

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :...../ 2019

جامعة محمد خيضر - بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
2019 المرجع:...../



Mémoire de Master

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique

Thème

**Traitement d'un glissement du terrain au niveau de
Site de Bouloukroud, wilaya de Skikda**

Etudiante :
M^{elle}. AIDOUDI Rayene

Endrament :
Dr. FEIA Sadok

Promotion : Septembre 2020

Remerciements

*En premier lieu, je tiens à remercier **Dieu** de m'avoir donné le courage, la force et la volonté pour ce projet élaborer ce travail*

J'adresse mes sincères et respectueux remerciements

*À toutes personnes ayant contribués, de loin ou de près, à la réalisation de ce P.F.E, particulièrement à mon promoteur **Mr Sadok FEIA** pour son aide, ses conseils et ses remarques qui m'ont permet de faciliter à accomplir mon travail de fin d'étude.*

Aidoudi Rayene



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A vous très chère mère **Rahima**, mon grand regret est que vous soyez parti très tôt avant d'avoir bénéficié des fruits de vos efforts investis en nous.*

A vous cher papa, pour votre souci de nous avoir formés, pour tant des privations, d'amour et des sacrifices.

A mes chers frères et sœurs A toute la famille Aidoudi.

A tous mes amis, mes collègues de l'université.

Ainsi, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, à la Réalisation de ce travail.

Aidoudi Rayene

Résumé

Ce mémoire traite le sujet des mouvements de pentes qui constitue un risque naturel majeur en Algérie touchant terrains, constructions et vies humaines. Le présent travail a pour finalité l'étude d'un talus instables en utilisant un code de calcul intitulé plaxis2d.

Nous avons présenté, au début, un aperçu bibliographique concernant les diagnostics des glissements de terrain ainsi que les définitions de plusieurs procédés de confortement et renforcement.

Ensuite, nous avons exposé un cas réel de glissement de sols survenu sur le site de la localité de Boulakroud .Ce cas a été traité au logiciel plaxis2d ou a été introduit l'ensemble des paramètres utiles à la modélisation de cas.

Enfin on a proposé un confortement adapté pour une meilleure sécurité.

Mots clés : Glissement, Renforcement, Modélisation, plaxis2d.

Abstract

This memory covers the issue of the movements of slopes which constitutes a major natural risk in Algeria touching grounds, constructions and human lives. This work has as finality the study of the unstable slope by using a computer code entitled plaxis2d.

We presented, at the beginning, a bibliographical outline concerning the diagnostic ones of the landslides as well as the definitions of several processes of confrontment and reinforcement.

Then, we exposed a real case of slip of grounds which has occurred on the site of the locality of Boulakroud. This case was treated with the plaxis2d software or was introduced the whole of the parameters useful for the modeling of case.

Finally one proposed one confrontment adapted for a better security.

Keywords: Slip, Reinforcement, Modeling, plaxis2d.

ملخص

هذه الأطروحة تعالج موضوعا يخص حركة المنحدرات فهو الخطر الطبيعي الرئيسي في الجزائر الذي يلمس الأراضي و المباني و الأرواح البشرية.

العمل الحالي لديه غرض دراسة تعزيز المنحدرات الغير مستقرة باستخدام برنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد قدمنا في البداية دراسة ببليوغرافية فيما يتعلق بتشخيص الانهيارات الأرضية بالإضافة إلى تعريفات عدة طرق معالجة لها. ثم عرضنا حالة حقيقية للتربة المنزلقة التي وقعت في منطقة بولقروود. فعالجناها ببرنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد و ذلك بإدخال جميع المعلومات المفيدة لحالات النمذجة.

و أخيرا, اقترحنا تعزيزات و حلول مناسبة لتحسين الوضعية و تأمينها.

الكلمات المفتاحية: انزلاق , تعزيز , النمذجة, بلاكسيس ثنائي الأبعاد.

Sommaire

Sommaire

	Page
Remerciement	
Dédicace	
Résumé	
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction général	1
Chapitre I	Généralité
I.1. Introduction	2
I.2 Glissement de terrain	2
I.3 types des glissements	2
I.3.1 glissement plan	2
I.3.2 glissement rotationnel	3
I.3.2.1 glissement rotationnel simple	3
I.3.2.2 le glissement rotationnel complexe	3
I.4. Principales causes des glissements	4
I.4.1 Causes internes	4
I.4.2 Causes externes :	4
I.5 Méthodes de calcul de stabilité	5
I.5.1 définition du coefficient de sécurité	5
I.5.2 Méthodes d'équilibres limites	6
I.5.2.1 Méthode globale	6
I.5.2.2 Méthode des tranches	7
I.5.2.2.1 Méthode des tranches de Fellenius (rupture circulaire)	7
I.5.2.2.2 Méthodes des tranches de Bishop	9
I.5.3 Méthodes éléments finis	10
I.6 Méthode de confortement des glissements des terrains	10
I.6.1 Drainage	10
I.6.1.1 Collecte et canalisation des eaux de surface	11
I.6.1.2 Masques et éperons drainants	11
I.6.1.3 Tranchées drainantes	11
I.6.1.4 Drains subhorizontaux	12
I.6.2 Renforcement	13
I.6.2.1 Les ouvrage de soutènements	13

I.6.2.1.1 Les ouvrages rigides	13
I.6.2.1.2 Ouvrages de soutènements souples	14
I.6.2.2 Confortement par système de parois	15
I.6.2.3 Renforcement par inclusions	15
I.6.2.3.1 Les clous et micro pieux	15
I.6.2.3.2 Pieux et barrettes	16
I.6.3 Modifications géométriques (terrassment)	16
I.6.3.1 Allègement en tête	16
I.6.3.2 Butée de pied	17
I.6.3.3 Reprofilage	17
I.6.3.4 Purge	18
I.6.3.5 Substitutions totales ou partielles	18
I.7 Conclusion	19

Chapitre II Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

II.1 Introduction	20
II.2 Reconnaissance du site	20
II.2.1 Situation et Topographie	20
II.2.2 Géologie du site	20
II.2.3 Sismicité de la région	21
II.2.4 Les causes principales du glissement	22
II.2.5 Observations visuelles	23
II.3. la reconnaissance Géotechnique	25
II.3.1. Les essais in situ	25
II.3.2. Au laboratoire	25
II.4 Interprétation des essais	25
II.4.1 Interprétation de la reconnaissance In-Situ	26
II.4.1.1 Résultats des sondages carottés	26
II.4.1.2 Interprétation des résultats inclinométriques	29
II.4.1.3 résultats d'essai pressiométrique	29
II.4.2 Interprétation des essais de laboratoire	32
II.4.2.1 Rappels d'essais d'identification	32
II.4.2.1.1 L'analyse granulométrique par sédimentométrie	32
II.4.2.1.2 Teneur en eau	32
II.4.2.1.3 Poids volumique	32
II.4.2.1.4 Limites d'Atterberg	33
II.4.2.2 Essais mécaniques	34

II.4.2.2.1 Essais de cisaillement	34
II.4.2.3 Analyses chimiques	35
II.5 Conclusion	35
Chapitre III	Etude de stabilité et de confortement
III.1 Introduction	36
III.2 Présentation de logiciel Plaxis2D	36
III.3 Type de comportement des matériaux	36
III.4 Etape de modélisation	36
III.5 Eude de stabilité	37
III.5.1 Stabilité de talus à l'état initial	38
III.5.2 Maillage adopté	39
III.6 Analyses et résultats	41
III. 6.1 Interprétation des résultats	42
III.7.traitement de glissement	42
III.7.1 pré dimensionnement du mur de soutènement	43
III.7.2 Modélisation des confortements par PLAXIS2D	43
III.8 Drainage de l'eau derrière le mur	45
III.9 conclusion	46
Conclusion général	47
Références	48
Les Annexes	

Listes des figures

Les Figures	page
Chapitre I Généralité	
Figure I. 1 Principaux éléments de description d'un glissement de terrain	2
Figure I. 2 Glissement plan	3
Figure I. 3 Schéma de principe d'un Glissement rotationnel simple	3
Figure I. 4 Schéma de principe d'un glissement rotationnel complexe (emboîté)	4
Figure I. 5 Détail des tranches	7
Figure I. 6 Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS	8
Figure I. 7 Coupe type d'une tranchée drainant	12
Figure I. 8 Drains subhorizontaux	13
Figure I. 9 Mur de soutènement	14
Figure I. 10 Réalisation d'un mur en gabion	14
Figure I. 11 Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile	15
Figure I. 12 Exemple de clouage d'un glissement	16
Figure I. 13 Allègement en tête	17
Figure I. 14 Réalisation d'une butée de pied	17
Figure I. 15 Reprofilage	18
Figure I. 16 purge	18
Chapitre II Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site	
Figure II. 1 Vue Google	20
Figure II. 2 Extrait de la carte géologique de Philippeville N°14 -Ech 1/50000-	21
Figure II. 3 Les zones de sismicité [RPA 99/2003].	22
Figure II. 4 Illustration schématisée du site du glissement.	23
Figure II. 5 Fissures et effondrement des terrains (morphologie du glissement).	23
Figure II. 6 Des débris de nature différente, déposés anarchiquement sur le talus.	24
Figure II. 7 Terrain en pente + présence d'un Chaâba au bas du site.	24
Figure II. 8 Etalage des caisses du sondage carotté 1.	28
Figure II. 9 Principe de l'essai pressiométriques.	30
Figure II. 10 Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle.	32

Chapitre III Etude de stabilité et de confortement

Figure III. 1 levé topographique sur terrain.	37
Figure III. 2 Modalisation du talus a l'état actuel (avant le traitement) sur plaxis2d.	38
Figure III. 3 Maillage adopté.	40
Figure III. 4 Présentation de contrainte verticale.	40
Figure III. 5 Evolution du coefficient de sécurité donnée par plaxis2d.	41
Figure III. 6 Le cercle de rupture de la déformation.	42
Figure III. 7 Modélisation de confortement de glissement.	43
Figure III. 8 Le déplacement de sol après confortement.	44
Figure III. 9 Evolution du coefficient de sécurité après confortement.	45

Liste des tableaux

Tableaux	page
Chapitre I Généralité	
Tableau I. 1 Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent	6
Chapitre II Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site	
Tableau II. 1 les coupes lithologiques établie lors de l'exécution de sondage carottés 01.	27
Tableau II. 2 les coupes lithologiques établie lors de l'exécution de sondage carottés 01.	29
Tableau II. 3 Rapport de sondage pressiométrique.	31
Tableau II. 4 résultats d'essais sédimentométrie.	32
Tableau II. 5 résultats d'essai limite d'atterberg.	33
Tableau II. 6 Les résultats de la densité sèche, la teneur en eau.	33
Tableau II. 7 résultats d'essai cisaillement à la boîte consolidé drainé.	34
Tableau II. 8 résultats d'analyses chimiques.	35
Chapitre III Etude de stabilité et de confortement	
Tableau III. 1 Caractéristiques physico-mécanique de glissement	39
Tableau III. 2 Caractéristiques d'élément de renforcement.	43

Introduction

Introduction général

Un glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable ceci différencie le glissement de terrain de la coulée de boue ou de sable (qui n'ont pas de formes propres).

Cette étude a pour objectif d'étudier un glissement de terrain au site Bouloukroud, Wilaya de Skikda. Les investigations géotechniques réalisées sur site par le laboratoire indiquent que le terrain en question est formé principalement d'une couche de schiste altéré a friable grisâtre avec des passages des schistes argileux surmonté d'un remblai récent formé d'un mélange de schiste, argiles et débris de construction d'argiles.

Etant donné que le glissement s'est déjà produit, l'objectif de cette étude est donc l'analyse des causes qui ont conduit à l'instabilité, puis la proposition d'un système confortement adéquat tout en décrivant la procédure de sa mise en place.

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

- La première partie est consacrée à l'étude bibliographique, qui est une étude théorique sur les différents types de glissement, ses caractéristiques, ses causes, ses différentes méthodes de calcul de stabilité, et les méthodes des confortements.
- La deuxième partie comporte la reconnaissance du site et l'analyse des données disponibles. Cette reconnaissance géotechnique permettra d'identifier et de caractériser les couches du sol de notre site.
- La troisième partie contient L'analyse de la stabilité globale du talus par la méthode numérique à l'aide d'un logiciel **Plaxis2d**, pour déterminer la surface de rupture et son coefficient de sécurité. puis le choix de confortement, le dimensionnement et l'étude de système de confortement proposé.

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

Chapitre I

Généralités

I.1 Introduction

Les mouvements de terrains sont des phénomènes naturels qui consistent en une descente d'une masse de matériaux tels que de la terre, des roches,...etc. Ils regroupent un ensemble de déplacements.

On peut distinguer deux grandes familles de mouvements de terrains:

➤ Les mouvements lents et continus : Cette famille regroupe glissements, affaissements, tassements et phénomènes de gonflement.

➤ Les mouvements rapides, quasi instantanés et discontinus : Il s'agit d'effondrements, de chutes de pierres et de blocs, des écroulements (ou éboulements) des coulées boueuses et laves torrentielles.

I.2 Glissement de terrain

Les glissements affectent les matériaux meubles, de type des sols, et sont généralement beaucoup plus lents que les écroulements (quelques heures). Ils concernent généralement une grande masse de terrain qui se détache et glisse sur la pente ou le talus.

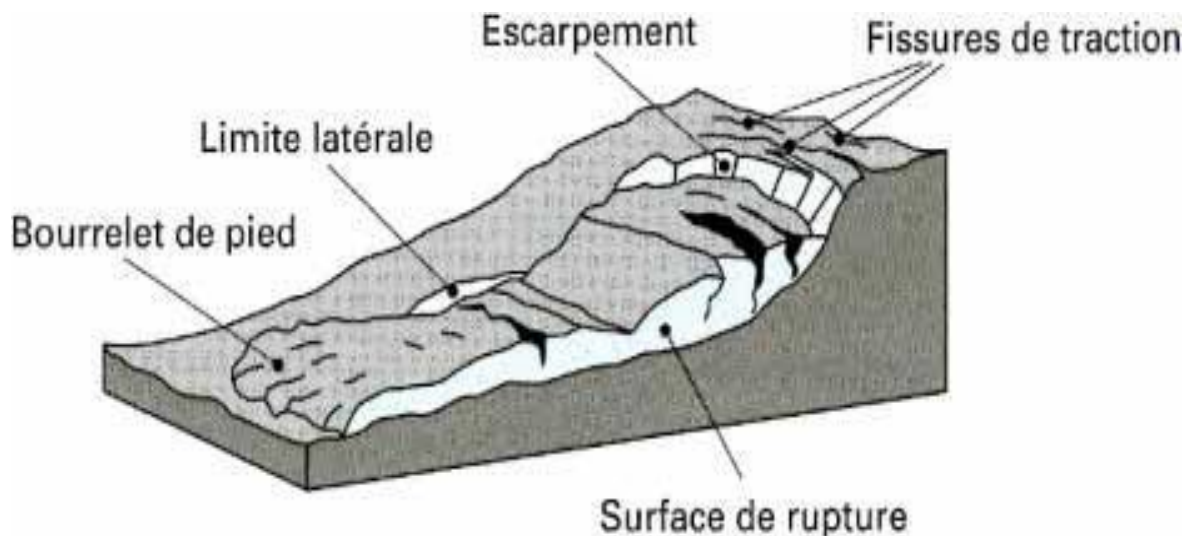


Figure I. 1 Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [1].

I.3 types des glissements

Selon la géométrie de la surface de glissement on distingue :

I.3.1 glissement plan

En milieux rocheux et en terrain meuble, s'effectue le long d'une surface de rupture sensiblement plane.

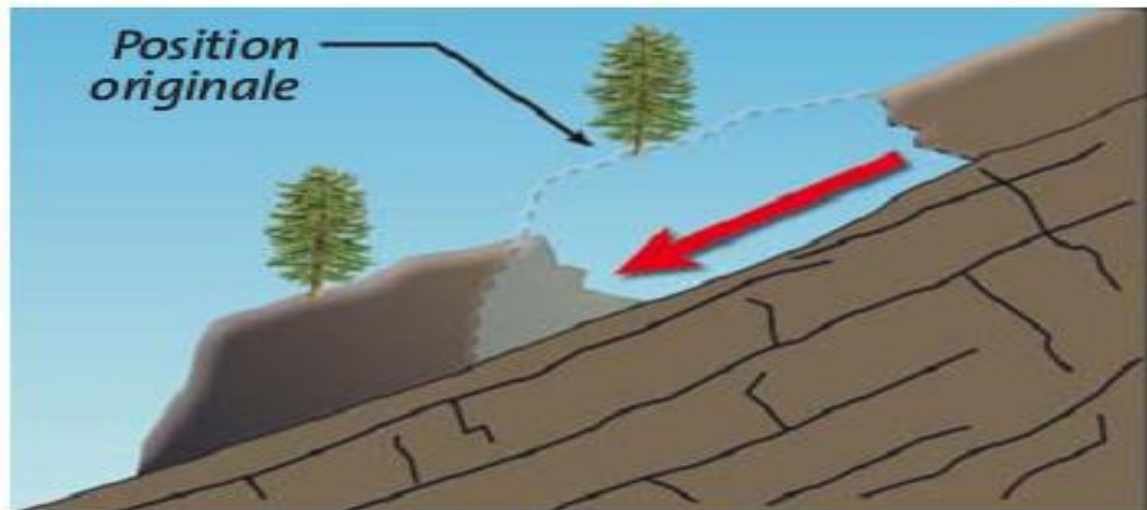


Figure I. 2 Glissement plan [2].

I.3.2 glissement rotationnel

En terrain meuble et en débris de roches très fragmentées, il se caractérise par un escarpement à l'amont et un bourrelet à l'aval, La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle.

I.3.2.1 glissement rotationnel simple

La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la Plupart des cas, il est caractérisé par un basculement de la masse glissée (Figure I.3).

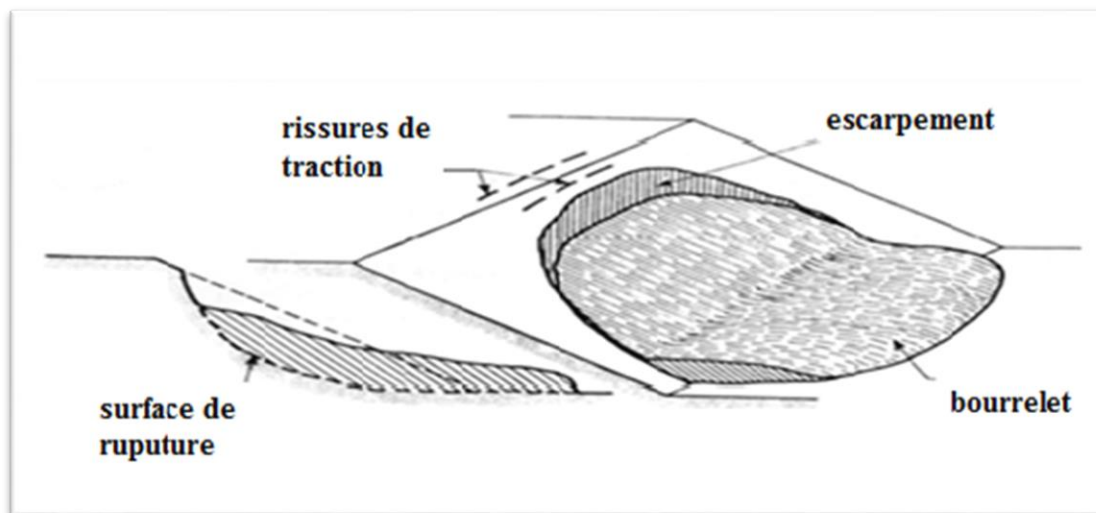


Figure I. 3 Schéma de principe d'un Glissement rotationnel simple [3].

I.3.2.2 le glissement rotationnel complexe

Combinaison de glissements plans + rotationnels = glissements complexe. Il est dû à la suppression de la butée.

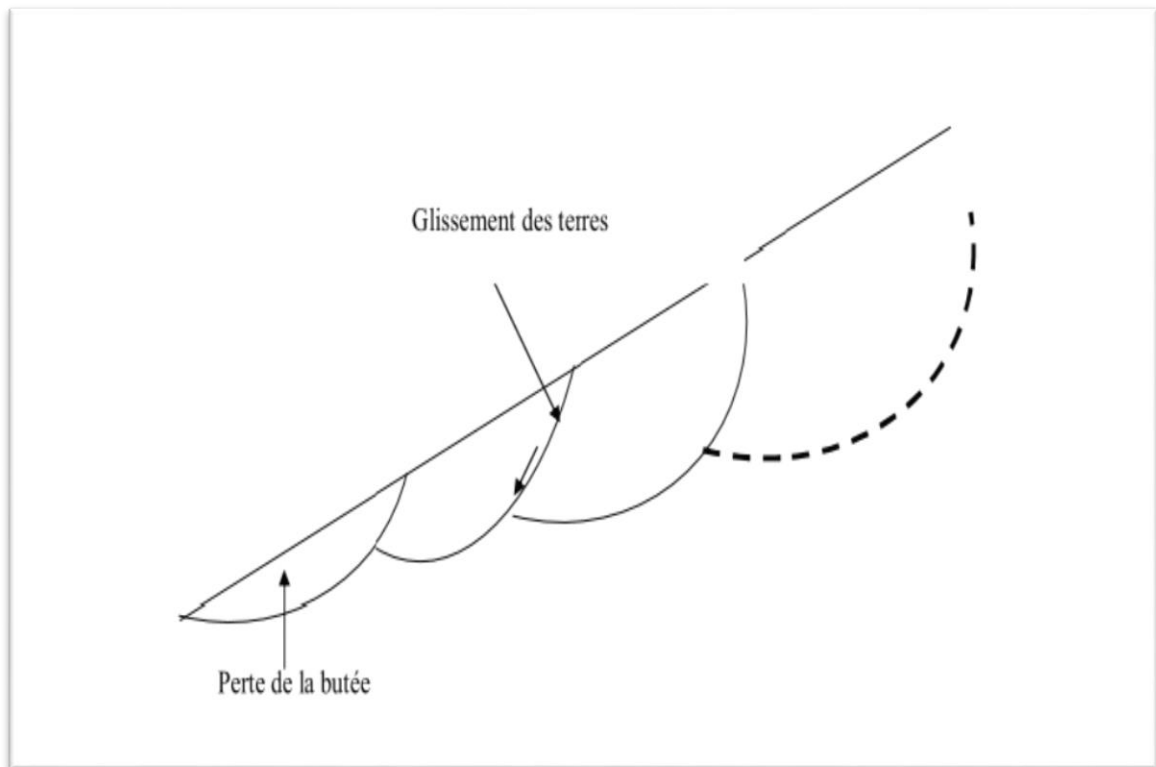


Figure I. 4 Schéma de principe d'un glissement rotationnel complexe (emboîté) [3].

I.4. Principales causes des glissements

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève des causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines [4].

I.4.1 Causes internes

- L'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies.
- La nature géologique des terrains (la pente).
- L'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol.
- La saturation des terrains en eau : Présences de sources, Fortes précipitations et Fonte des neiges brutales.
- Le développement de l'altération de la roche.
- Le degré de plasticité du sol ou sa sensibilité à l'eau.

I.4.2 Causes externes :

- L'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière.
- Diminution des appuis en pied de pente (comme un terrassement mal pensé et trop raide).
- Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.

- Par l'ouverture d'une carrière de sable ou de roche.
- Par les secousses d'un tremblement de terre.
- Par la surcharge d'une construction, etc.

Dans la majorité des cas, les glissements de terrain dépendent de deux causes principales: l'eau et la présence des fractions fines [5].

I.5 Méthodes de calcul de stabilité

On présentera dans cette partie les méthodes qui sont les plus utilisées pour étudier des glissements, Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessitent de connaître : La géologie, Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités, La géométrie en deux dimensions ou trois dimensions du talus, Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements). On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus :

- Les méthodes des éléments finis.
- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

I.5.1 définition du coefficient de sécurité

L'estimation de la stabilité des talus est généralement par le calcul de coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme :

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

Où :

τ_{max} : Résistance au cisaillement du sol.

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Colomb.

$$\tau_{max} = c + \sigma \tan \varphi \quad (I.2)$$

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{f_s} \quad (I.3)$$

Où c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement du sol, respectivement, et σ est la Contrainte totale normale sur le plan de cisaillement.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effectives :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - U) \operatorname{tg} \varphi'}{f_s} \quad (\text{I.4})$$

- C' et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effectifs.
- U est la pression interstitielle de l'eau.

Dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si $F > 1$, il n'y a pas rupture (pas de glissement).
- Si $F < 1$, il y a rupture (présence d'un glissement).
- Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

Tableau I. 1 Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent [6].

F_s	Etat de l'ouvrage
<1	➤ Danger
1.0-1.25	➤ Sécurité contestable
1.25-1.4	➤ Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants ➤ Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	➤ Satisfaisante pour les barrages

I.5.2 Méthodes d'équilibres limites

Les méthodes d'équilibres limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches (Fellenius, Bishop...) et les méthodes de stabilité globale.

I.5.2.1 Méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

- Un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ , c , φ et par la pression U de l'aquifère.
- Un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simple (Méthode de Tylor ou de Biarrez) [9].

I.5.2.2 Méthode des tranches

Il est nécessaire de diviser le massif en tranches puisque dans la nature la ligne de glissement est rarement un cercle, le terrain est rarement homogène.

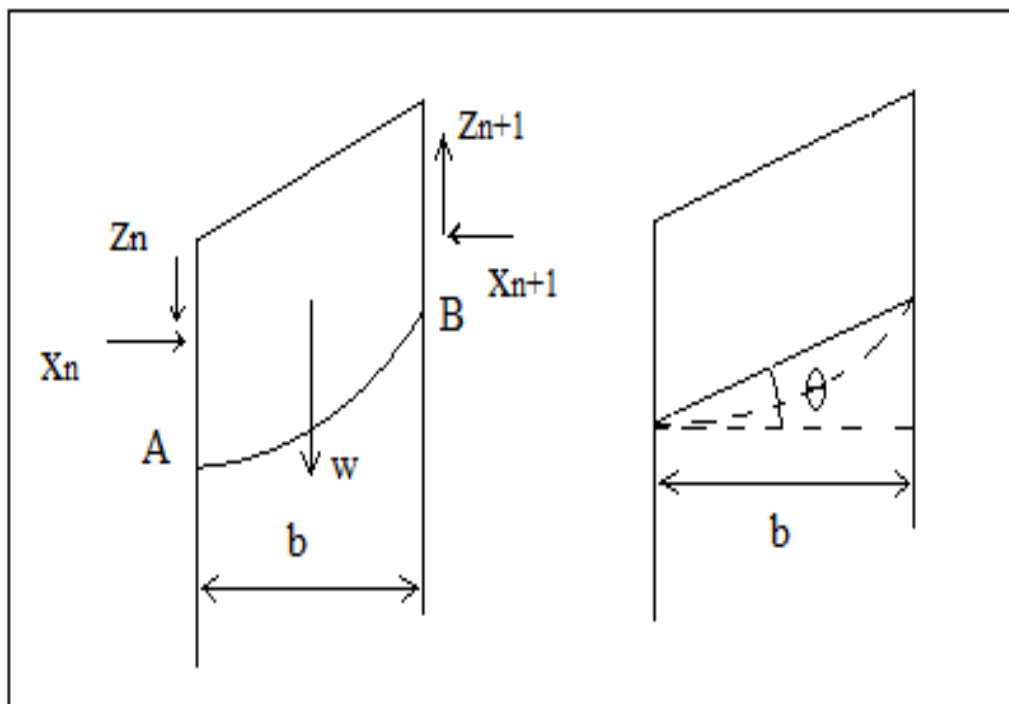


Figure I. 5 Détail des tranches [7].

I.5.2.2.1 Méthode des tanches de Fellenius (rupture circulaire)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé En n tranches chaque tranche est considérée comme un solide indéformable [8].

Les hypothèses de la méthode de FELLENIUS sont La ligne de glissement est de forme circulaire ; On néglige totalement les efforts inter-tranches ; la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W [8].

On décompose le poids W en une composante normale $N=W \cos \alpha$ et une composante tangentielle $T=W \sin \alpha$. Le coefficient de sécurité est calculé à partir de l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de glissement Voire la figure (I. 6).

Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximal de R_n est donné d'après la loi de coulomb par :

$$R_n = c_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_n \quad (I.5)$$

$$\text{Avec : } N_n = w_n \cos \alpha_n \quad (I.6)$$

$$\text{Donc : } R_n = c_n \cdot AB + w_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n \quad (I.7)$$

D'autre part on a :

$$AB = l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n} \quad (I.8)$$

Avec :

C_n : cohésion de la couche

φ_n : L'angle de frottement de la couche

W_n : poids de la couche

α_n : L'angle entre l'arc de la tranche horizontale

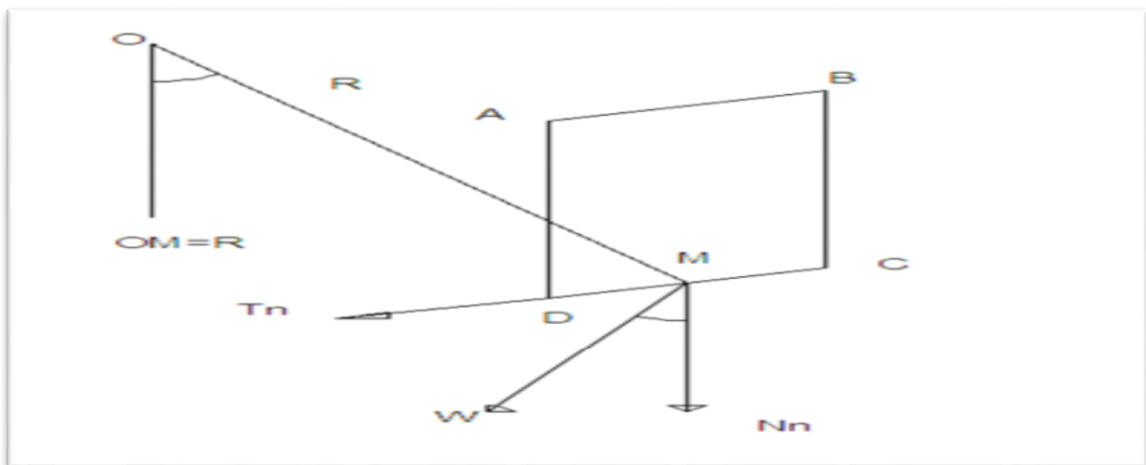


Figure I. 6 Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS [8].

$$M_r = \sum_{n=1}^k R(C_n L_n + w_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n) \quad (I.9)$$

Où :

- k = nombre total de tranches.
- c_n, φ_n = caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement) de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Le moment moteur est dû à T_n est égal à $T_n \cdot R$ Par ailleurs :

$$T_n = w_n \sin \alpha_n \quad (\text{I.10})$$

$$M_n = T_n \cdot R \quad (\text{I.11})$$

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$f_s = \frac{M_r}{M_n} \quad (\text{I.12})$$

$$f_s = \frac{\sum_{i=1}^n c_i \cdot l_i + w_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i} \quad (\text{I.13})$$

I.5.2.2 Méthodes des tranches de Bishop

a. Méthode simplifiée

En 1954, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius, et ceci en considérant que pour tout tranche étudiée, $V_n - V_{n+1} = 0$ ce qui permet de considérer les efforts inter-tranches horizontaux uniquement. Le coefficient de sécurité FS, s'exprime par cette méthode comme suit :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n w \sin \alpha_i} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(w_i - u_i b_i) \tan \varphi_i + c_i b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}} \quad (\text{I.14})$$

Tous les termes sont connus et FS est calculé par itérations successives, la première itération est faites en adoptant come valeur FS0, le coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellenius. la méthode simplifié de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur. On a vue comment calculer le coefficient de sécurité FS pour un cercle donné a priori. Pour connaitre FS réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de FS, c'est en effet, le long de cette surface de glissement que la rupture se produira [9].

b. Méthode détaillée

Les composantes V_i , V_{i+1} et H_i , H_{i+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur ab, donc influence la réaction R_n Bishop a publié en 1955 une méthode que nos appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurités en tenant compte des ces sollicitation. Le coefficient de sécurité (FS) est donné par la formule générale :

$$f_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n w \sin \alpha_i} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(w_i - u_n \cdot b) \tan \varphi_i + c_i b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}} \quad (\text{I.15})$$

U : pression interstitielle agissante sur l'arc.

C : cohésion effective.

φ : Angle de frottement interne effectif.

Pour déterminer FS, il faut :

- Procéder par itérations successives car FS figure aux deux membres de l'équation.
- 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 à la distance vertical 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, se calcul est très lourd et bien entendu ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur ([9], [10]).

I.5.3 Méthodes éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variable dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformation aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené par tout programme général d'éléments finis, ou avec le logiciel spécialisé dans la modélisation géotechnique, tel que le Plaxis, César, Crip[9].

I.6 Méthode de confortement des glissements des terrains

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

- Drainage.
- Renforcement.
- Modifications géométriques (terrassement).

I.6.1 Drainage

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de Cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont:

I.6.1.1 Collecte et canalisation des eaux de surface

Les dispositifs de Collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, leur objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de source ou simplement des précipitations et des eaux de ruissellement.

I.6.1.2 Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain. Peuvent être mis en place lorsque la hauteur du talus est faible (<5m).

I.6.1.3 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Les tranchées drainantes ont l'avantage d'être adaptées aux talus de grandes hauteurs (>10 m) en réalisant un nombre quelconque en parallèle. Leurs principaux inconvénients résident dans le fait que leur profondeur est limitée par la stabilité de leurs parois et que leur pérennité dépend de la quantité du matériau drainant.

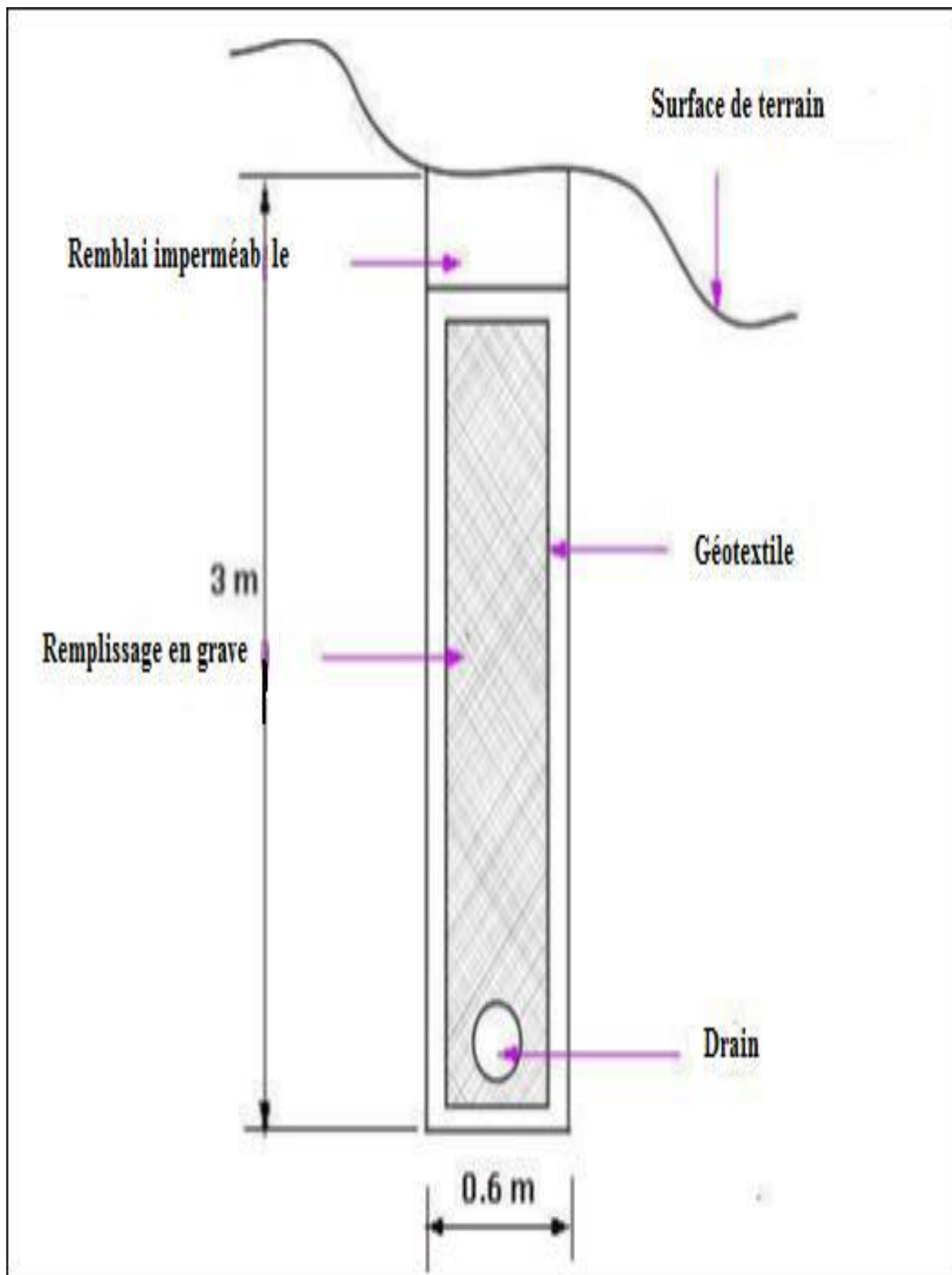


Figure I. 7 Coupe type d'une tranche drainant [11].

I.6.1.4 Drains subhorizontaux

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

Les drains subhorizontaux sont des tubes en PVC, crépines, d'un diamètre de 50 à 80 mm mis en place dans des forages subhorizontaux. Leur longueur peuvent atteindre 50, 80 ou 100 m.

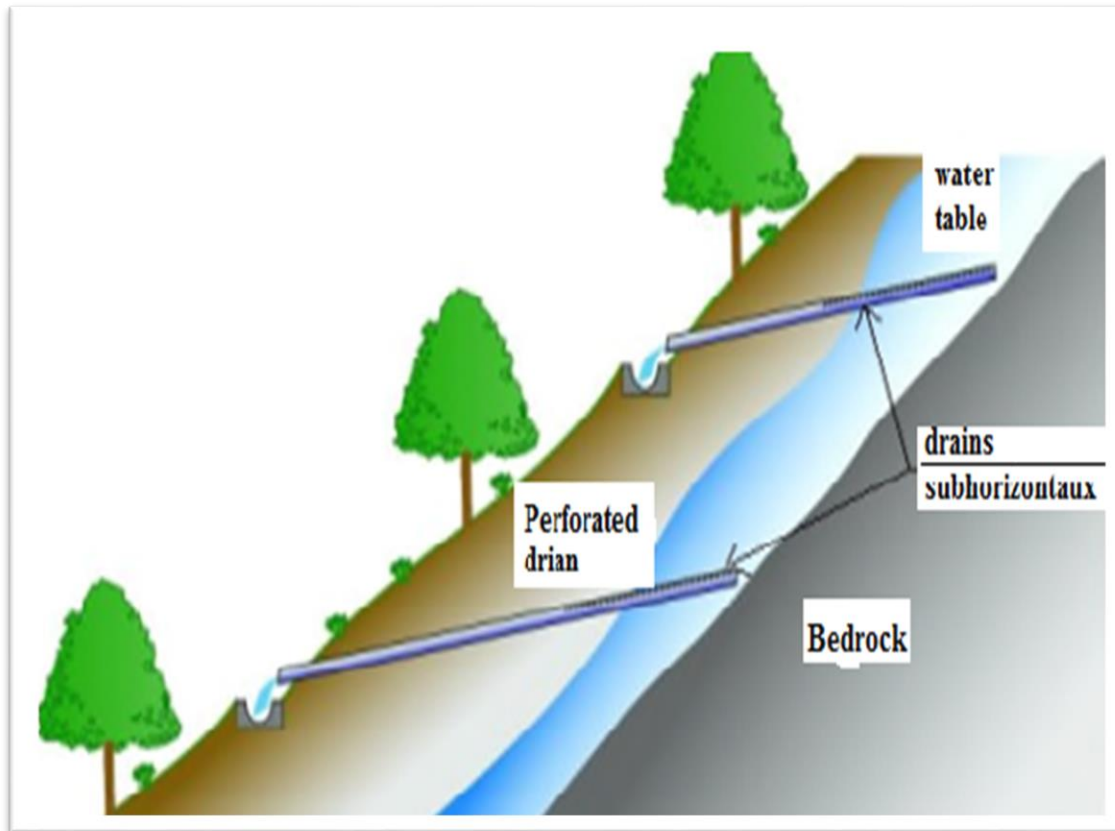


Figure I. 8 Drains subhorizontaux [12].

I.6.2 Renforcement

I.6.2.1 Les ouvrage de soutènements

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivelée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation) [13]. Il existe plusieurs types des murs de soutènement, classées selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles (Murs rigides, murs souples).

I.6.2.1.1 Les ouvrages rigides

Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Comme (mur poids ou ancré).

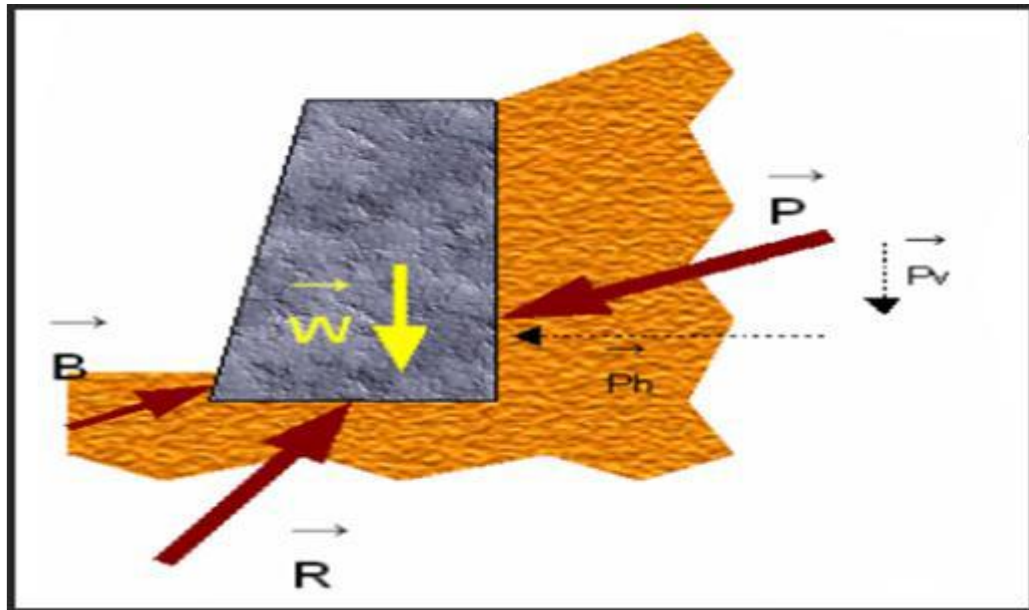


Figure I. 9 Mur de soutènement [14].

I.6.2.1.2 Ouvrages de soutènements souples

Pour les ouvrages souples, Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués comme (mur cellulaire, gabions, remblais renforcés par armature ou nappes de géotextiles, par grille Métalliques ou synthétiques). Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.



Figure I. 10 Réalisation d'un mur en gabion [14].



Figure I. 11 Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile [14].

I.6.2.2 Confortement par système de parois

On distingue plusieurs techniques de renforcement par parois :

- Paroi berlinoise.
- Les parois moulées.
- La paroi lutécienne.
- Palplanche.
- Le voile préfabriqué.
- La paroi clouée.

I.6.2.3 Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro pieux.
- les pieux et barrettes.

I.6.2.3.1 Les clous et micro pieux

Constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts, et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension.

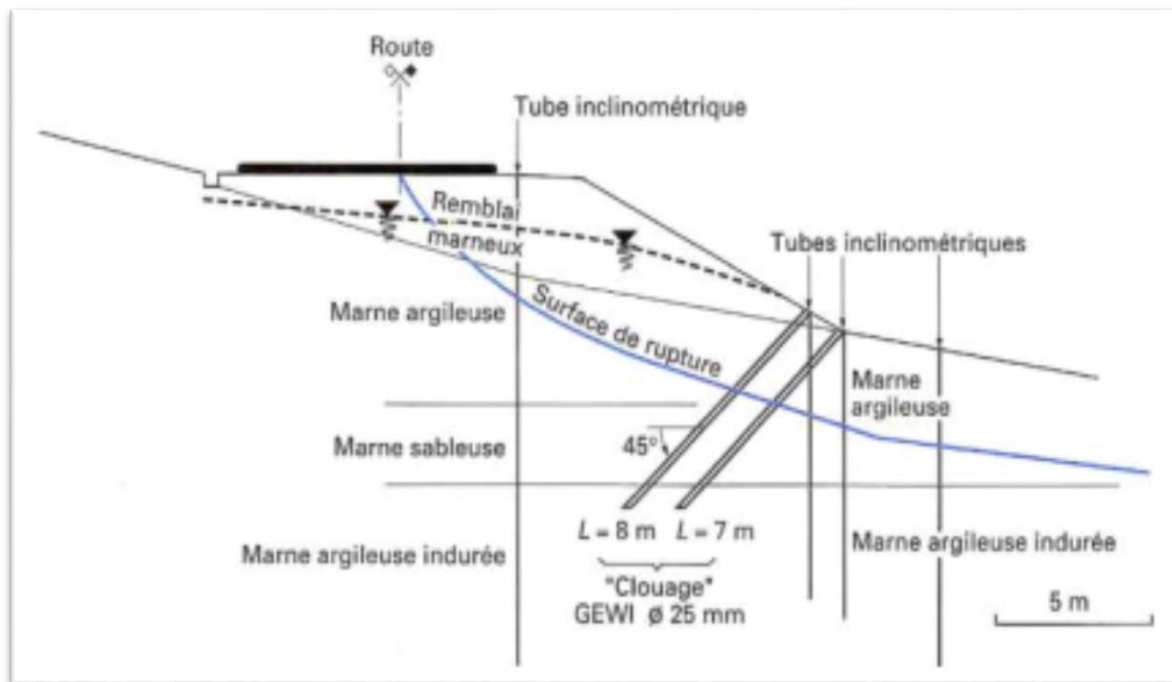


Figure I. 12 Exemple de clouage d'un glissement [8].

I.6.2.3.2 Pieux et barrettes

(Fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement. Les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement, Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton arme) dans le tiers central de la pente instable.

I.6.3 Modifications géométriques (terrassment)

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassment reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassment :

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied.
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

I.6.3.1 Allègement en tête

Cette opération consiste à terrasser la partie supérieure, ce qui implique une diminution du poids moteur et une augmentation du coefficient de sécurité.

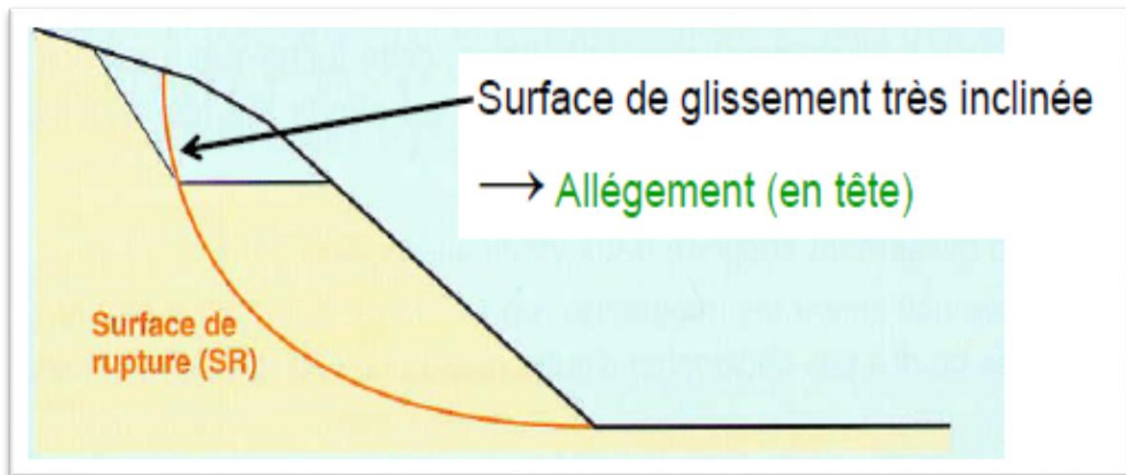


Figure I. 13 Allégement en tête [15].

I.6.3.2 Butée de pied

Ce chargement en pied est une technique efficace et souvent utilisée, (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

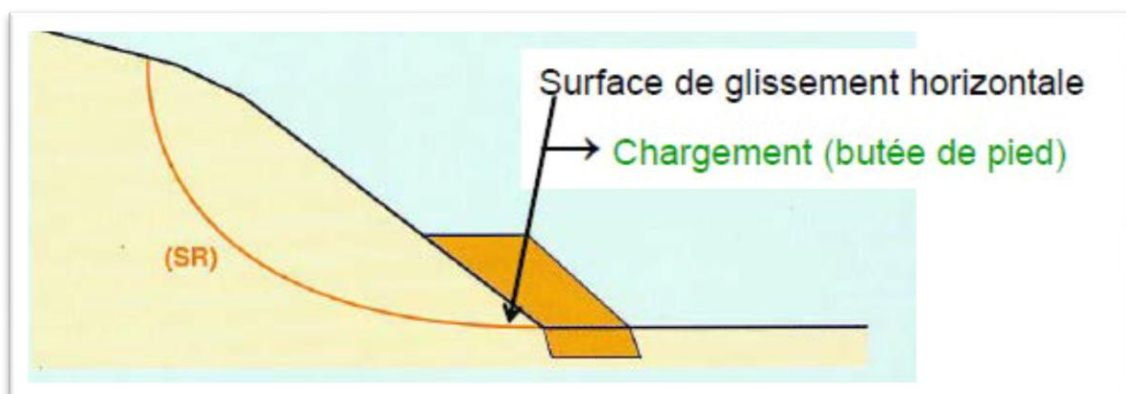


Figure I. 14 Réalisation d'une butée de pied [15].

I.6.3.3 Reprofilage

On dit aussi talutage du terrain naturel, ce traitement est bien adapté au talus de déblais, et il est de pratique courante, il consiste en un adoucissement de la pente d'un talus, et cela par déblai de haut en bas, ou par déblai en haut et remblai en bas.

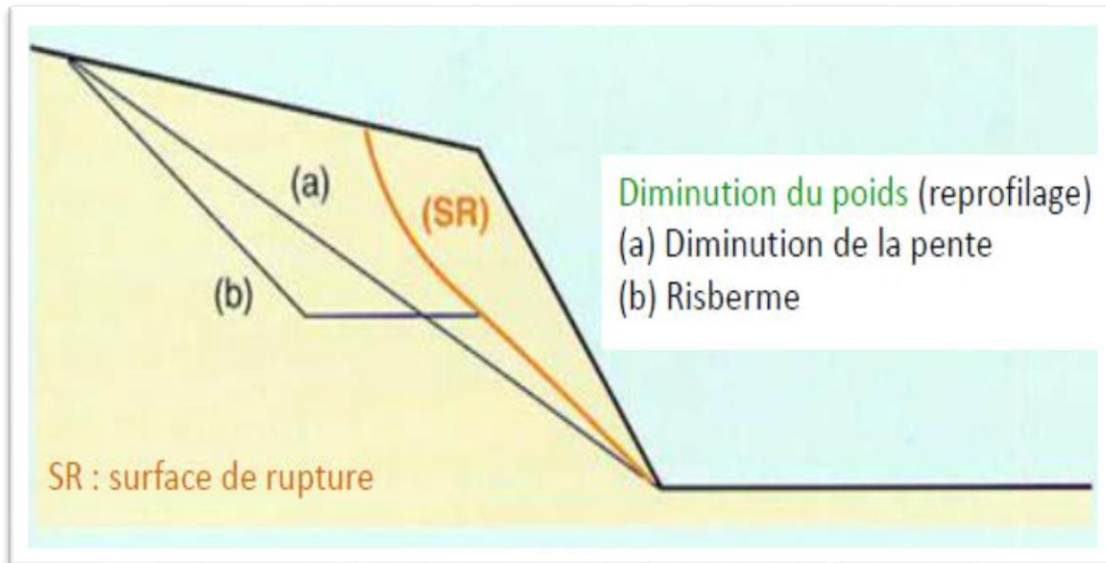


Figure I. 15 Reprofilage [15].

I.6.3.4 Purge

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

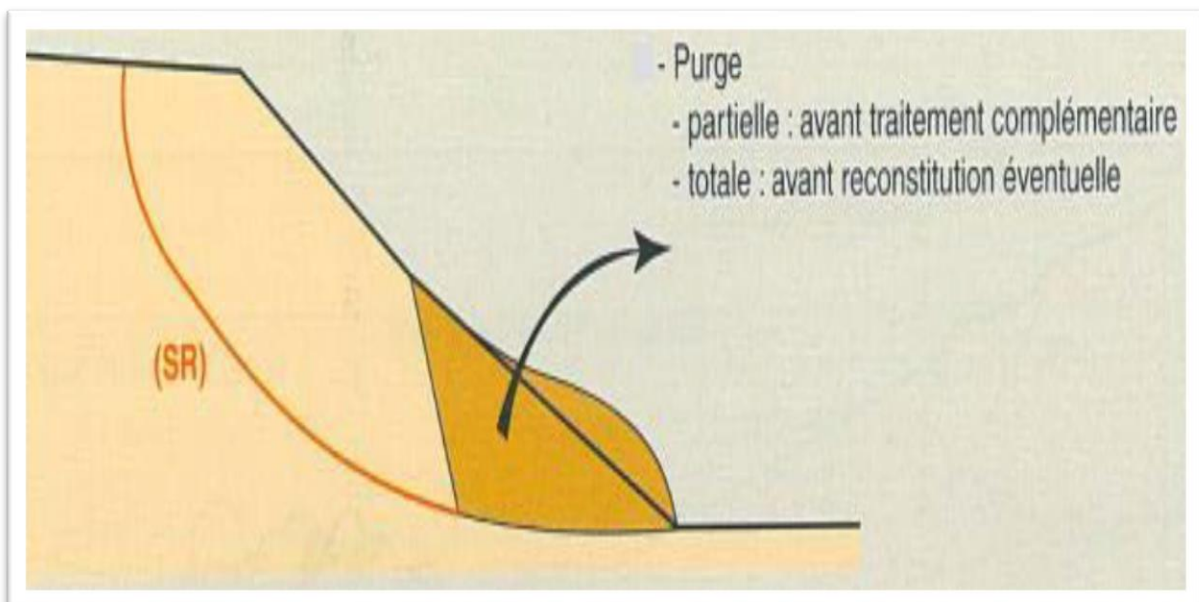


Figure I. 16 purge [16].

I.6.3.5 Substitutions totales ou partielles

Le principe de la substitution totale est de purger l'ensemble des matériaux glissés, et les remplacer par un matériau de meilleure qualité, ce que permet de reconstituer le profil du

talus initial. Les substitutions partielles sont souvent employées sous forme des bûches ou de contreforts discontinus [15].

I.7 Conclusion

La stabilisation d'un glissement de terrain est une opération complexe et délicate, et pour cela, il existe plusieurs méthodes précieuses qui ont été proposées par différents auteurs pour le calcul de la stabilité et du coefficient de sécurité d'un glissement, et qui restent encore des approches. Les systèmes de protection et de prévention doivent être déterminés et dimensionnés par une étude spécifique de l'aléa. Chaque cas à sa solution spécifique, et pour son diagnostic on est toujours amené à le rechercher suivant des manières régulières qui possèdent des compétences importantes sur le plan technique surtout vu la variabilité et l'hétérogénéité des sols, ainsi pour sa performance qui reste toujours inquiétante dans le cadre de la prévention et de soutènement notamment les terrains pentes.

Chapitre II
Présentation,
Reconnaissance et étude
Géotechnique du site

II.1 Introduction

Dans ce présent rapport nous exposerons, la description et les conditions géologiques du terrain, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ, contextes : topographique, géologique, géomorphologique les recommandations concernant le type et la profondeur d'ancrage des fondations.

II.2 Reconnaissance du site

II.2.1 Situation et Topographie

Le site étudié se trouve derrière deux bâtiments N°07 et 08 du projet 140 logts promotionnels avec commerce et service à Boulakroud.



Figure II. 1 Vue Google.

II.2.2 Géologie du site

D'après la carte géologique de Philippe ville N°14 à l'échelle 1/50000, le contexte géologique du site est caractérisé par des schistes micacés, des schistes et phyllades, constitué essentiellement des schistes et des schistes argileux talqueux, sériciteux ou satinés de couleur gris-bleuâtre.

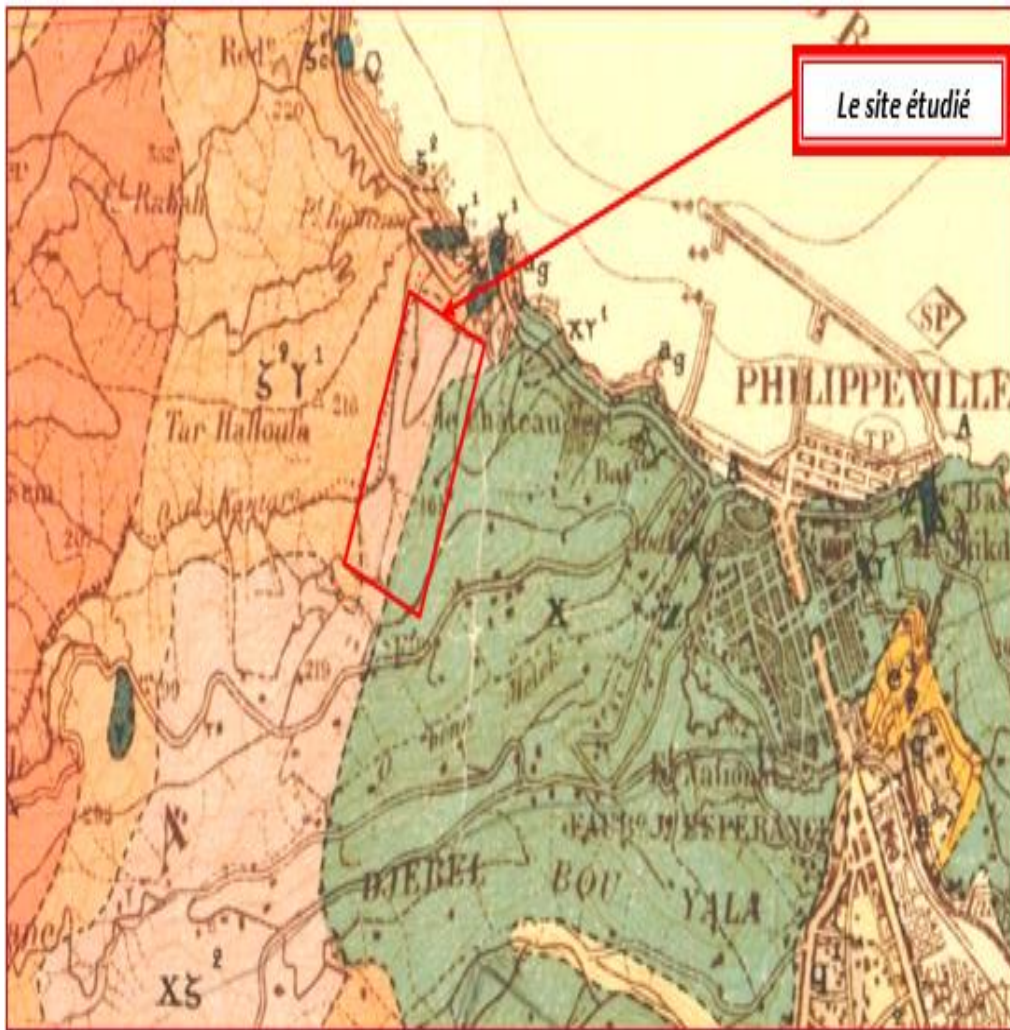
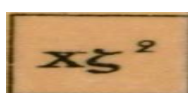


Figure II. 2 Extrait de la carte géologique de Philippeville N°14 -Ech 1/50000-

Légende :



Schistes micacés



Schistes et phyllades

II.2.3 Sismicité de la région

D'après les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003 document Technique réglementaire (B.C2.48), qui ont donné lieu à l'établissement d'un système de classification des zones sismiques détaillé dans une annexe, le territoire national est divisé en cinq(05) zones de sismicité croissante que sont :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II a et II b : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

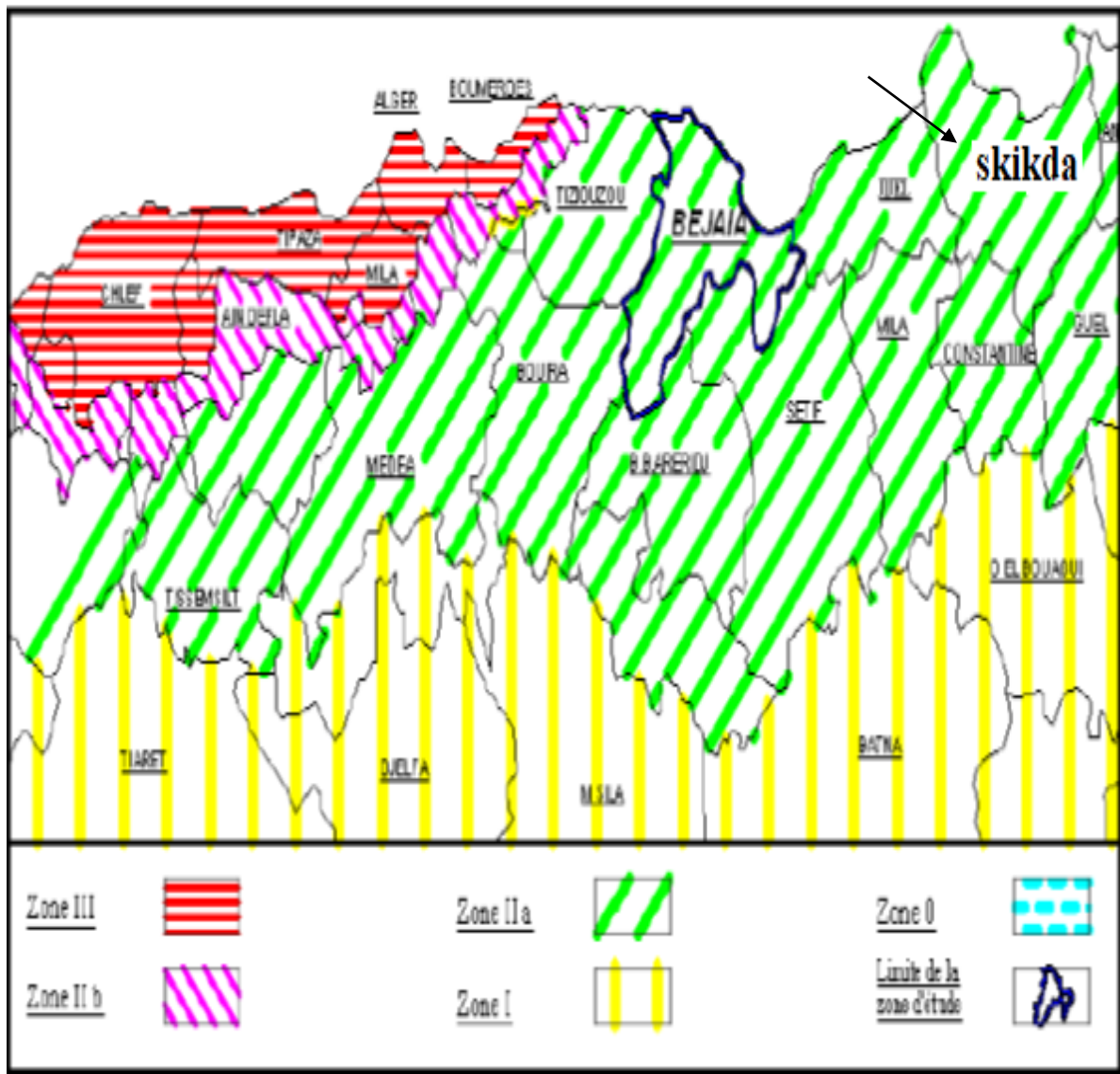


Figure II. 3 Les zones de sismicité [RPA 99/2003].

Ces zones sont réparties elles même par wilaya et par des groupes de commune. la wilaya de Skikda compte un seul groupe classé en zone II a (sismicité moyenne).

II.2.4 Causes principales du glissement

➤ Le glissement s'est produit dans un talus formé par des remblais issu de la construction d'une série de bâtiments en amont. Pour construire d'autres bâtiments en aval du talus (voir schéma en figure 1), des terrassements ont été exécutés. Il est probable que lors de ces terrassements une partie du pied du talus est enlevée. Il peut être ainsi admis en hypothèse initiale que le glissement a résulté de la suppression de butée en pied du talus.

- absence d'un ouvrage de soutènement.
- La formation géologique du site schisteux surmontée par des remblais.

➤ il est clair que l'un des facteurs les plus importants dans les désordres et les instabilités des terrains est la présence d'eau.

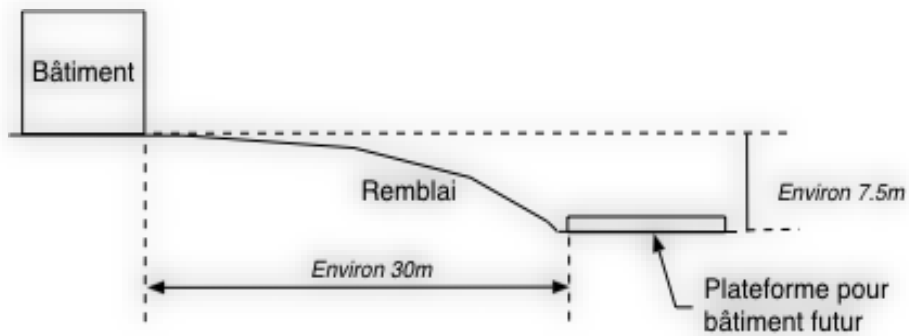


Figure II. 4 Illustration schématisée du site du glissement.

II.2.5 Observations visuelles

Nos observations visuelles sur le terrain ont permis de constater plusieurs indices d'instabilité des terrains:

- Glissement des terres en grand masse (remblai) de haut vers le bas.
- Apparition des fissures verticale et parallèles progressive dans le temps.



Figure II. 5 Fissures et effondrement des terrains (morphologie du glissement).



Figure II. 6 Des débris de nature différente, déposés anarchiquement sur le talus.



Figure II. 7 Terrain en pente + présence d'un Chaâba au bas du site.

II.3. la reconnaissance Géotechnique

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physique et mécanique qui sera utilisée dans les calculs, il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique :

- Essai in situ (sondage carottés, pressiomètre ...).
- Essai de laboratoire (Analyse granulométrique, plasticité, Proctor ...).

Le LNHC a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

II.3.1. Les essais in situ

Aux fins de déterminer d'une part, la nature géologique du terrain et d'autre part, les caractéristiques géotechniques des sols en place, Une campagne de reconnaissance comporte la réalisation de :

- **Deux(02) sondages carotté (SC)** avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés.
- **Un (01) sondage présiométrique (SP)** avec essais chaque 2.00m.
- **Deux (02) inclinomètres** avec le suivi.

II.3.2. Au laboratoire

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis aux différents essais de laboratoire suivants:

- Mesure de la densité sèche γ_d **kN/m³**.
- Mesure de la teneur en eau naturelle **W_n (%)**.
- Mesure de la densité humide γ_h **kN/m³**.
- Essai de cisaillement à la boîte consolidé drainé pour avoir :
 - La cohésion effective **c'(Bar)**.
 - L'angle de frottement effectif **ϕ' (°)**.
- Analyse chimique sommaire :
 - Teneur en carbonates.
 - Teneur en sulfates.
 - Teneur en insolubles.

II.4 Interprétation des essais

L'objet de ce rapport est de présenter:

- les résultats de la reconnaissance géologique.
- les valeurs des caractéristiques physiques et mécaniques du sol obtenues grâce aux essais réalisés au laboratoire et sur le terrain.

➤ Les calculs et interprétations basés sur l'application des théories généralement admises en mécanique des sols, de manière à faciliter le travail du demandeur.

II.4.1 Interprétation de la reconnaissance In-Situ

II.4.1.1 Résultats des sondages carottés

Il s'agit d'une reconnaissance profonde, qui consiste à réaliser un trou ponctuel dans le sol au moyen d'un outil d'attaque fixe à un train de tiges.

➤ **But de sondage :**

Les sondages ont pour but de :

- Compléter la connaissance géotechnique du sous-sol.
- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
- Déterminer la nature du sous-sol.
- Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire.

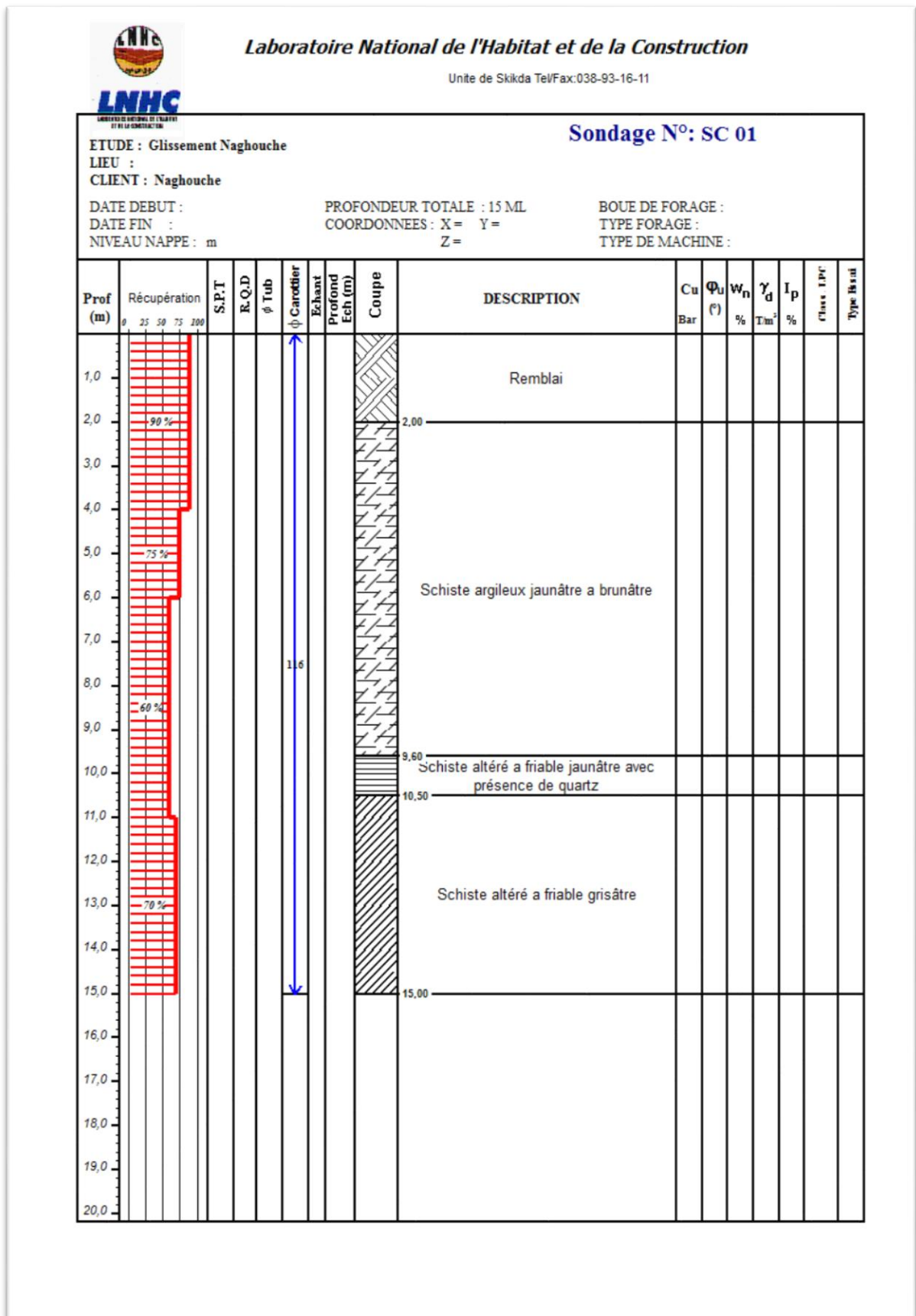
Les coupes lithologiques établies lors de l'exécution des sondages carottés, montrent que le terrain est constitué essentiellement de :

➤ **Au niveau de SC (01) :**

- **-0.00 -2.00** : Remblai.
- **-2.00-9.60** : Schiste argileux jaunâtre à brunâtre.
- **-9.60-10.50** : Schiste altéré à friable jaunâtre avec présence de filon de quartz.
- **-10.50-15.00** : Schiste altéré à friable grisâtre.

Chapitre II : Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

Tableau II. 1 les coupes lithologiques établie lors de l'exécution de sondage carottés 01.



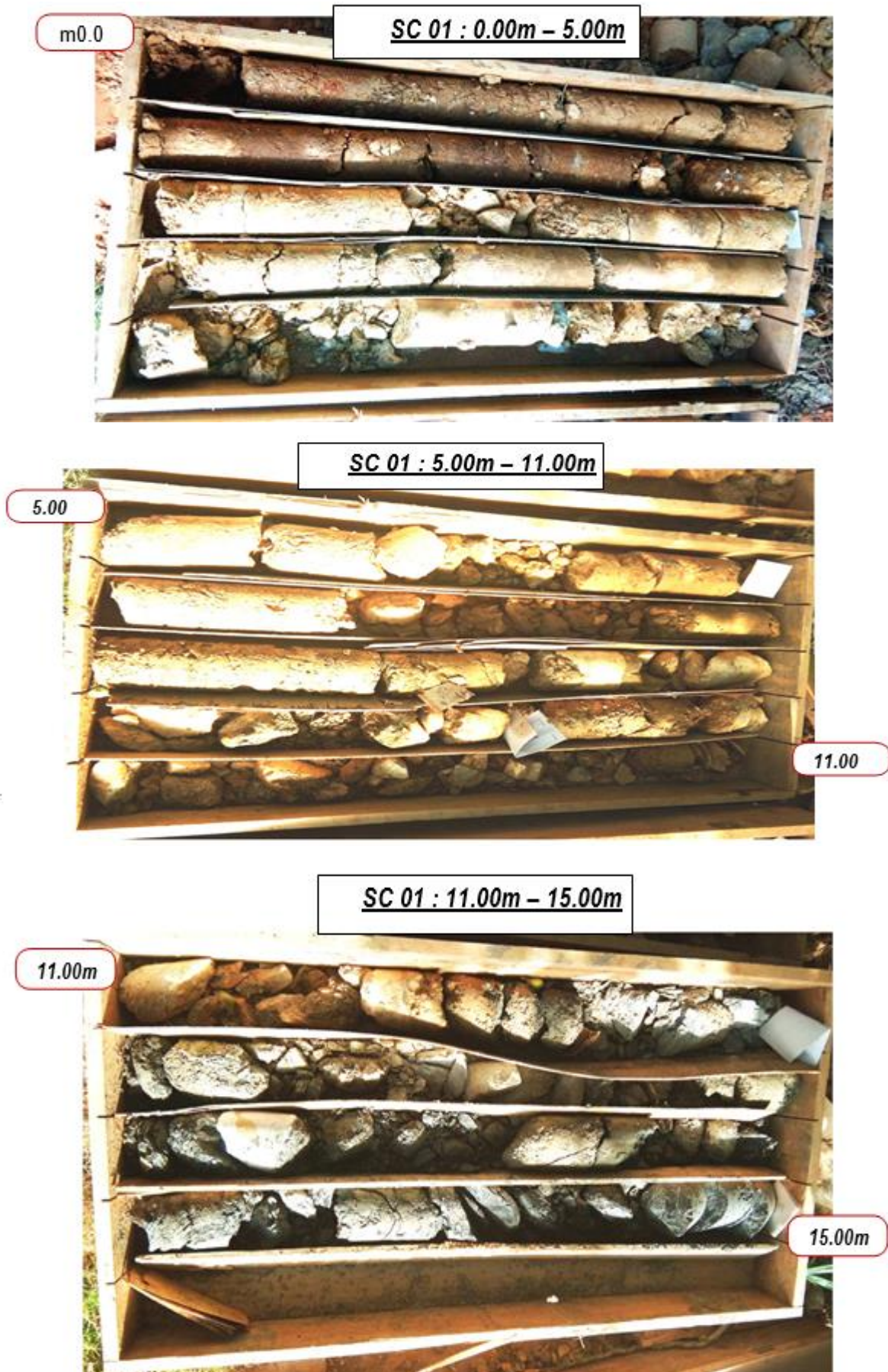


Figure II. 8 Etalage des caisses du sondage carotté 1.

➤ Au niveau de SC (02) :

- **-0.00-6.00** : Remblai formé par des argiles, débris de schiste et débris de construction.
- **-6.00-20.00** : schiste altéré a friable grisâtre avec des passages de schiste argileux.

II.4.1.2 Interprétation des résultats inclinométriques

D'après Les lectures inclinométriques enregistrées durant une courte période, depuis 16/07/2019 jusqu'à 24/07/2019 n'ont révélés aucun déplacement horizontal significatif C'est-à-dire le sol a présenté une stabilité appréciable en amont du talus (a l'endroit de l'inclinomètre) d'où la nécessité de continuer la surveillance.

Tableau II. 2 les deux suivis inclinométrique.

Désignation des inclinomètres	Date lecture initiale(L00)	Date première lecture (L01)
SI-01	16/07/2019	24/07/2019
SI-02	16/07/2019	24/07/2019

II.4.1.3 Résultats d'essai pressiométrique [\[Voir Annexe 01\]](#)

L'essai pressiométrique (**SP**) consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibrée. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée. Trois Caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- Le module pressiométrique (**EM**) qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite (**PI**) qui caractérise la résistance de rupture de sol ;
- La pression du fluage (**Pf**) qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique Et l'état plastique, Les résultats sont résumés dans le tableau (**II.3**).

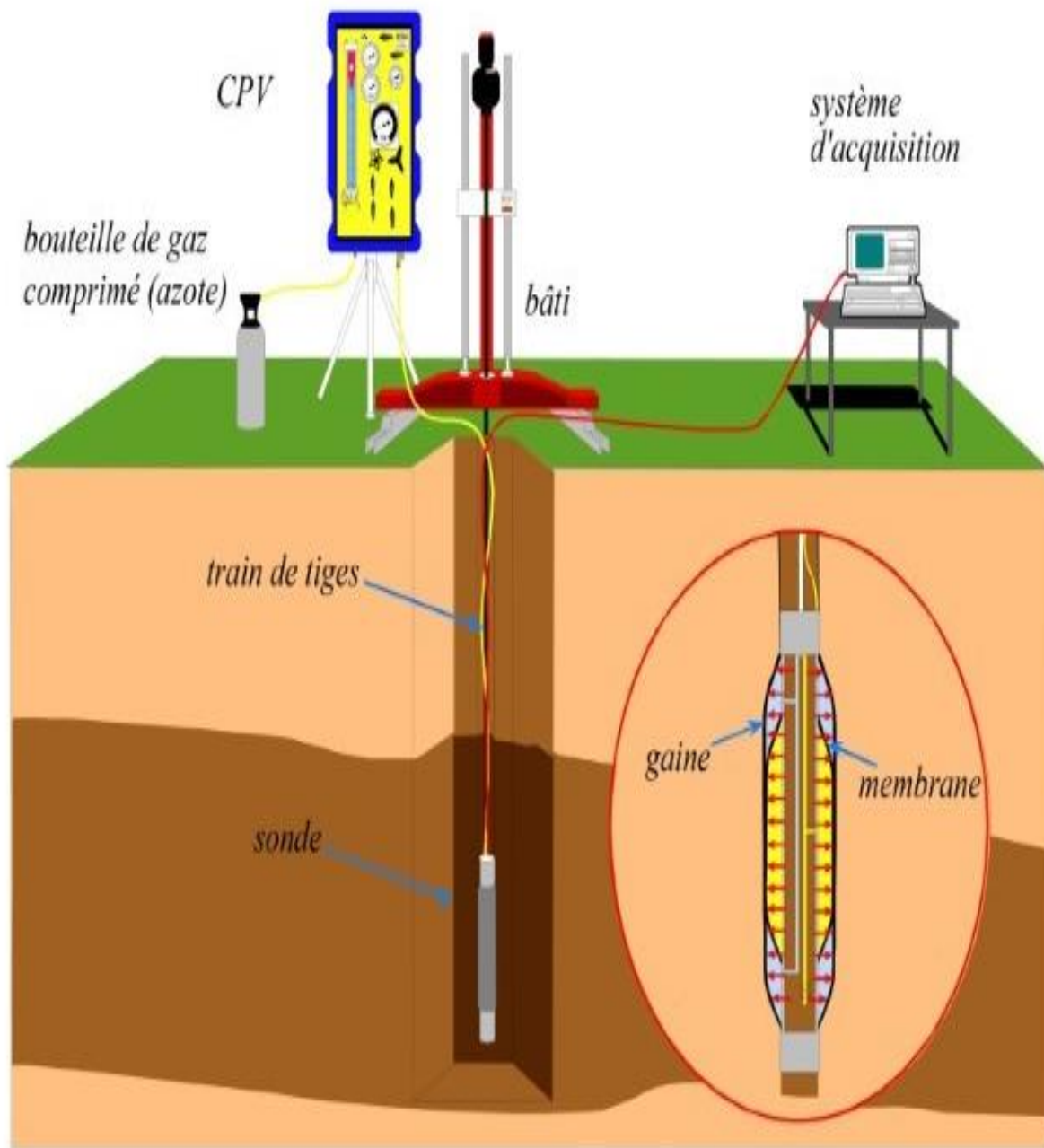


Figure II. 9 Principe de l'essai pressiométriques.

Cet appareil placé en surface auprès du forage permet de dilater la sonde et de mesurer la relation pression déformation correspondante. Dans un CPV on distingue les organes essentiels suivants :

- une bouteille de gaz sous pression et un Mano-détecteur.
- un indicateur de volume permettant d'apprécier au moins le cm³.
- une série de manomètres dont la gamme de mesure est adaptée aux pressions à mesurer.

Chapitre II : Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

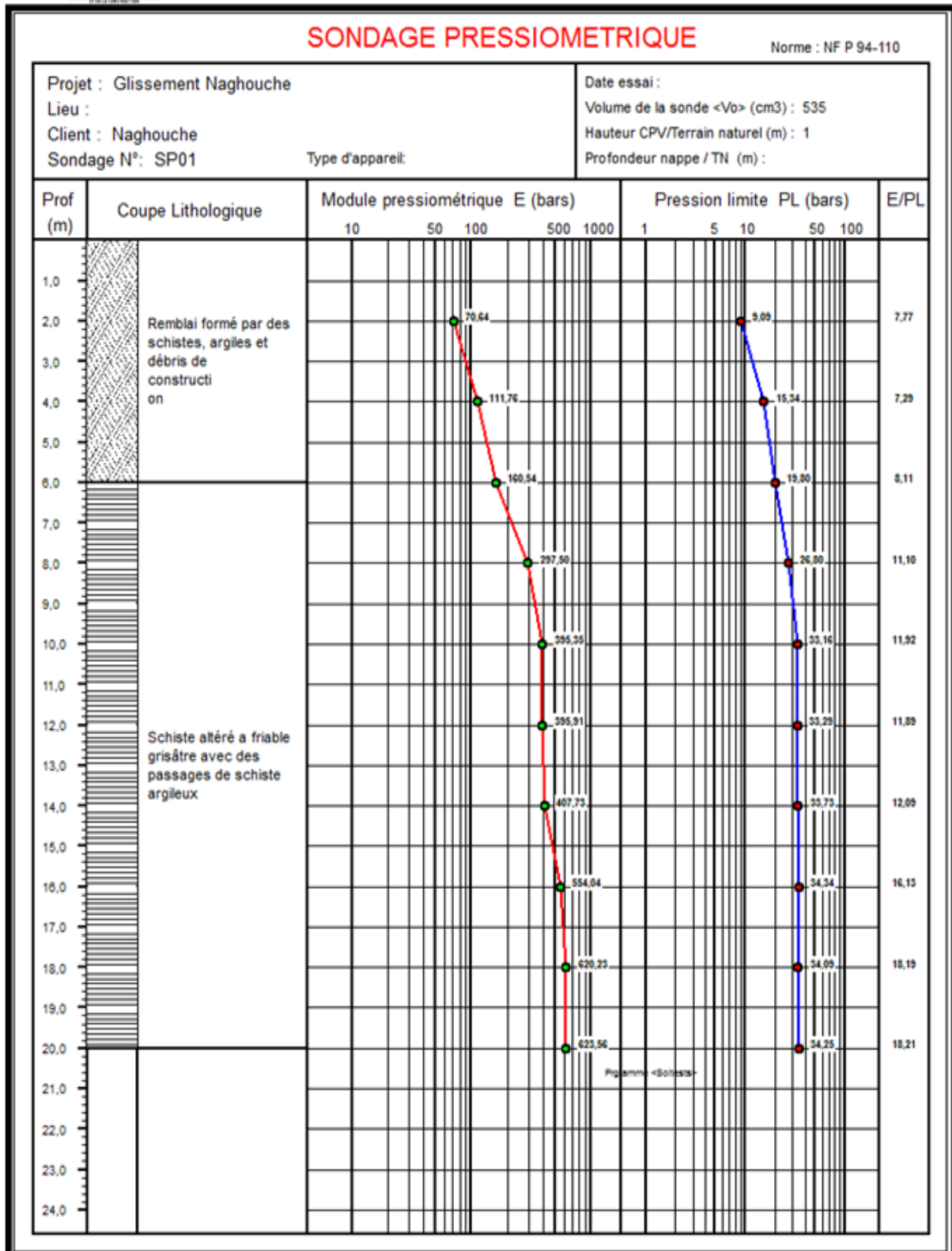
- Présentation de module pressiométrique

Tableau II. 3 Rapport de sondage pressiométrique.



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tel/Fax: 038-93-16-11



II.4.2 Interprétation des essais de laboratoire

A partir des sondages carottés, des échantillons ont été prélevés à différentes profondeurs, et utilisés pour déterminer leurs caractéristiques physico-mécaniques et chimiques, les essais effectués sont les suivants :

II.4.2.1 Rappels d'essais d'identification

II.4.2.1.1 L'analyse granulométrique par sédimentométrie

Cette analyse permet de déterminer le pourcentage de particules argileuses dans un matériau, pour les grains plus fins inférieure à 0.08 mm (NF P94-057).

Tableau II. 4 résultats d'essais sédimentométrie.

Sondage	Profondeur(m)	< 80 μ (%)
01(au bas du talus)	2.00-9.60	56
02(Remblai)	0.00-6.00	59

II.4.2.1.2 Teneur en eau

La teneur en eau, est définie par le rapport du poids de l'eau au poids des particules solides d'un volume donné de sol. Elle s'exprime en pourcentage % :

$$w = 100 \times \left(\frac{w_w}{w_s} \right) \quad (\text{II.1})$$



Figure II. 10 Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle.

II.4.2.1.3 Poids volumique

Poids volumique du sol humide(ou apparente) (γ_h) :C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel.

$$\gamma_h = \frac{w_t}{v_t} \quad (\text{II.2})$$

Poids volumique du sol sec (γ_d) : C'est le rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenue dans une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau.

$$\gamma_d = \frac{w_s}{v_t} \quad (\text{II.3})$$

II.4.2.1.4 Limites d'Atterberg

Le but de cet essai est de définir conventionnellement les limites entre ces états :

a. Limite de liquidité

La limite de liquidité (W_L) caractérise la transition entre un état plastique et un état liquide. C'est la teneur en eau pondérale, exprimée en pourcentage, au-dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide visqueux sous l'influence de son propre poids.

b. Limite de plasticité

La limite de plasticité (W_p) caractérise la transition entre un état solide et un état plastique.

Cette limite indique la teneur en eau pondérale, en pourcentage, maximale pour travailler un sol et éviter la compaction.

*Indice de plasticité I_p

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = w_l - w_p \quad (\text{II.4})$$

Les couples de valeurs limite de liquidité-indice de plasticité, et la classification du Sol, Les résultats de la densité sèche, la teneur en eau et la caractérisation du sol sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau II. 4 résultats d'essais sédimentométrie.

Sondages	Profondeur(m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Observations
01(au bas du talus)	2.00-9.60	36	18	18	Argile peu plastique
02 (Remblai)	0.00-6.00	39	19	20	Argile peu plastique

Tableau II. 6 Les résultats de la densité sèche, la teneur en eau.

Sondages	Profondeur(m)	Wn (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	Observation
01(au bas du talus)	2.00-9.60	12.58	1.85	2.09	Sol dense, légèrement humide
02 (Remblai)	0.00-6.00	16.47	1.94	1.94	Sol dense, légèrement humide

II.4.2.2 Essais mécaniques

II.4.2.2.1 Essais de cisaillement

L'objectif des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contraintes normales σ et d'en déduire les valeurs des paramètres mécaniques ϕ et C caractérisant le comportement du sol. Les trois essais les plus utilisés sont :

- L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande.
- L'essai de compression triaxial.
- L'essai de compression simple.

✓ Principales caractéristiques mécaniques d'un sol :

Les valeurs de la cohésion c et de l'angle de frottement interne ϕ dépendent à des conditions d'essais (drainage, vitesse de chargement, consolidation...), nous allons donc être amenés à distinguer trois grandes familles de paramètres :

Essai non consolidé non drainé (UU) :

L'essai étant rapide, si le sol est saturé $\phi_u=0$ donc $\tau = C_u$. si non saturé :

$$\tau = C_{uu} + \sigma \tan \phi_{uu}$$

On réservera donc ce type d'essais pour le calcul des ouvrages à court terme.

Essai Consolidé non Drainé avec mesure de la pression interstitielle (C.U+u) :

Il a pour but :

- ✚ La détermination des paramètres de résistance effectifs (c' et ϕ') en mesurant la pression interstitielle à la rupture.
- ✚ La détermination des paramètres de résistance consolidés non drainés (λ_{cu} , C_u).

Essai Consolidé Drainé (C.D) :

Cet Essai mesure les paramètres c' et ϕ' (essai lent), Ils conviennent pour des sols saturés ou non.

Les résultats obtenus au laboratoire par l'essai rectiligne à la boîte de casagrande de type consolidé drainé sont Donnés Dans le tableau (II.7).

Tableau II. 7 résultats d'essai cisaillement à la boîte consolidé drainé.

sondage	Profondeur (m)	$(\phi')^\circ$	c' (bars)
01(au bas du talus)	2.00-9.60	17	0.40
02(remblai)	0.00-6.00	15	0.12

II.4.2.3 Analyses chimiques

Les résultats des analyses chimiques sommaires sont donnés par le tableau suivant:

Tableau II. 8 résultats d'analyses chimiques.

Sondage	Profondeur(m)	Sulfates SO ₄ ⁻²	Carbonat es CaCO ₃	Chlorures Cl ⁻ « Solubles dans l'eau »
SC 01	2.00-9.60	Traces	0.20	0.24
	9.60-12.00	Traces	8.40	0.28

L'Agressivité du sol vis-à-vis du béton est **Nulle** selon la norme **NF P18-011** du 12/2009.

II.5 Conclusion

Ce glissement de terrain est survenu lors d'exécution des terrassements au bas du talus. Dans ce chapitre nous avons présenté la commune de Boulakroud sur le plan géologique, topographique. Ensuite les résultats qui nous ont permis la classification sismique du site selon le RPA/2003 ont été présentés.

L'étude géotechnique du site étudié nous a permis de conclure que les formations constituant le site, sont en général des schistes surmontant des couches important des remblais sur un terrain en pente

Le traitement de confortement du glissement de terrain au niveau de site de Boulakroud, wilaya de Skikda a été basé sur l'interprétation des résultats au Laboratoire (physiques, mécaniques et chimiques) et in situ.

Chapitre III
Etude de stabilité et
Confortement

III.1 Introduction

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but final est de trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le glissement.

Il existe plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus (PLAXIS, TALREN, GEOSLOPE). Pour le cas de notre étude, les calculs sont développés à l'aide du logiciel PLAXIS 2D.

III.2 Présentation de logiciel Plaxis2D

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

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

Afin de permettre d'élaborer une étude complète et précise, le logiciel Plaxis2d nécessite l'introduction de paramètres de base, et ce en vue de donner des résultats représentatifs et le plus proche possible de la réalité et du terrain étudié. L'interprétation de ces résultats obtenus permettra de proposer la solution et le choix du confortement le plus approprié [17].

III.3 Type de comportement des matériaux

PLAXIS offre le choix entre deux types de comportements pour chaque modèle de sol :

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.

III.4 Etape de modélisation

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

géotechnique.

- le programme d'entrée de donnée input : l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.
- le programme calcul : permet de définir les différentes phases de calcul du model.
- le programme output : nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (Déformation de maillage).
- le programme curves : nous permet d'avoir les interfaces courbes.

III.5 Eude de stabilité

Une analyse numérique de la stabilité du talus a été effectuée à l'aide du logiciel **plaxis2d**. Nous avons choisi le profil en long N°4 qui a été adopté conformément au levé topographique sur terrain, qui est montré en **figure(III.1)**.

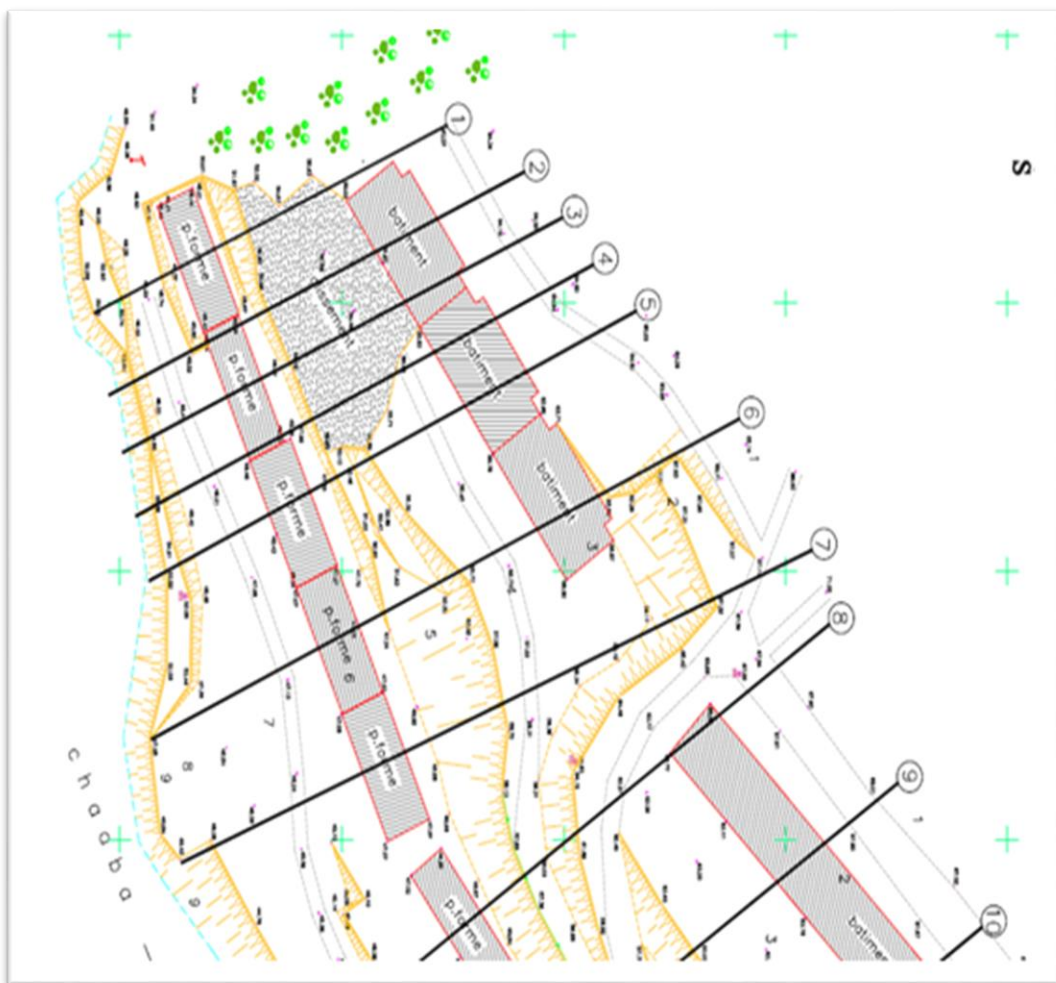


Figure III. 1 levé topographique sur terrain.

III.5.1 Stabilité de talus à l'état initial

La figure (III.2) ci-dessous représente le modèle géométrique adopté pour la modélisation numérique de talus à l'état initial (sans traitement), il est de 41 m de largeur et 20 m de hauteur, formé de schiste altéré a friable grisâtre avec des passages des schistes argileux surmonté sur un remblai. Un système de charge de 80 kPa a été utilisé pour simuler les bâtiments. La plate-forme n'affecte pas la stabilité du talus, donc nous n'avons pas besoin de la modéliser.

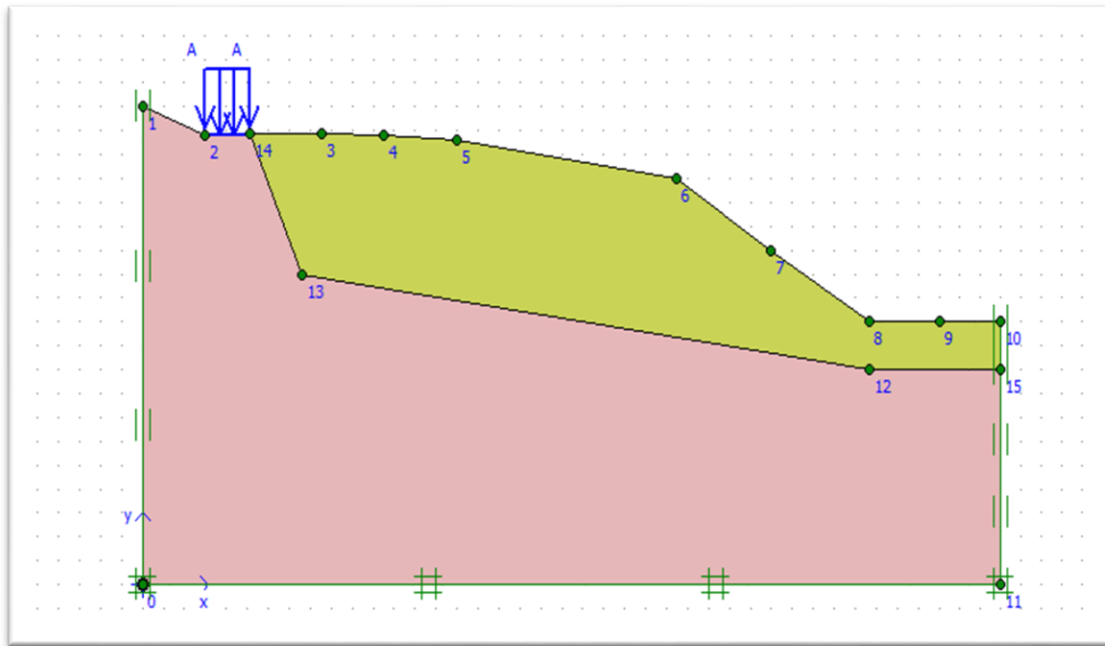


Figure III. 2 Modalisation du talus a l'état actuel (avant le traitement) sur plaxis2d.

Avant de définir les couches, on doit appliquer **les conditions aux limites**, le plaxis2d va bloquer le modèle dans les lignes verticales au sens horizontal et en bas, il va bloquer en vertical et en horizontal pour laisser la liberté de cette géométrie bouge tranquillement.

Le modèle de comportement utilisé dans les calculs est un modèle **élasto-plastique**, on utilise **Mohr-coulomb** parce qu'il donne des bons résultats et des estimations proches à la réalité avec les roches, les sols...etc.

Dans Le type de comportement **matériel type**, on choisit **drained** parce que le piézomètre a montré qu'il a une nappe phréatique très loin de notre terrain. Même si le sol est saturé, le schiste est perméable donc on va choisir toujours un comportement drainé.

Les caractéristiques physiques et mécaniques ont été estimées à partir des résultats des essais au laboratoire et des essais in-situ réalisés par le laboratoire LNHC de Skikda. Le tableau suivant représente les différentes caractéristiques de ce profil :

Tableau III. 1 Caractéristiques physico-mécanique de glissement.

Sol	remblai	Schiste altéré a friable grisâtre avec des passages de schiste argileux
Matériau Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type de matériau	Drainé	Drainé
γ_d (KN/m ³)	19,40	18,5
γ_{sat} (KN/ m ³)	19,40	20,9
C' (KN/ m ²)	12	40
ϕ' (°)	15	17
ψ (°)	0	0
E _{ref}	1500	10000
ν (nu)	0,33	0,30

III.5.2 Maillage adopté

Après définir les deux couches qui existent, il faut faire le maillage de notre géométrie qui est très fin pour assurer un calcul très précis, voici la figure qui le présente (Figure III. 3).

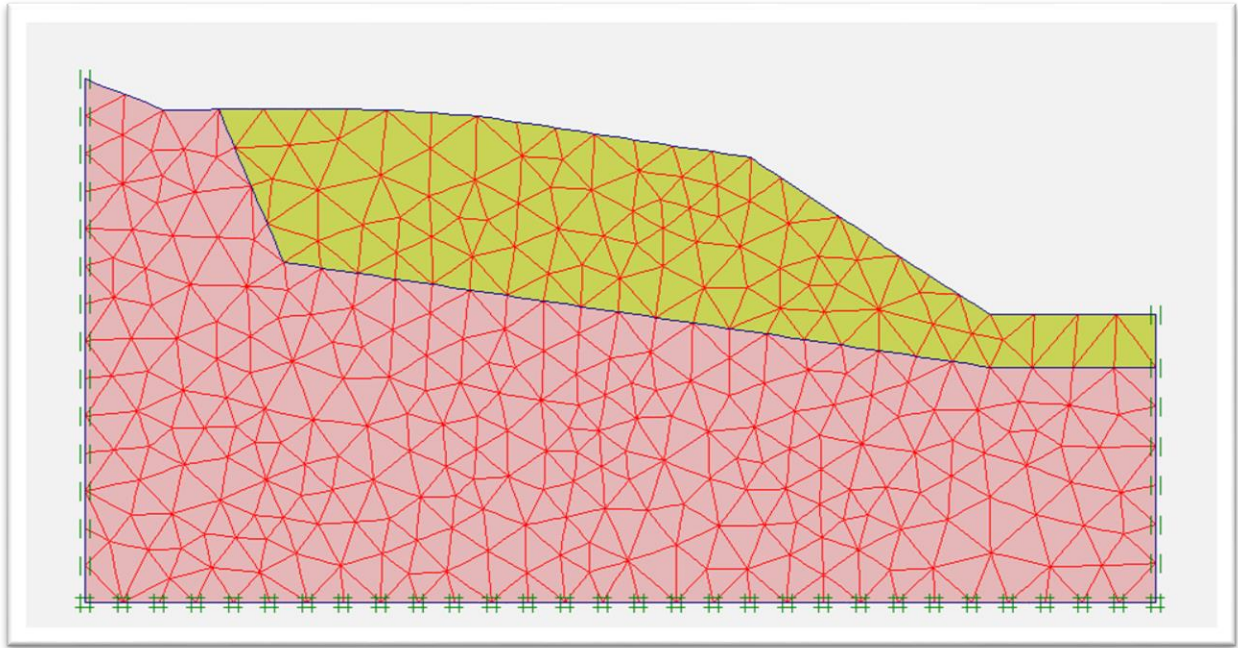


Figure III. 3 Maillage adopté.

Avant de passer au calcul de stabilité, il faut définir les **conditions initiales**. Donc on va calculer directement les contraintes effectives et totales au même temps parce que le terrain est non saturé. Autrement dit la nappe de notre site d'étude est loin de notre champ d'observation, donc elle ne sera pas considérée dans nos calculs.

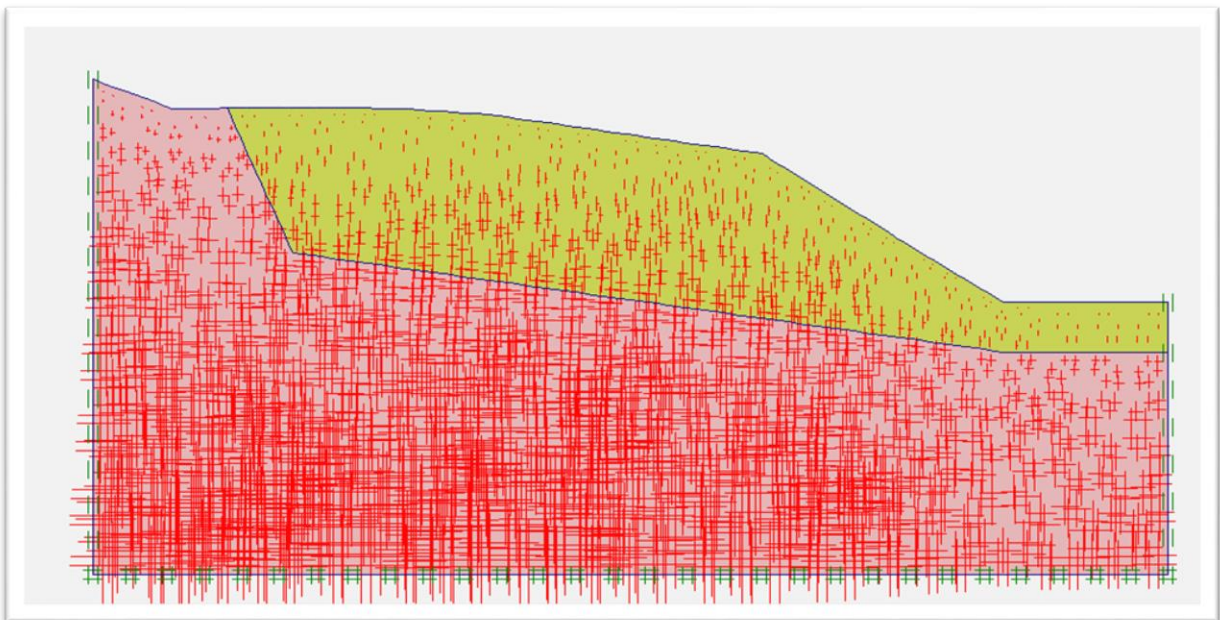


Figure III. 4 Présentation de contrainte verticale.

III.6 Analyses et résultats

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité $F_S=1,29$. Le talus est par conséquent classé précairement stable. Cela signifie qu'une petite modification de l'angle de talutage entraîne un glissement. **La Figure III.5** représente la courbe de facteur sécurité en fonction de déplacement.

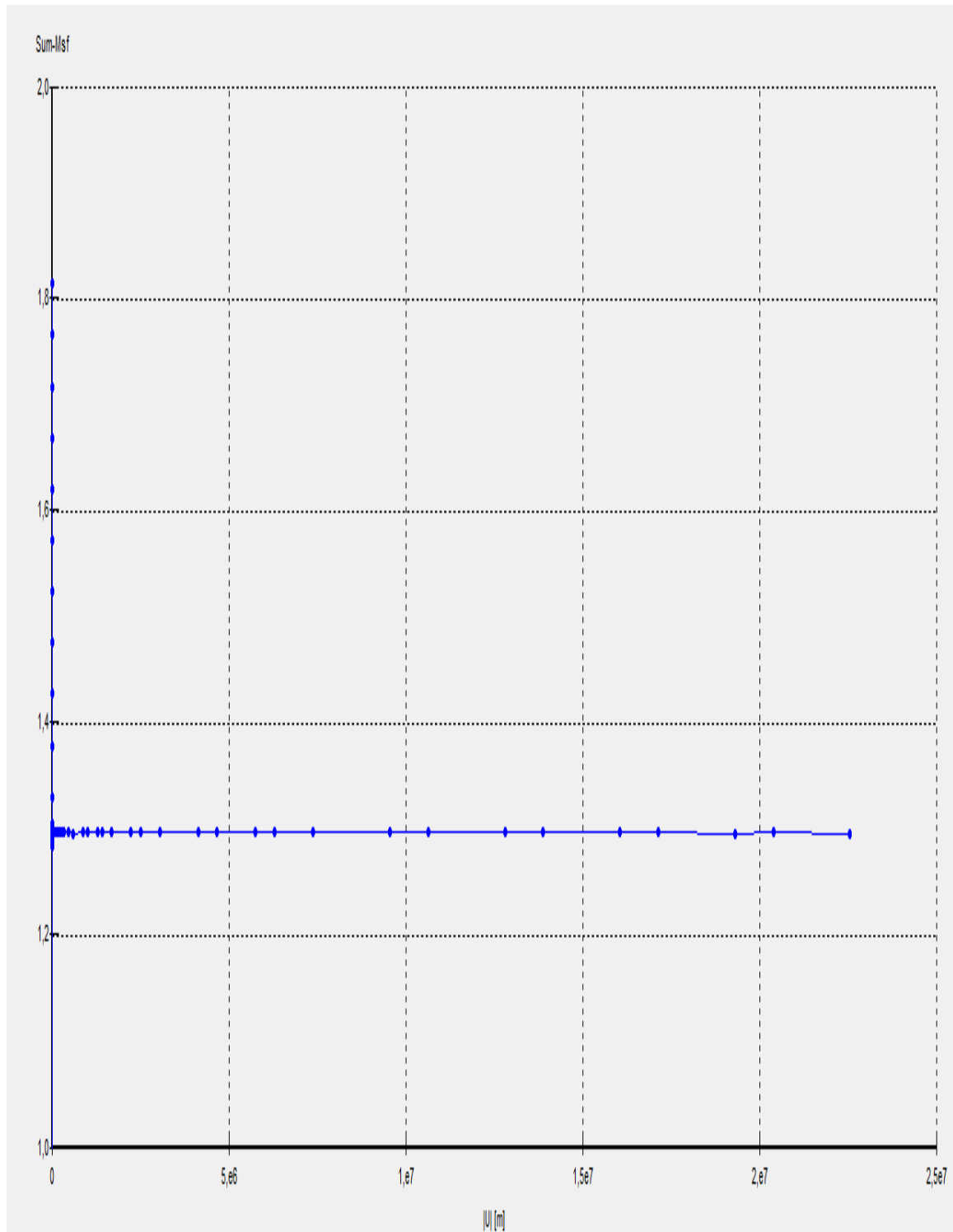


Figure III. 5 Evolution du coefficient de sécurité donnée par plaxis2D.

D'après les **déplacements totaux** obtenus par le calcul réalisé, il semble que l'instabilité est située dans la couche du remblai comme elle est montrée sur la **figure (III. 6)**.

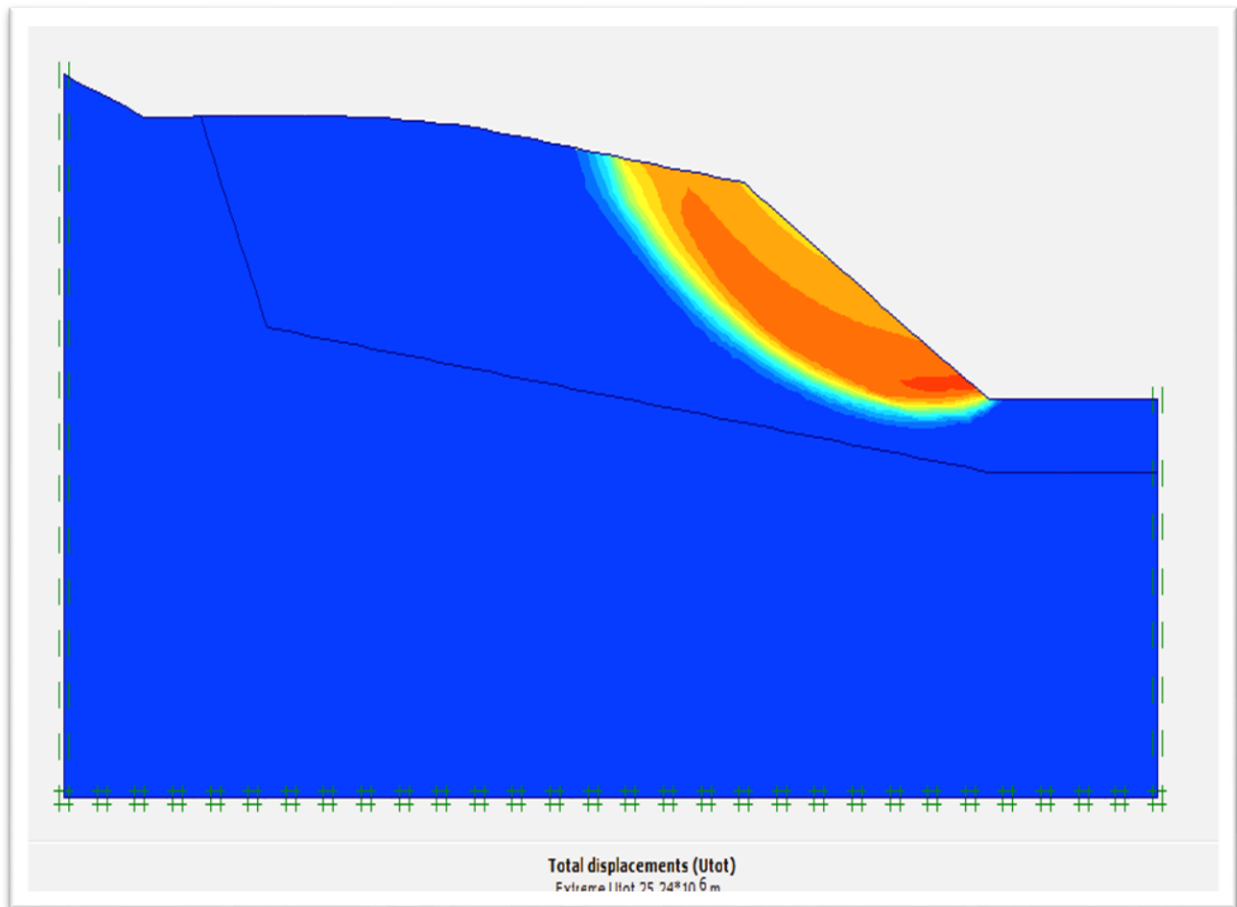


Figure III. 6 Le cercle de rupture de la déformation.

III. 6.1 Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus par le logiciel Plaxis2d, on constate que la valeur des coefficients de sécurité est inférieure à 1,5. Donc le talus est en équilibre instable.

Ce résultat indique qu'un changement minime de l'angle de talutage peut conduire rapidement à un glissement. Il peut être conclu donc la suppression d'une petite masse de sol en pied du talus entraîne le glissement.

Il peut être observé aussi que la masse de sol glissée laisse former un talus plus raide, c'est ce qui entraîne d'autres glissements par récurrence.

III.7.Traitement de glissement

Dans la situation de traitement du glissement, nous proposons un système de confortement qui est la construction d'un mur de soutènement en béton armé distant de 8 m des plateformes d'aval pour substituer la butée enlevée, avec un système de drainage adapté

pour drainer au moins les eaux pluviales et les empêcher de s'infiltrer dans le talus, garantir la durabilité de notre mur et le protéger de dégâts des eaux. Le mur doit être fondé dans le bon sol (**schiste altéré a friable grisâtre avec des passages des schistes argileux**).

La construction du mur doit se faire après un déblais et adoucissement de la pente du talus. Sur la tête du mur il est fortement conseillé de mettre un garde-corps d'environ 1m de hauteur. Il est à noter que le voile incorporé dans la construction en aval (bas de talus) va également contribuer à la stabilité du site.

III.7.1 pré dimensionnement du mur de soutènement

La méthode adoptée pour le pré-dimensionnement du mur de soutènement est la méthode de **SETRA**.

Le mur de soutènement adopté est un voile en béton armé 5 m de hauteur et d'épaisseur variante ($e_0=0,2$ m en tête du mur et $e_1=e_2=0,3$ m en bas du mur et dans la semelle), ancrées à une profondeur $D=2.50$ m dans le bon sol (schiste), le tableau ci-dessous représente les caractéristiques d'élément de renforcement.

Tableau III. 2 caractéristiques d'élément de renforcement.

Élément	E (N/m ²)	ν (nu)	W (KN/m ³)
Béton Armé	35000	0,15	25

III.7.2 Modélisation des confortements par PLAXIS2D

Le modèle de comportement utilisé dans ce cas est **linear elastic** avec un type de comportement **non-pouros**. La **Figure III. 7** montres le modèle géométrique avec le système de confortement adopté (**mur de soutènement**).

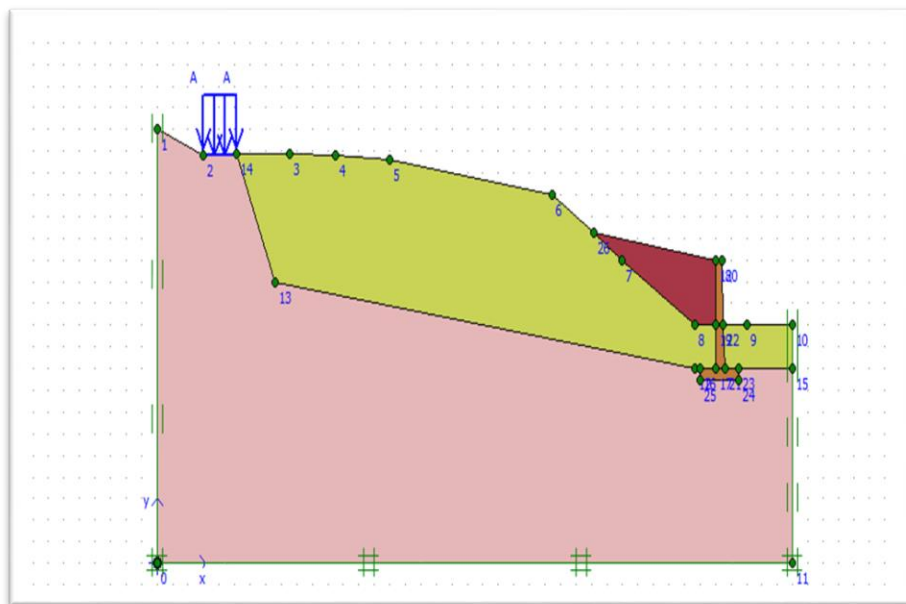


Figure III. 7 Modélisation de confortement de glissement.

Après la construction du mur de soutènement, on met derrière le rideau de mur un remblai sélectionné tout venant De Oued (TVO) ou Tout Venant de Carrière (TVC) pour réduire les efforts sur le mur (de préférence en TVO). Les paramètres géotechniques pris pour le remblai sélectionné sont : $\varphi=30^\circ$, $C=1 \text{ KN/m}^2$, $\gamma_d=19 \text{ KN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}}=21 \text{ KN/m}^3$.

La figure (III. 8) montre le modèle du talus avec mur et remblai sélectionné, introduit pour la vérification du mur vis-à-vis du glissement profond. Elle montre aussi la surface de glissement critique obtenue après l'analyse de la stabilité.

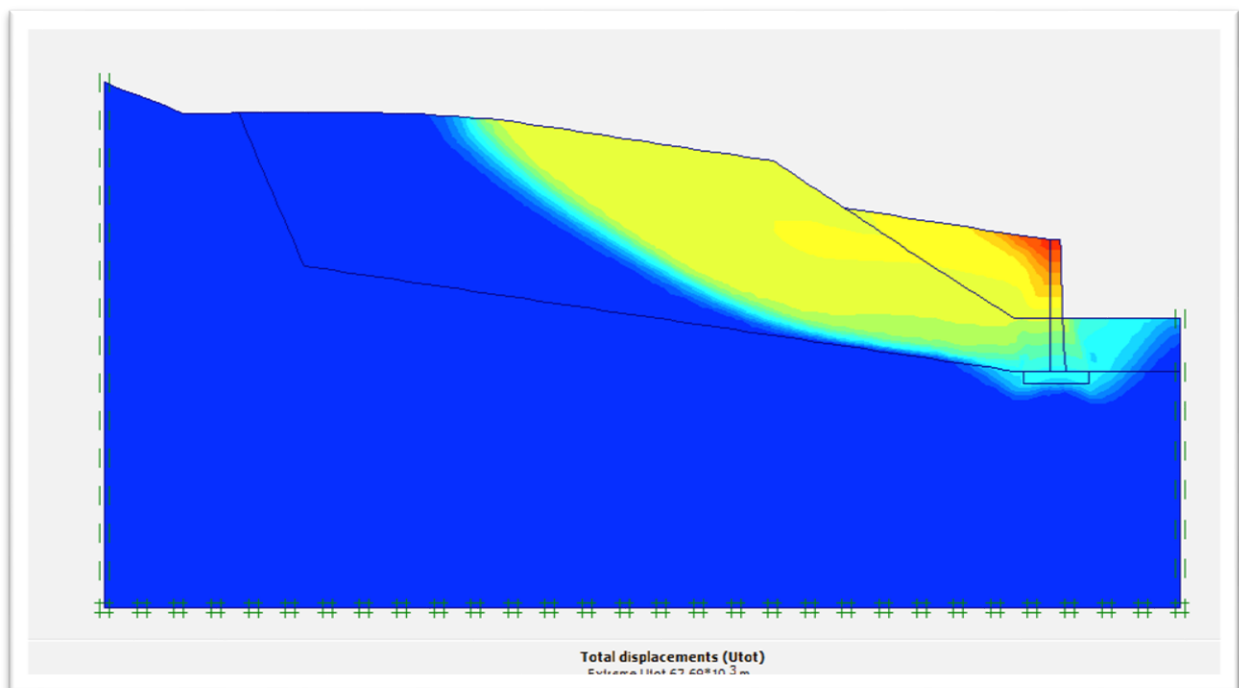


Figure III. 8 Le déplacement de sol après confortement.

Le facteur de sécurité minimal obtenu dans cette situation est $F_s=1,95$. Ce facteur de Sécurité signifie que le système de confortement choisi est efficace. Donc le mur est stable vis-à-vis du glissement profond. La Figure III.9 représente la courbe de facteur sécurité en fonction de déplacement après confortement.

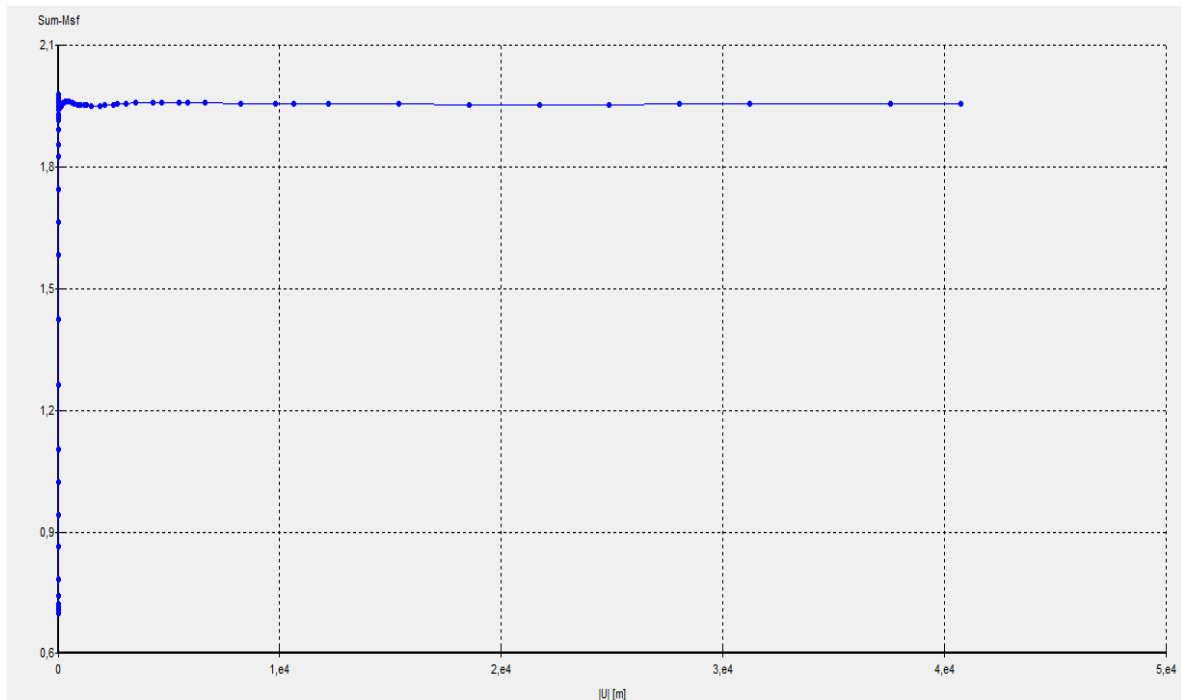


Figure III. 9 Evolution du coefficient de sécurité après confortement.

III.8 Drainage de l'eau derrière le mur

En géotechnique, il est clair que l'un des facteurs les plus importants dans les désordres et les instabilités des terrains est la présence d'eau. De ce fait la conception d'un système de drainage appropriée est plus qu'une nécessité. L'eau existe sous des formes superficielles et souterraines. Pour cela nous recommandons de mettre en œuvre un système de drainage adéquat, et cela comme suit :

- Réalisation d'un drain collecteur composé de graviers 40/60 ou 15/25 + PEHD 200 perforé, le tout enrobé d'un géotextile de filtration de type NT pour rabattre au maximum le niveau de la nappe d'eau et collecter les eaux derrière l'ouvrage de confortement.
- Réalisations de cunettes et d'avaloirs pour la future chaussée de la route amont pour collecter les eaux superficielles et les évacuer du talus selon les normes actuelles.

III.9 conclusion

Sur le site étudié les fissures remarquées en amont sont dues aux suppressions successives de butées initiées en pied talus à cause des terrassements exécutés. Compte tenu de la stabilité relative de notre site (coefficient de sécurité inférieur à 1,5), il a été nécessaire de procéder à des confortements plus efficaces. A cet effet, nous avons procédé à un système de confortement en pris en considération des contraintes du site, économique, de délai, etc. Les résultats obtenus montrent le coefficient de sécurité calculés est supérieurs à 1.5, ce qui signifie que le système de confortement choisi est efficace. Donc l'efficacité du système de confortement proposé et les résultats de ce chapitre nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- L'examen de la morphologie du glissement montre que la zone instable se trouve au-dessus du niveau des plateformes se trouvant en aval c'est-à-dire dans la couche du remblai.
- Cette instabilité semble ne pas avoir affecté le terrain naturel et par conséquence le site de fondation des bâtiments qui sont en amont, étant donné qu'il n'y a pas d'endommagements observés sur les structures de ces bâtiments.
- La stabilisation du talus renforcés par un mur de soutènement augmente le coefficient de sécurité.

Conclusion

Conclusion général

L'étude présentée dans ce mémoire nous a permis d'apprendre les différentes étapes d'une Étude de glissement, calcul de stabilité, les techniques de confortement, ainsi que la maîtrise de logiciel pour adopter un confortement suite à un glissement de terrain sur le site de Bouloukroud.

En premier lieu nous avons analysé le glissement pour définir la surface de rupture potentielle. Cette analyse a été menée à l'aide de logiciel qui a permis de localiser la surface du glissement.

Une solution qui nous paraît la plus adéquate qui est un système de confortement superficiel est adopté. Il s'agit d'un mur de soutènement fondé sur des fondations superficielles ancrées à une profondeur $D=2.50\text{m}$ dans le bon sol.

L'analyse des variantes a été faite par un logiciel(PLAXIS2D), un programme basé sur la méthode des éléments finis pour faire une analyse de stabilité.

Les lectures inclinométriques enregistrées durant une courte période n'ont révélés aucun déplacement horizontal significatif d'où la nécessité de continuer la surveillance.

L'agressivité du sol vis-à-vis du béton est nulle.

Pour le remblai sélectionné, on adopte les paramètres géotechniques suivant :

$$\varphi = 30^\circ, C = 0\text{kPa}, \gamma_d=19 \text{ KN/m}^3, \gamma_{\text{sat}}=21 \text{ KN/ m}^3$$

L'examen de la morphologie du glissement montre que la zone instable se trouve dans la couche du remblai.

Enfin nous pouvons conclure dire que dans une analyse de glissement le plus important c'est de proposer un système de confortement économique qui assure la pérennité de toute la zone et cela après une investigation précise qui nous permettra de déterminer les causes du problème afin d'orienter nos décisions vers la meilleure solution.

Références

Référence :

- [1].DURVILLE, J-L et SEVE, G. glissement en terrains meuble. Technique de l'ingénieur.
- [2].BENDADOUCHE.H, LAZIZI.S, 2013. Glissement de terrain et confortement .Pages bleues.
- [3].Philipponnat, G., (1998). Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles. Paris
- [4].AISSA MAMOUNE S.M. (2013). « Les glissements des terrains ». Cours géotechnique, centre universitaire d'Ain-Temouchent HADJ BOUCHAIB, Algérie.
- [5].COSTET et SANGLERAT Livre cours pratique mécanique des sols tome 2 –calcul des ouvrages
- [6].Habib, P., (1997).Génie Géotechnique-application de la mécanique des sols et des Roches. Ed. Ellipses. Paris
- [7].BENDADOUCHE.H, LAZIZI.S, 2013. Glissement de terrain et confortement. .Pages bleues.
- [8].ACHIR.F,MEDJOU DJ.M, étude Géotechnique D'un Tronçon De La Pénétrante Autoroutière Reliant Le Port De Bejaia à l'Auto Route Est-Ouest Au Niveau d'Ahnif De PK35+000 AuPK36+800, mémoire de master, Université A. MIRA-Bejaia,2017.
- [9].Costet et G. Sanglerat., Cours pratique de mécanique des sols, Tome1-Plasticité et calcul des tassements, Paris Ed, Dunod
- [10].G.Filliat, La pratique des sols et des fondations, Paris, Ed Moniteur, 1981.
- [11].DURVILLE Jean-Louis, SEVE Gilles. Stabilisation des pentes « Glissement en terrain meuble »
- [12].www.brgm.fr.
- [13].BOUAFIA A, (2009), Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Ed page bleues Algérie.
- [14].SMAHI A., et ZEGHAR Z., 2015.étude et confortement du glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kherrata wilaya de Béjaia. Mémoire de master 2 : géotechnique. Université A. MIRA-Bejaia, 69 p.
- [15].Cour de géologie appliquée. Université Joseph Fourier.Grenoble-I,
- [16].Didier F., (1987).Le clouage des sols, application au soutènement de fouille, étude Expérimentale et dimensionnement. Thèse de doctorat. Français.
- [17].Bali O., et Boukeras A., 2018.études Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara. Mémoire de master 2 : géotechnique. Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana, 79 p.

Annexes

Annexe [01] :



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité de Skikda Tel/Fax:038-93-16-11

