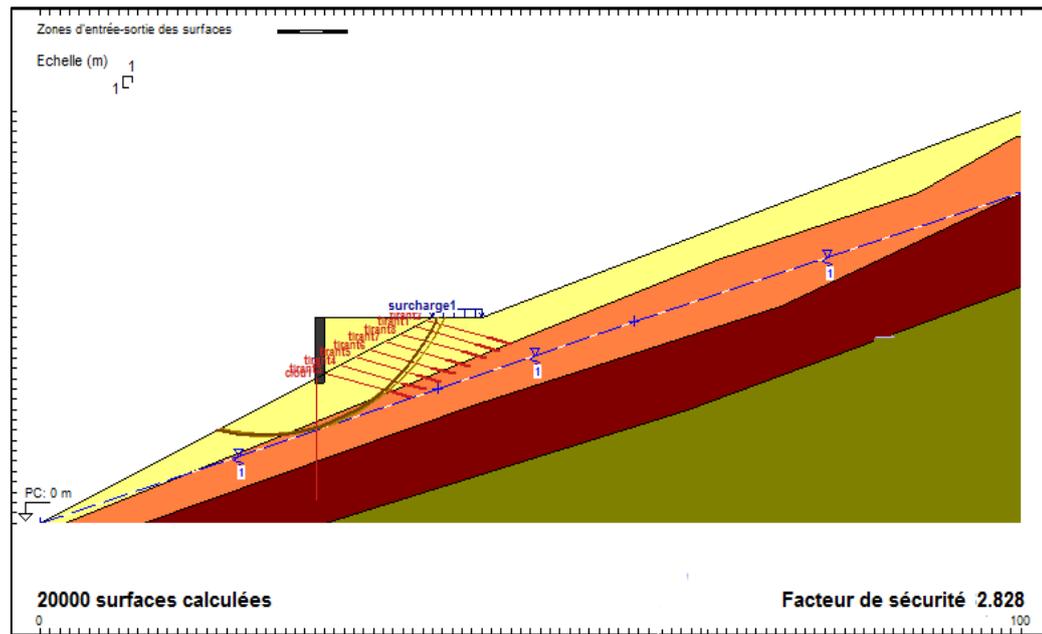


Figure IV. 1: Talus modélisé avec butée de pied avec rabattement de la nappe (Par Géostab).

Après la stabilisation par la butée en pied du talus, le coefficient de sécurité est égale 2,828, et le gain est de 45,28%.

IV.2.2 Méthode analytique :

IV.2.2.1 Pré dimensionnement et calcul du mur de soutènement

IV.2.2.1.1 Introduction :

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols, on distingue deux types :

- 1) Murs poids.
- 2) Murs en béton armé.

Notre ouvrage contient le mur de soutènement de 2^{ème} type (Mur en Béton armé), les armatures sont disposées dans les zones tendues, ils sont caractérisés par la possibilité de forme judicieuse, économique et une excellente stabilité.

On adoptera un système de drainage pour l'évacuation des eaux ; d'après le rapport du sol, l'angle de frottement interne du remblai est $\phi = 35^\circ$; son poids volumique γ et de 21 KN /M³

$$\delta = \left(\frac{2}{3}\right)G$$

Les matériaux constituant le mur ont les caractéristiques suivantes :

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $\sigma_{bc} = 14,20$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

acier : $f_e = 400$; $\delta_s = 348 \text{ Mpa}$.

La fissuration est préjudiciable.

On réalise la bêche au-dessous de la semelle pour éviter et minimiser l'effet de glissement du mur.

IV.2.2.1.2 Dimensionnement du Mur :

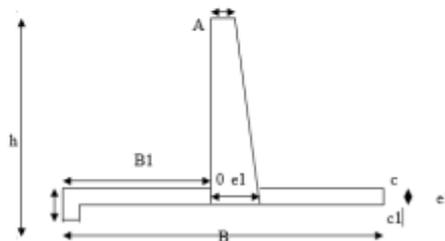


Figure IV. 2: Dimensionnement du Mur.

* h : hauteur totale de mur : $h = 6,77 \text{ m}$.

* B : largeur de la semelle : $h/2 \leq B \leq (2/3)h$

On adopte : $B = 4,00 \text{ m}$.

* $e \geq h/24 = 28,20 \text{ cm}$: on adopte $e = 30 \text{ cm}$.

* $e_1 \geq h/12 = 56,41 \text{ cm}$: on adopte : $e_1 = 60 \text{ cm}$.et $e_2 = 70 \text{ cm}$.

* $B_1 \geq (\frac{2}{3})B = 2,67 \text{ m}$. On adopte : $B_1 = 2,80 \text{ m}$

$\varphi = 35^\circ$; $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 23^\circ$; $\gamma_h = 21 \text{ KN/M}^3$; $K\gamma = 0,33$.

IV.2.2.1.3 Calcul du Mur à l'état limite ultime :

Le calcul se fait pour une tranche de 1m.

IV.2.2.1.3.1 Détermination des efforts stabilisants (calcul des poids) :

On néglige le poids de la bêche.

- poids du rideau :

$$W_1 = 0,3 \cdot 6,17 \left[1 + \frac{1}{2}\right] \cdot 25 = 69,41 \text{ KN.}$$

- poids de la semelle :

$$W_2 = 4,00 \cdot 0,6 \cdot 25 = 60 \text{ KN.}$$

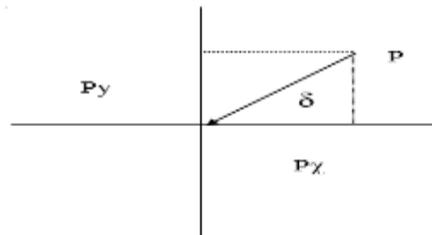
- poids des Terres :

$$W_3 = 21 (6,77 - 0,60) \cdot 2,80 = 319,606 \text{ KN.}$$

Poids totale : $W = 449,016 \text{ KN.}$

IV.2.2.1.3.2 Détermination des efforts de renversement (calcul de poussée) poussée des terres :

$$p = \frac{1}{2} k_\gamma \cdot \gamma_h \cdot h^2.$$



-écran (AO) :

$$P_1 = ?$$

$k_\gamma = \text{Tg}^2 (\pi / 4 - \varphi / 2)$: coefficient de poussée.

$$Kq = k_\gamma / \text{Cos} (\beta - \lambda) \approx k_\gamma$$

$$* k_\gamma = 0,333 \quad , \quad Kq = 0,333.$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,333 \cdot 21 \cdot (6,17)^2 = 117,26 \text{ KN.}$$

Projection:

$$P_{1x} = P_1 \text{Cos} \delta = 110,20 \text{ Kn}$$

$$P_{2y} = P_1 \text{Sin} \delta = 40,10 \text{ Kn}$$

$$* \text{écran (DE): } P_2 = \frac{1}{2} k_\gamma \cdot \gamma_h \cdot e^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,333 \cdot 21 \cdot (0,6)^2 = 1,10 \text{ KN.}$$

Projection :

$$P_{2x} = P_2 \cos \delta = 1.033 \text{ Kn}$$

$$P_{2y} = P_2 \sin \delta = 0.38 \text{ Kn}$$

le point d'application de P_x est situé au : $\frac{1}{3}$ du bas de l'écran (AO) et l'écran (DE).

IV.2.2.1.3.3 Vérification de la stabilité :

a) Calcul du moment par rapport au point (c1) :

Tableau IV. 2: Les résultats du moment par rapport au point (c1).

N°	F_i	F_n	$d_i (m)$	M^+/c_1	M/c_1
		F_y			
1	P_1	110,20	2,65	-	292,032
		40,20	1,20	48,12	-
2	P_2	1,033	0,20	-	0,20
		0,38	4,00	1,52	-
3	w_1	69,41	0,87	120	-
		60	2,00	830,97	-
Σ	H	111,23	-	1061,00	292,32
	V	489,496			

b) Stabilité au glissement :

Pour que le mur ne se déplace pas dans le plan de sa fondation .Il faut vérifier la condition suivante :

$$T \leq a.B + N.Tg\delta$$

À partir de cette dernière, le coefficient de sécurité au glissement F_g devient :

$$F_g = (a.B + Ntg\delta) / T \geq 1,5$$

N: composante Normale de la résultante R.

T: composante horizontale de la résultante R.

a, δ : caractéristiques d'adhérence et de frottement au contact du terrain de fondation et du mur

B: largeur de la semelle.

Dans ce cas on néglige la butée ($a=0$) $\Rightarrow F_g = N \cdot \text{Tg} \delta / T \geq 1,5$.

$$F_g = 489,496 \cdot \text{Tg} 20 / 111,23 = 1,60 \geq 1,5.$$

Donc le mur est stable vis au glissement.

c) Stabilité au renversement :

On vérifie la stabilité au renversement par le coefficient de stabilité renversant qui doit être supérieur à 1,5.

$$F_R = \sum M_{\text{stab}} / \sum M_{\text{renver}} \geq 1,5$$

- M_{stab} : Moment stabilisant et due aux forces verticales.
- M_{renver} : Moment renversant est due aux poussées des travers.

$$F_R = 1061 / 292,23 = 3,63 \geq 1,5$$

Donc le mur est stable vis à vis au renversement.

d) Calcul de l'excentricité (e) :

On calcul (e) par la formule :

$$e = M_{\text{stab}} / N_{\text{stab}} = 1061 / 489,496 = 2,16 \text{ m}$$

- la Résultante R passe à 2,16m de (c_1); soit à 0,16 m à gauche du centre de gravité de la semelle alors : $e/G = 0,16 \text{ m}$.

Le moment par rapport au centre de gravité de la semelle.

$$M_G = 1,35 \cdot 110,20 - 489,496 \cdot 0,16 = 70,45 \text{ Kn.m.}$$

La contrainte sur le sol :

$$\sigma_{1,2} = N/S \pm Mv/I.$$

$$\Rightarrow \sigma_{1,2} = (N/B \cdot H) \pm (6M/H \cdot B^2).$$

e) Stabilité interne du mur :

- Calcul de la semelle à L'.E.L.U:

La semelle est soumise :

1) à la réaction du sol : σ_{sol} qui présente une répartition trapézoïdale.

$$\sigma_1 = (N/S) + (M \cdot V/I)$$

$$\sigma_2 = (N/S) - (MV/I).$$

$$\begin{cases} M = 70,45 \text{ KN.m} \\ N = 1,35.489,496 = 660,82 \text{ KN.} \end{cases}$$

On a: H = 1m; B = 4m.

d'où : $\sigma_1 = 0,19 \text{ Mpa}$.

$$\sigma_2 = 0,13 \text{ Mpa} .$$

$\sigma_b = 3,4 (\sigma_1 - \sigma_2) / 4 + \sigma_2 = 0,18 \text{ Mpa}$ (triangle semblable).

2) à son poids propre qui sont repartis uniformément sur (CD) :

$$1,35 W_2 / B.H = 1,35.6,10^4 / 4.10^3.10^3 = 0,020 \text{ Mpa} .$$

3) au poids du rideau qui sont repartis uniformément de b à D :

$$1,35 w_1 / B.H + 1,35.69,41.10^3 / 4.10^3.10^3 = 0,023 \text{ Mpa.}$$

4) au poids des terres qui sont repartis uniformément de b à D :

$$1,35 W_3 / B.H = 1,35.319,606.10^3 / 4.10^6 = 0,10 \text{ Mpa.}$$

A partir de ce diagramme, on déduit le diagramme final des contraintes qui agissent sur la semelle.

$$\sigma_c = 0,19 - 0,020 = 0,17 \text{ Mpa} .$$

$$\sigma_b = 0,18 - (0,020 + 0,023 + 0,10) = 0,037 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_D = 0,13 - (0,020 + 0,023 + 0,1) = -0,013 \text{ Mpa.}$$

Les résultantes des charges sont :

$$\text{Sur (cb) : } (0,17 + 0,0037) / 2 \times 0,6.10^3.10^3 = 62,10 \text{ KN.}$$

$$\text{sur (bD) : } (0,000 + 0,013) / 2 \times 3,4.10^3.10^3 = 22,1 \text{ KN.}$$

La résultante des charges sur la partie (cb) a pour valeur : $P_1 = 62,10 \text{ KN}$.

Cette résultante passe par le centre de gravité du trapèze donc à 0,36 m du point b.

la partie (bD) de la semelle sera considérée comme une dalle appuyée sur le rideau et sur la bêche, la résultante des forces a pour valeur $P_2 = 22,1 \text{ KN}$.

Cette résultante passe par le centre de gravité du triangle constituant le diagramme des contraintes donc à :

$$3,4. 2/3 = 2,27 \text{ m du point b.}$$

Le Moment en b a pour valeur :

$$M_u = 22,10. 2,27 = 50 \text{ Kn.m.}$$

$$\mu = M_u / \sigma_b . b . d^2$$

$$\mu = 0,013 .$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 .$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,017; \beta = 0,993.$$

$$A = M_u / \sigma_s \cdot \beta d = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,10 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 6 \text{ T } 10 = 4,1 \text{ cm}^2$$

Pour la partie (cb), Nous prolongerons dans cette partie les armatures déterminées pour la partie (bD).

Effort tranchant maximum :

$$- \tau_u = \text{Min} [0,15 f_{c28} / \gamma_b : 4 \text{ Mpa}] \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$- \tau_u = V_u / d \cdot b = 0,031 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \tau_u \quad \text{Ok!}$$

Alors il n'est pas nécessaire de prévoir les armatures transversales.

Condition de Non fragilité

$$A_{\text{min}} = b \cdot h / 1000 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} > A = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ donc on prend } A = A_{\text{min}} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = 6 \text{ T } 12 = 6,78 \text{ cm}^2.$$

Calcul de semelle à L'E.L.S :

$$M_G = 110,20 - 489,496 \cdot 0,16 = 31,88 \text{ KN.m. avec } N = 489,496 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 0,13 \text{ Mpa} \\ \sigma_2 = 0,11 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- Le poids propre de la semelle :

$$W_2 / B \cdot H = 6 \cdot 10^4 / 4 \cdot 10^6 = 0,015 \text{ Mpa}$$

- Le poids du rideau :

$$W_1 / B \cdot H = 69,41 \cdot 10^3 / 4 \cdot 10^6 = 0,017 \text{ Mpa}$$

- Le poids des terres :

$$W_3 / B \cdot H = 319,606 \cdot 10^3 / 4 \cdot 10^6 = 0,08 \text{ Mpa}$$

À partir de ce diagramme on déduit le diagramme final des contraintes qui agissent sur la semelle.

$$\sigma_c = 0,13 - 0,015 = 0,11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,127 - (0,015 + 0,017 + 0,08) = 0,015 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 0,11 - (0,015 + 0,017 + 0,08) = -0,002 \text{ Mpa}$$

$$P_1 = (0,11 + 0,015) / 2 \times 0,6 \cdot 10^6 = 37,5 \text{ KN}$$

$$P_2 = (0 + 0,002) / 2 \times 3,4 \cdot 10^6 = 3,4 \text{ KN}$$

P_1 passe par le centre de gravité du trapèze donc à : 0.36 du point **b**.

P_2 passe par le centre de gravité du triangle donc à : 2,67 m du point **b**.

$$M_{ser1} = 37,5 \times 0,36 = 13,5 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser2} = 3,4 \times 2,67 = 9,078 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 13,5 \text{ KN.m.}, M_{ser} = 13,5 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_1 = M_{ser} / \sigma_s \cdot b \cdot d^2 = 13,5 \cdot 10^3 / 201,63 \cdot 100 \cdot (55)^2$$

$$\mu_1 = 0,00022 < 4 p \Rightarrow A' = 0$$

$$B_1 = 0,975, K = 0,005$$

$$A = 13,5 \cdot 10^3 / 0,975 \cdot 55 \cdot 201,63 = 1,248 \text{ cm}^2.$$

$$A = 6,78 \text{ cm}^2 > 1,248 \text{ cm}^2.$$

Alors les armatures calculées à L'E.L.U sont suffisantes.

Calcul de rideau à L'E.L.U :

Le rideau est soumis à la poussée des terres.

$$P_u = 1,35 \cdot 111,23 = 150,16 \text{ KN.}$$

$$M_u = P_u \cdot H/3 = 150,16 \cdot 6,17/3 = 308,83 \text{ Kn.m}$$

Pour la détermination des armatures du rideau, nous étudieront la section d'encastrement du rideau qui est située à (6,77 - 0,6) m

Au-dessous du sommet du mur.

$$\mu = M_u / \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 0,0707 < \mu_1, A' = 0, \alpha = 0,091, \beta = 0,963.$$

$$A = M_u / \sigma_s \cdot \beta \cdot d = 16,75 \text{ cm}^2.$$

$$A = 9T16 = 18,09 \text{ cm}^2.$$

Effort tranchant Maximum :

$$\tau_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_c 28}{\delta_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa } V_u 150,16 \text{ KN. } B + 100 \text{ cm ; } d = 55 \text{ cm.}$$

$$V_u = 150,16 \text{ Kn, } b = 100 \text{ cm, } d = 55 \text{ cm. } V_u / b \cdot d = 0,27 \text{ Mpa} \leq \tau_u \quad \text{ok!}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 0,27 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Ok !}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Condition de Non fragilité :

$$A_{min} = b \cdot h / 1000 = 6 \text{ cm}^2, A > A_{min}.$$

Calcul de rideau à L'E.L.S :

$$P_{ser} = 111,23 \text{ KN.}$$

$$M_{ser} = 111,23 \cdot 6,17/3 = 228,76 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_t 28} \right] = 201,63 \text{ Mpa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\mu_1 = M_{ser} / b \cdot d^2 \cdot \sigma_s = 0,0037 < \mu_1 \quad , \quad A' = 0.$$

$$K = 0,029 \quad ; \quad \beta_1 = 0,90$$

$$A = M_{ser} / \sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d = 22,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 8 \text{ T } 20 = 25,13 \text{ cm}^2 .$$

On conclut que les armatures calculées à L'E.L.S sont supérieures à celle de L'E.L.U, on doit vérifier les contraintes σ_b et σ_s .

$$\sigma_b = K_1 \cdot \sigma_s = 0,029 \cdot 201,63 = 5,84 \text{ Mpa} < \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = M_{ser} / \beta_1 \cdot d \cdot A = 183,9 \text{ Mpa} < \sigma_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

Les armatures de répartitions :

- pour la semelle :

$$A_r = A/4 + 6,78/4 + 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } A_r = 7\text{T}8 + 3,85 \text{ cm}^2$$

- pour le rideau :

$$A_r = A/4 = 25,13/4 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_r = 7\text{T}12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La semelle de notre mur est reliée avec la semelle de la structure.

IV.2.2.2 Dimensionnement Des tirants :

Les tirants seront calculés suivant la recommandation TA95 édités par le comité Français de la mécanique des sols et les travaux de fondation, et la détermination de la longueur de scellement du tirant dans le coulis de ciment est conforme à la méthode exposée par M Bustamante (une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés), édité dans le bulletin de liaison labo P et Ch N°140 Nov-Déc 1987.

Données :

- Inclinaison des tirants par rapport à l'horizontale $= 15^\circ$
- Dd = diamètre de forage = 120 mm
- Ds = Diamètre du bulbe de scellement dans le coulis
- λ = Coefficient de majoration dépendant du type de sol et du mode d'injection
- $\lambda = 1.2$ pour une injection de type IGU dans un sol argileux

$$\text{Donc : } D_s = 1.2 \cdot 120 \text{ mm} = 144 \text{ mm}$$

La traction limite T_u du tirant isolé, est calculée suivant la forme :

$$T_u = \lambda \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s$$

$q_s=120\text{KPa}$: frottement latéral unitaire

Donc $T_u= 210 \text{ kN}$

Traction de service $T_s=T_u/\Psi$ Avec $\Psi=1,4$ (facteur de sécurité partiel)

Donc $T_s= 150\text{kN}$

Force exigée du tirant = 36Kn

Avec un tirant inclinés à 15° sur l'horizontale chaque tirant (1 tous les 2,5 ml, 1 tirant par micropieux)

- $36 \times \cos 15^\circ = 86,9 \text{ kN}$ (barre $\varnothing 32$)

IV.2.2.3 Dimensionnement des micropieux :

Recherche du point d'effort tranchant nul

- $h= K_a(y \cdot H+Q)/(y(K_p-K_a))=0,45\text{m}$ donc $Z_{\max} =3,7\text{m}$
- $M_{\max\text{ELU}}=33,18 \text{ t.m}$
- $T_{\max\text{ELU}}=7,26 \text{ t}$

Calcul de la longueur de fiche :

Le moment fléchissant est nul à sa base (point de rotation $Z=4\text{m}$),

On déduit $f_0=2\text{m}$ et vaut $1,2 f_0$

La fiche $f= 1,2 \cdot 2=2,4\text{m}$

Longueur des pieux : 6 m . 30% de sécurité.

Justification le choix du profilé HEA 180 : On choisit un profilé HEA 180

Les caractéristiques de résistance des clous déduite avec ces hypothèses est résumé dans le tableau ci-après.

Tableau IV. 3: Les caractéristiques de résistance des clous déduite avec ces hypothèses.

Caractéristiques HEA 180		Vérification
Section S	45,3 cm ²	contrainte admissible 156MPa
moment d'inertie I	2510,3 cm ⁴	contrainte de compression 44MPa
module de résistance I / v	293,6 cm ³	contrainte de flexion 341MPa
longueur L	6,00 m	
coefficient de flambement m	1,00	MmaxELU=33,18 t.m
module d'Young E	210 000 MPa	TmaxELU=7,26 t
limite d'élasticité	240 MPa	

IV.3. Conclusion

Parmi les techniques de stabilisations des talus, 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 mur de soutènement,
- Stabilisation par tirants d'ancrages,
- Stabilisation par soutènement (mise en place d'une série de micropieux).

Nous avons remarqué, d'après les résultats obtenus, que les trois systèmes de confortement ont permis un gain appréciable en ce qui concerne la valeur du coefficient de sécurité. Néanmoins, le confortement par réseau de pieux reste la méthode la plus efficace si on se réfère à la valeur du coefficient de sécurité calculé. Cette méthode de confortement a permis un gain d'environ 60% comparée aux deux autres méthodes qui ont donné une augmentation entre 6 et 30%.

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. De ce fait, notre choix de la méthode de stabilisation s'oriente, plutôt, vers un confortement par butée de pied en remblais drainant associé à un drainage en amont du talus. Ce choix est motivé d'une part, par la valeur du coefficient de sécurité qui reste supérieur à 1 d'autre part, par le coût de réalisation du projet qui est 13fois moins cher que celui du confortement par pieux.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

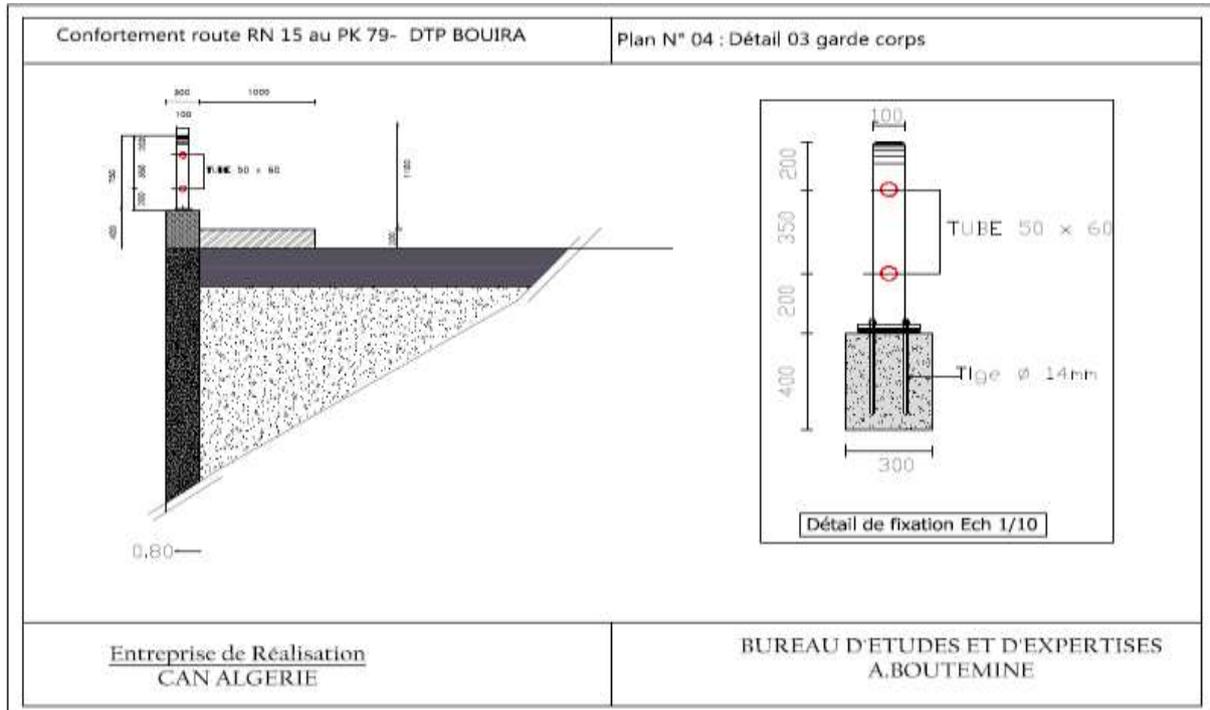
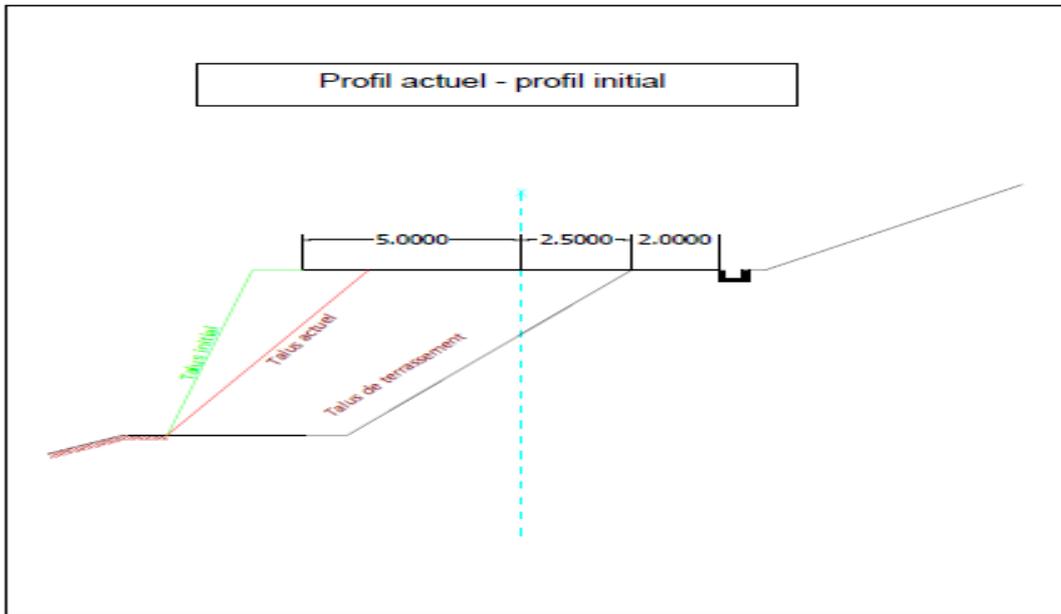
Ce modeste travail nous a donné l'opportunité de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre parcours et nous a permis de nous imprégner d'un des phénomènes importants que traitent la et géotechnique. Nous avons ainsi pu nous confronter à la réalité du terrain et connaître les étapes essentielles à suivre lors de l'étude d'un glissement de terrain.

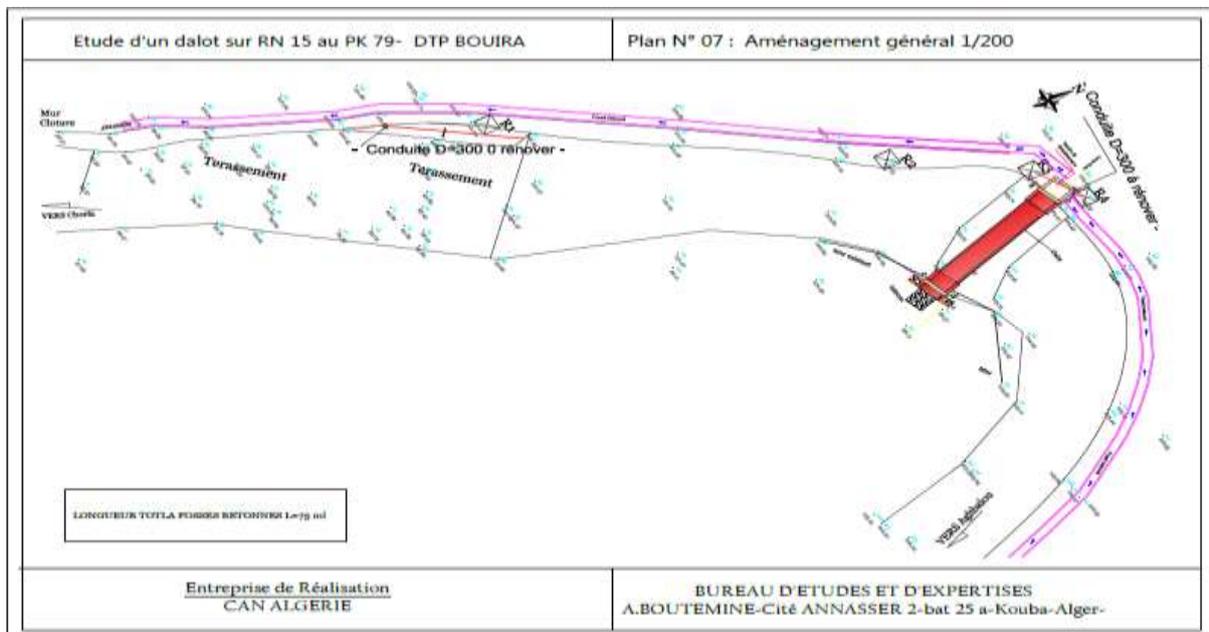
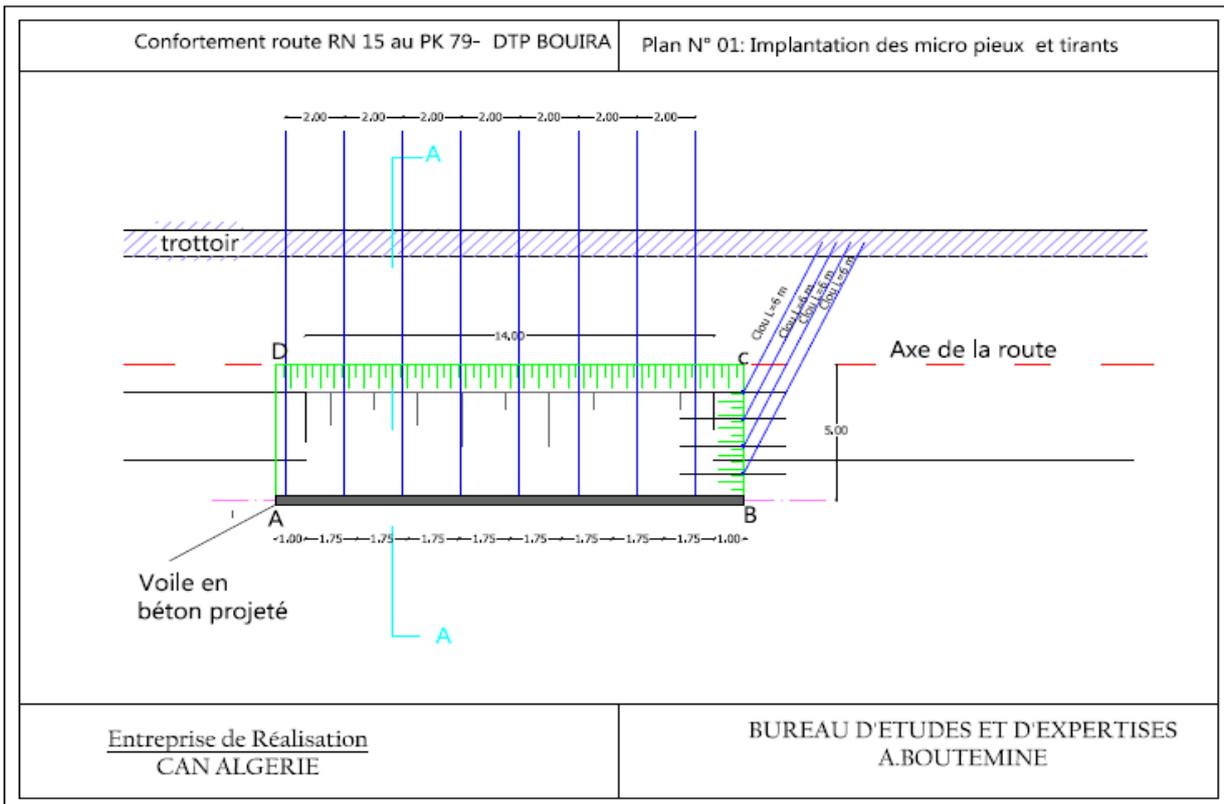
L'étude présentée dans ce mémoire a pour finalité d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur la RN 15 PK79 au niveau de Salloum, commune Aghbalou, Wilaya de Bouira et ensuite, étudier un système de confortement adéquat, qui a consisté, dans notre cas en un mur de soutènement et pieux et des tirant d'ancrages.

Pour l'étude du glissement, nous avons effectué une modélisation et un calcul avec le logiciel "**geostab**", et cela pour deux méthodes : Bishop, et ordinaire, qui ont permis de localiser les surfaces critiques du glissement et définir les coefficients de sécurité

Enfin, une comparaison de nos résultats a été effectuée avec ceux de l'étude déjà réalisé par le Maître de l'ouvrage **Can Algérie** et a montré que la solution préconisée par nos soins est plus avantageuse économiquement.

LES ANNEXES







Projet : Affaissement de route
Endroit : RN15 (PK79+660)

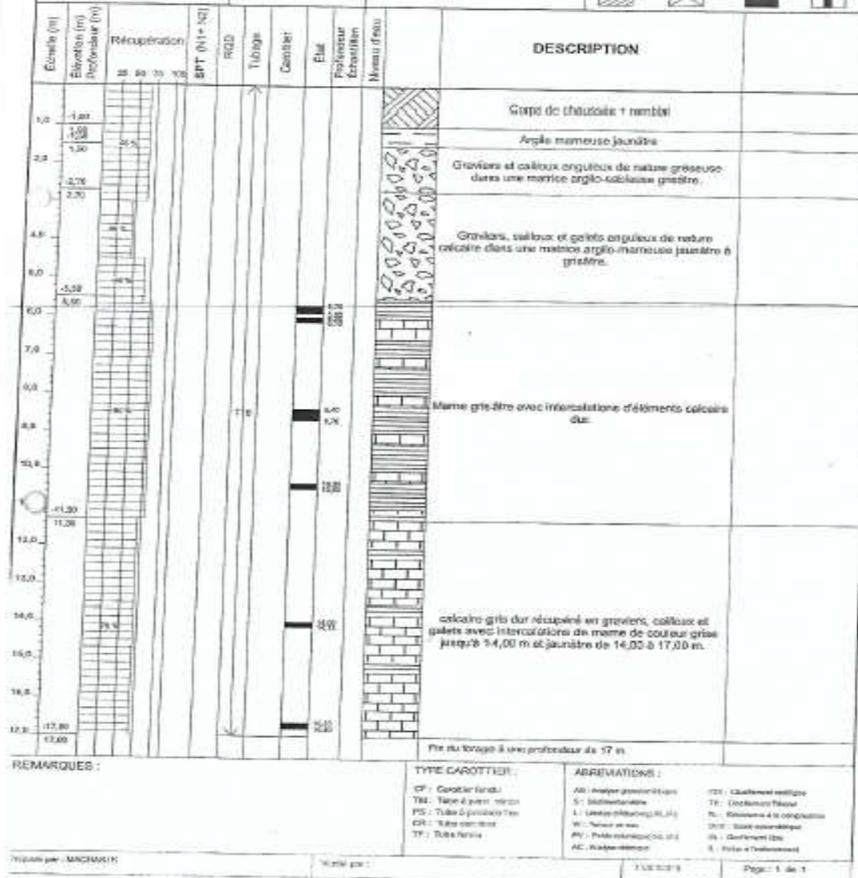
Dossier N° : 430-75
Client : DTP BOUIRA

Date plan : 17.02.2019
Date for : 04.02.2019
Profondeur Anse (m) : 17
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS :
X :
Y :
Z :

Bois de forage :
Type forage :
Forêt :

Etat des échelles :



REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier foré
TB : Tube à paroi mince
PS : Tube à paroi épaisse
CR : Tube carottier
TF : Tube foré

ABBREVIATIONS :
AB : Arête granitique
S : Sédiments
L : Laves (basalte, andalite)
M : Marnes et arg.
PK : Pédiments (S, G, M)
AC : Argiles anciennes

CS : Calcaire cristallin
TR : Trachyte
R : Roches à la composition
D : Dites volcaniques
G : Gneiss
S : Schistes
E : Eclat de schiste

Travaux par : MACHOUK

Revisé par :

11/02/19

Page: 1 de 1

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1] **DJERFAOUI.I et LABIOD.F.** « Le risque glissement de terrain dans la commune de Mila, causes et effets : Cas de la cité des 185 logements, lotissement Boulmerka,Mila ».
- [2] **HADEBI.Z et DJELTI.M.** « Analyse et confortement d'un glissement de talus ».
- [3] **HAMOUDI .A** : «étude su glissement au km 186 de l'A.R.est-ouest tronçon Lakhdaria-Bouira analyse des causes et étude du confortement ».
- [4] **Durville, J. Gilles, S. 2000.** « Stabilité des pentes : Glissement en terrain meuble. Technique de l'ingénieur.254p ».
- [5] **BENDJEDDOU.A.** « Etude des glissements routiers au nord-est de l'Algérie ».
- [6] **BOUKHAROUBA.I et RAZKALLAH.S** « Mouvements et stabilisation des sols ».
- [7] **Gilles,S. Pierre ,P.1998.**Guide technique »Stabilisation des glissements de terrain .Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.97p ».
- [8] **BRGM., 2004.** « Bureau de Recherches Géologiques et Minières. Ceysac (43)., Glissement de terrain sur la route des Vignaux Hauts, commune de Ceysac (43)., Avis et recommandations. Document public, BRGM/RP -53610-FR ».
- [9] **BOUDLAL.O** « étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations ».
- [10] «étude et confortement du glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kherrata wilaya de béjaia.
- [11] **Achoui, R .Dahmani,W .2013.** « Etude de stabilité de versant naturel : Cas du glissement CW19,3 ».
- [12] **Bouafia.A.** Conception et calcul des ouvrages géotechnique, Algérie, Ed, Page bleus international.
- [13] **M'ZOUGHEM.K ; CHENAF.A.W.** « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif) ».
- [14] **SAROUT. J.** « Propriétés physiques et anisotropie des roches argileuses : Modélisation Micromécanique et Expériences Triaxiales ».
- [15] **ADIL. R ; HAMMOU. N.** « Etude de stabilité des talus des gradins Cas : la mine du Phosphate de Djebel Onk(Tebessa) ».
- [16] **ROGOZ (1978).** « Water capacity of abandoned work ing in underground coal mines ». Proc. Int. Conf.: Water in Mining and Underground Works. SIAMOS, Granada (Spain).
- [17] **SEKHAL. A. BENDANI .K ; BENSMAN H.** « étude de l'effet des paramètres géométriques sur la stabilité des talus naturels ».

[18] **BOUHADAD. Y**, [15-16 novembre, 2005] : « Les glissements de terrains et Éboulements rocheux d'origine sismique : « évaluation de l'aléa et exemples en Algérie », Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et D'éboulement rocheux.

[19] **Armando. M ; SEQUEIRA. N.** « analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée».

[20] **GEO-SLOPE. International Ltd:** « Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version »; an Engineering Methodology; Third Edition, March 2008.

[21] **Costet et G. Sanglerat.**Cours pratique de mécanique des sols, Tome1-Plasticité et calcul des tassements, Paris Ed, Dunod.

[22] **G.Filliat.,** La pratique des sols et des fondations, Paris, Ed Moniteur, 1981.

[23] **KARRAY. M.** « Cours de mécanique des sols ».

[24] **Plaxis 2D version 8.2.** « Plaxis manuals »; R.B.G Brinkgreveet W Broere; Delft university of technology and Plaxis B.V the Netherlands.