

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider – Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

Référence :...../ 2020

جامعة محمد خيضر - بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية و الري

2020 المرجع:...../



Mémoire de Master

Spécialité : Génie civil

Option : Géotechnique

Thème

Etude de stabilité du talus au niveau des blocs D et F Promotion résidentielle belle vue 600 logements haut standing + 42

Etudiante :

Messaoudi Chaima

Encadreur:

Mr. FEIA Sadek

Mr. OUAHAB Mohamed Younes

Remerciement

(وَقَالُوا الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي هَدَانَا لِهَذَا وَمَا كُنَّا لِنَهْتَدِيَ لَوْلَا أَنْ هَدَانَا اللَّهُ)

[سورة الأعراف الآية 43]

« Louange à Allah qui nous a guidés à ceci. Nous n'aurions pas été guidés, si Allah ne nous avait pas guidés »

[Sourate. Al Aa raf verset 43]

Au nom d'ALLAH le grand merci de nous avoir donné la capacité d'aller jusqu'au bout de nos rêves, et de nous avoir accordé la santé, le courage, la volonté et la patience pour suivre nos études et pour la réalisation de ce travail.

Ma reconnaissance, et mes sincères remerciements vont à mes encadreurs Dr. sadok feia et Dr. Mohammed Younes Ouahab pour m'avoir dirigé tout au long de la réalisation de ce travail. Ses orientations, ses encouragements, ses compréhensions, ses disponibilités constantes m'ont été d'une précieuse aide.

Nous tenons à remercier aussi les membres du jury

Notre profond remerciement pour nos familles pour leurs patiences, nos collègues pour leurs encouragements et à nos amis. Un grand merci pour ceux et celles qui nous ont aidé de près ou de loin toute la durée de notre parcours éducatif.

Pour toute la promotion Géotechnique 2019/2020

Dédicace

Avant tous je remercie mon Dieu qui m'a donnée la volonté de continuer mes études et faire ce modeste travail.

À ma très chère mère, à laquelle je dois tout....

Aucune dédicace ne saurait exprimer à sa juste valeur le profond amour que je vous porte....

A mon père, je te remercie pour ta patience, pour ton soutien infini

J'espère que je serai une source de fierté pour toi.

A mes chères sœurs : Houria , Amel , Hadjer , Sihem , Nadia

A mes chers frères : Mourad et Mounir

A mes amis (es) : Marwa , Aissa , Nihel , assil , Ilhem , madiha , nour el houda ,Ikram Rayene et Zahra

A tous mes enseignants.

A mon cher : Djaouad

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment....

A tous ceux que j'aime...

Résumé

Le glissement de terrain faisant l'objet de notre étude est situé à l'évitement du la wilaya de Skikda au niveau des blocs D et F H Promotion résidentielle belle vue 600 logements haut standing + 42 villas situé à Boulakroud 3

Notre travail consiste à faire :

Une première partie théorique illustrant les causes et les différents types de mouvements de terrain, puis une étude détaillée sur des glissements de terrain, et les méthodes de calcul

Une deuxième partie qui comprend notre cas réel de glissement, une étude géologique et hydrogéologique nous a montrés que la cause principale de ce glissement est la lithologie de site, la pente, le relief, circulation anarchique des eaux.

Avec le calcul manuel et on utilisant logiciel (Plaxis) pour déterminer les surfaces de ruptures et leurs coefficients de sécurité

Nous avons étudiés plusieurs solutions pour conforter le glissement de terrain et choisir l'amélioration techniquement et économiquement

ملخص

هذه الدراسة تتمثل في تحليل انزلاق التربة الواقع بمنطقة سكيكدة على مستوى العمارات د و ف و ه في بولقروود 3 عملنا يتمثل في:

الجزء الأول نظري يبين لنا أسباب و أنواع مختلفة من تحركات التربة، وكذلك مختلف طرق للمعالجة والحساب ومعرفة جيوتقنية

الجزء الثاني يتضمن حالة حقيقية من انزلاق التربة، وقد أظهرت لنا الدراسة الجيولوجية والهيد وجيولوجية أن السبب الرئيسي لهذا الانزلاق هو التركيبة الجيولوجية للمنطقة وكذلك درجة الانحدار و التضاريس و السيولة الغير منظمة لمياه الامطار

بعد ذلك قمنا بتحليل الانزلاق بواسطة برنامج (Plaxis) لتعيين سطوح الانزلاق ومعاملات امنها وأخيرا قمنا بدراسة عدة حلول للحد من الانزلاق واخترنا احسنها تقنيا واقتصاديا

Table des matières

<u>Chapitre I</u>	9
<u>Glissement de terrain</u>	9
<u>I-1 Définition d'un glissement de terrain</u>	11
<u>I-2 types de glissement de terrain :</u>	11
<u>I-2-1 Glissement plan</u>	12
<u>I-2-2 Glissement rotationnel</u>	12
<u>I-2-2-1 Glissement rotationnel simple</u>	13
<u>I-2-2-2 Glissement rotationnel complexe</u>	13
<u>I-3 principales causes de glissement de terrain</u>	13
<u>I-3-1 Facteurs passifs</u>	13
<u>I-3-1-1 La géologie</u>	13
<u>I-3-1-2 La pente</u>	13
<u>I-3-1-3 L'orientation</u>	13
<u>I-3-1-4 La végétation</u>	13
<u>I-3-1-5 Le contexte hydrogéologique et hydrographique</u>	14
<u>I-3-1-6 Le contexte climatique</u>	14
<u>I-3-2 Facteurs actifs et déclenchant (causes directes)</u>	14
<u>I-3-2-1 Le climat (cause hydriques)</u>	14
<u>I-3-2-2 Causes mécanique</u>	14
<u>I-4 mécanismes de glissement</u>	14
<u>Introduction</u>	14
<u>I-4-1 Définition du coefficient de sécurité :</u>	15
<u>I-4-2 Notion sur le coefficient de sécurité :</u>	15
<u>I-4-3 Méthode globale :</u>	16
<u>I-4-3-1 La méthode des tranches</u>	16
<u>I-5 Méthodes de renforcement des talus</u>	20
<u>I-5-1 Les ouvrages de soutènement</u>	20
<u>I-5-1-1 Les ouvrages rigides</u>	20
<u>I-5-1-2 Les ouvrages souples</u>	20
<u>I-5-2 Dispositifs de drainage</u>	21
<u>I-5-2-1 Tranchées drainantes</u>	21
<u>I-5-2-2 Massifs drainants</u>	22
<u>I-5-2-3 Drains subhorizontaux</u>	23

I-5-2-4 Collecte et canalisation des eaux de surface	23
I-5-2-5 Drainage profond	23
I-5-2-6 Drains verticaux	24
I-5-3 Modifications géométriques	24
I-5-3-1 Allègement en tête	25
I-5-3-2 Reprofilage	25
I-5-3-3 Purge	25
I-5-3-4 Butée de pied	26
I-5-3-5 Substitution totale ou partielle	26
I-5-4 Conditions mécaniques	27
I-5-4-1 Le clouage	27
I-5-4-2 Les murs de soutènement	27
I-5-4-3 Les rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques	32
I-5-4-4 Gabions	33
Chapitre II	34
Introduction	35
II-Reconnaissance du site	35
II-1 Géologie du site	35
II-2 Situation et topographie	36
II-3 présentation du site	38
II-8 Reconnaissance du sol	38
II-8-1 Organisation de la reconnaissance	38
A) In situ	38
B) Au laboratoire	38
II-8-2 Interprétation des essais	39
L'objet de ce rapport est de présenter	39
II-9 Interprétation de la reconnaissance In-Situ	39
II-9-1 Nature géologique du terrain	39
II-10 Interprétation des essais de laboratoire	39
II-10-1 Caractéristiques physico-mécaniques des sols :	39
II-10-2 Analyse chimique	40
CONCLUSION	41
Chapitre III	42
III-1 Introduction	43
III-2 Etude de stabilité	44

TABLE DES MATIERE

<u>III-2-1 Stabilité de l'état actuel du site</u>	44
<u>III-2-2 Maillage adopté</u>	45
<u>III-2-3 Procédure de calcul</u>	46
<u>III-2-4 Stabilité du mur vis - à - vis du glissement profond</u>	47
<u>III-5 Traitement de glissement</u>	48
<u>III-5-1 Proposition du confortement</u>	48
<u>III-6 Conclusions et recommandations</u>	50
<u>Conclusion général</u>	52

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I GLISSEMENT DE TERRAIN

<i>FigureI-1. Schéma explicatif du phénomène : glissement de terrain</i>	12
<i>FigureI-2. Schéma explicatif de glissement rotationnel</i>	13
<i>FigureI-3. Stabilité d'un glissement avec tirant d'ancrage</i>	22
<i>FigureI-4. Stabilité d'un glissement avec tranchées drainantes</i>	23
<i>FigureI-5. Drains subhorizontaux</i>	24
<i>FigureI-6. Reprofilage</i>	26
<i>FigureI-7. Réalisation d'une butée de pied</i>	27
<i>FigureI-8. Substitution totale ou partielle</i>	27
<i>FigureI-9. Le clouage</i>	28
<i>FigureI-10. mur de soutènement</i>	28
<i>FigureI-11. murs poids</i>	29
<i>FigureI-12. Murs en béton armé</i>	29
<i>FigureI-13. Murs en sol renforcé</i>	30
<i>FigureI-14. Voile et poutres ancrés</i>	31
<i>FigureI-15. Paroi en béton</i>	32
<i>FigureI-16. Les rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques</i>	32
<i>FigureI-17. Réalisation d'un mur en gabion</i>	33

Liste des figures

Chapitre II ÉTUDE GEOTECHNIQUE DE SITE

Figure II-1 Extrait de la carte géologique de Philippeville.....	35
Figure II-2 photo montrant le site étudié.....	36
Figure II-3 Vue au niveau de site.....	36

Chapitre III ETUDE DE STABILITE DU TALUS

Figure III-1 . Illustration schématique du site	41
Figure III-2 . Modèle géométrique.....	43
Figure III-3 .Maillage du modèle adopté.....	44
Figure III-4 .Mécanisme du glissement	44
Figure III-5 .Photo montrant la morphologie du glissement.....	45
Figure III- 6 .Géométrie de la solution adoptée.....	47
Figure III-7 . Modèle de vérification du mur vis-à-vis du glissement profond avec cercle de glissement critique.....	47

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre II ÉTUDE GEOTECHNIQUE DE SITE

Tableau II-1 Caractéristiques physico-mécaniques des sols.....38

Tableau II-2 Les résultats des analyses chimique.....38

Chapitre III ETUDE DE STABILITE DU TALUS

Tableau III-1 les paramètres géotechniques.....42

Tableau III-2 Caractéristiques des éléments de renforcement.....47

Introduction générale :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes, étonnamment diversifiées. La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux

Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

Ce problème constitue actuellement l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages. L'objectif de notre travail présenté dans ce mémoire est l'étude de stabilité du talus au niveau des blocs D et F Promotion résidentielle belle vue 600 logements haut standing § + 42 villas situé à Boulakroud 3

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

La première partie consiste en une étude théorique qui comporte les généralités sur les glissements de terrain, les principales causes d'un glissement de terrain, les différentes méthodes de calcul de stabilité des talus, et les méthodes des confortements.

La deuxième partie comporte la présentation du site d'étude, par un rapport géotechnique.

La troisième partie comporte l'étude de stabilité manuelle et numérique à l'aide d'un logiciel (Plaxis).

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

Chapitre I

Glissement de terrain

I-1 Définition d'un glissement de terrain

Un glissement de terrain est un phénomène géologique qui désigne le phénomène de descente d'une masse de terre sur une pente, sur un plan de glissement. Après la mise en mouvement le glissement de terrain conservera sa consistance et sa forme, ce qui la différencie des coulées de boue qui, elles, n'ont pas de forme propre.

Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts, notamment suite à des fortes pluies.

La déforestation peut être à l'origine de cette catastrophe naturelle. (1)

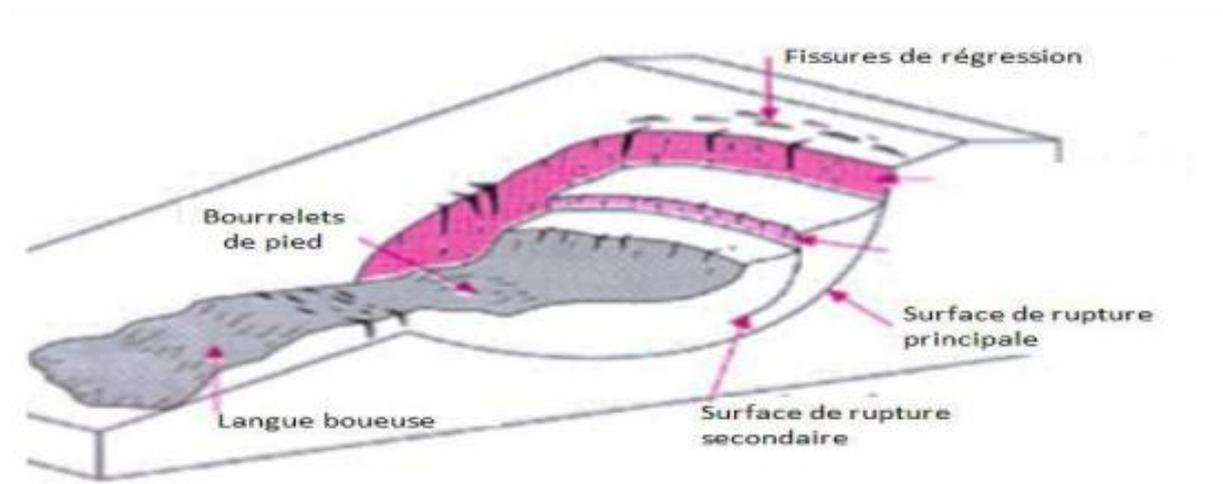


Figure-I-1 Schéma explicatif du phénomène : glissement de terrain(2)

I-2 types de glissement de terrain :

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages de génie civil et génie minier. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, Selon la forme de la surface de rupture, on distingue deux types de glissements (3) :

I-2-1 Glissement plan

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.(4)

I-2-2 Glissement rotationnel

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée, le long d'une surface de rupture dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire. Habituellement les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux.(5)

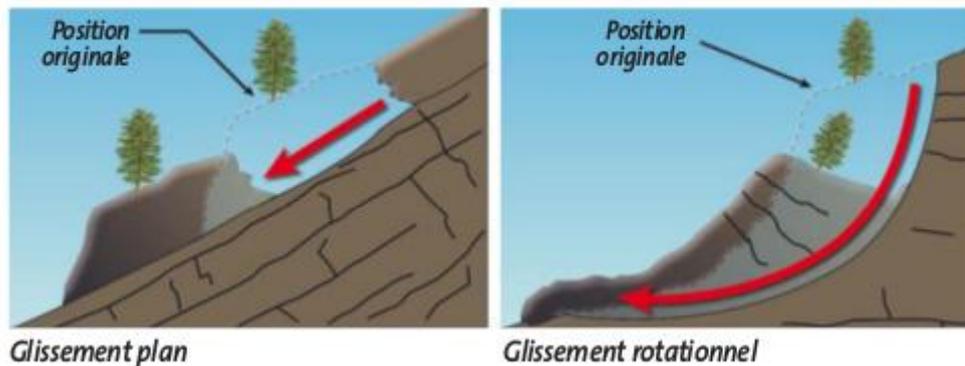


Figure-I-2 Schéma explicatif de glissement rotationnel(6)

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

I-2-2-1 Glissement rotationnel simple

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. D'où le nom de glissement circulaire.

Il comprend :

- En tête : des fissures de traction
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.

A la base : un bourrelet formé par des matières glissées.

Les terrains favorables à ce type de glissement sont les remblais, les sols, et les roches homogènes peu compétentes ainsi que les roches résistantes mais dont le niveau de fraction leur confrère des caractéristiques en masse très faible (5)

I-2-2-2 Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissement multiple (emboîtés) les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont (7)

I-3 principales causes de glissement de terrain

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement (5)

On distingue les facteurs passifs et facteurs actifs (déclenchant).

I-3-1 Facteurs passifs

I-3-1-1 La géologie

La lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères). Par exemple dans le cadre d'un glissement, les argiles sont particulièrement sensibles à l'eau.

La structure : le pendage, la présence de joints soit de stratification, de plis ou de schistosité

I-3-1-2 La pente

Les pentes les plus sujettes aux glissements ont une inclinaison qui va de 20 à 30 °

I-3-1-3 L'orientation

La plupart des glissements de terrain sont exposés au Nord.

I-3-1-4 La végétation

La végétation a un rôle non négligeable car elle intervient au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et au niveau de la cohésion et de la fixation du sol.

I-3-1-5 Le contexte hydrogéologique et hydrographique

En premier lieu il concerne, la perméabilité du massif, les circulations d'eau souterraine, le drainage (hydrogéologie) et, en deuxième lieu le réseau hydrographique (ruissellement, proximité d'une source).

I-3-1-6 Le contexte climatique

Englobant la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelle, la possibilité d'accumulation de neige, et la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

I-3-2 Facteurs actifs et déclenchant (causes directes)

I-3-2-1 Le climat (cause hydriques)

- L'infiltration d'eau dans un terrain (pluie, neiges etc.) a des conséquences sur la cohésion du matériel qui offre, de fait, moins de résistance au cisaillement.

- Des surpressions se produisent sous des blocs ou sous terrain lui-même, si il y'a une importante présence d'eau. Notamment lorsqu'une partie du terrain est gelée.

- Le poids du sol augmente avec l'humidité, ce qui augmente les forces déstabilisantes.

I-3-2-2 Causes mécanique (vibration et explosion)

- Sismicité et vibration dues à un séisme ou à des activités humaines, donc augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.

- Le phénomène de thixotropie : soumis à des vibrations, certains matériaux comme les argiles, par exemple, peuvent passer de l'état solide à l'état liquide.

I-4 mécanismes de glissement

Introduction

Plusieurs approches ont été proposées pour le calcul du coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est utilisé dans les calculs de stabilité et il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture : si ce coefficient F_s (5)

Pour le calcul du facteur de sécurité, on a :

- La méthode des éléments finis.
- La méthode déterministe.
- La méthode probabiliste.

I-4-1 Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est un indicateur de la stabilité des mécaniques d'un versant, défini comme le facteur par lequel les paramètres des résistances au cisaillement peuvent être déduits afin d'amener la pente d'un état d'équilibre limite (8)

$$F_s = \frac{\Sigma \text{ forces de résistances}}{\Sigma \text{ forces actives}} \quad \text{II-1}$$

I-4-2 Notion sur le coefficient de sécurité :

Théoriquement, la pente est dite stable si $F_s > 1$. L'état d'équilibre limite-rupture est obtenu lorsque $F_s = 1$. Mais en pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'inexactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physicomécaniques des sols, comme la valeur moyenne du poids volumique des sols composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le mouvement des moyens de transport et par les séismes. Cependant, on distingue deux démarches pour le calcul du facteur de sécurité. Dans la première démarche, le glissement a déjà eu lieu. Il s'agit d'une valeur de F_s inférieure ou égale à 1 et donc :
 - Soit, on connaît la surface exacte et l'on cherche à déterminer pour F_s les caractéristiques correspondantes
 - Soit, on a les caractéristiques et l'on cherche à déterminer la surface de glissement.
 La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des pentes. (9)

I-4-3 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). (2)

I-4-3-1 La méthode des tranches

C'est une méthode suédoise due à Peterson (1916), elle a subi plusieurs adaptations au fil des années tel que son développement par Fellenius en 1927 pour les ruptures circulaires, par Bishop en 1954 et en fin elle a été étendue aux ruptures non circulaires par Nouveiller en 1956, la méthode des tranches consiste à diviser un volume instable en un certain nombre verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture, sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent.

En général, cette méthode peut prendre en compte un maximum de complexités : surface topographique de forme quelconque, surface de rupture non circulaire, hétérogénéité des terrains, forces extérieurs quelconque (charge supplémentaire au talus etc.), écoulement des eaux souterraines. Elle peut être alors bien adaptée à l'étude des versants naturels qui sont généralement des cas complexes (10)

a) Méthode des tranches de Fellenius :

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Considérons un talus constitué d'un certain nombre de couches de sols de caractéristique différentes : c_i , i et γ_i . Fellenius suppose que la ligne de glissement soit circulaire, on veut vérifier la stabilité. la méthode consiste à découper le volume du sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Le découpage des couches se fait de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches correspond à une limite entre deux tranches. Nous prenons comme exemple, l'étude d'équilibre de la tranche (ABCD), les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- Le poids W,
- La réaction Rn du milieu sous-jacent sur l'arc AB,
- Les réactions sur les faces verticales AD et BC décomposées en réactions horizontales HN et HN+1 en réactions verticale VN et VN+1 ce sont les forces inter tranches,
- Les pressions hydrauliques. Par rapport au centre O du cercle de glissement, on définit :
- Le moment moteur, comme celui du poids des terres W, de l'eau interstitielle et des surcharges éventuelles, qui tendent à provoquer le glissement.
- Les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche. Le coefficient de sécurité est donné par le rapport :

$$FS = \frac{\Sigma EF \text{ des moments résistant maximum}}{\Sigma EF \text{ des moments moteurs}} \quad I-2$$

En considérant la somme des moments sur tout l'arc EF, on constate que la somme des moments des forces inter-tranches est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W, qui est décomposé en deux forces, l'une normal à AB (NN) et l'autre tangentielle (TN). Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fournis par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de Rn, d'après la loi de coulomb, elle s'écrit : (2)

$$(Rn) t = C_i \cdot AB + Nn \cdot \tan \varphi_i \quad I-3$$

La somme des moments pour toutes les tranches est

$$\sum_{n=1}^{m=n} R \cdot (C_i \cdot AB + Nn \tan \varphi_i) \quad I-4$$

Avec : m : nombre total de tranches, ci et φ_i : cohésion et angle de frottement de la couche dans laquelle est situé AB. L'expression du coefficient de sécurité FS se réduit à

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (ciAB + Nntan\varphi_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} Tn}$$

En remplaçant AB, Nn et TN dans la formule (4) on obtient :

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (ciAB + Nntan\varphi_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} wsina} \quad I-5$$

Dans le cas de l'existence de la nappe (B. Hubert et al, 2003) ; le coefficient Fs est donné par :

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \frac{bi}{\cos ai} + \left(w \cos ai - \frac{Uibi}{\cos ai} \right) \tan \phi i}{\sum_{i=1}^{i=n} w \sin ai} \quad I-6$$

Avec : $U = Z_w \cdot \gamma_w$

U : Pression interstitielle,

Z_w : hauteur d'eau.

γ_w : poids volumique de l'eau

b) Méthodes des tranches de Bishop (2)

b-1 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 :

$$FS = \frac{1}{\sum_{i=1}^{i=n} w \sin ai} \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(w_i - u_i b_i) \tan \phi_i + c_i b_i}{\cos ai + \sin ai \cdot \frac{\tan \phi_i}{FS}} \quad I-7$$

Tous les termes sont connus et FS est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant comme valeur FS0, le coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellenius. la méthode simplifiée de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur. On a vu comment calculer le coefficient de sécurité FS pour un cercle donné à priori. Pour connaître 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.

b-2 Méthode détaillée

Les composantes V_i , V_{i+1} et H_i , H_{i+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur ab, donc influence la réaction R_n Bishop a publié en 1955 une méthode que nous appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le

coefficient de sécurité en tenant compte de ces sollicitations. Le coefficient de sécurité (FS) est donné par la formule générale :

$$FS = \left(\frac{1}{\sum_{i=1}^n w \sin \alpha_i} \right) \sum_{i=1}^n \frac{(w_i - U_n \cdot b) \tan \phi_i + c_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{FS}} \quad \text{I-8}$$

U : pression interstitielle agissante sur l'arc.

C : cohésion effective.

ϕ : angle de frottement interne effectif.

Pour déterminer FS, il faut :

1. Procéder par itérations successives car FS 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 plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur application à la surface libre (c'est à dire proportionnelle au poids des terres).

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

D'autres méthodes sont basées sur des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres des méthodes dites de :

- Janbu (ligne d'action des forces inter-tranches 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).

C) Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à 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.

I-5 Méthodes de renforcement des talus

I-5-1 Les ouvrages de soutènement

Dans cette catégorie il existe plusieurs types d'ouvrages à résister à la poussée des terres on distingue :

Les ouvrages rigides (mur poids ou ancré) et les ouvrages flexibles (mur cellulaire, gabions, remblais renforcés par armature ou nappes). (1)

I-5-1-1 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.

Partie supérieur souple : mur de pierre emboîtées, partie inférieur rigide : mur en béton (pied du glissement) avec ancrages (masqués par le béton). (2)

I-5-1-2 Les ouvrages souples

Ils sont des structures obtenues à partir des gabions, des murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits

ci-dessus. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées plus couramment que les murs rigides. (2)

a. 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. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. En appelle tirant d'Ancrage injecté, une armature métallique constituée de tubes, barres, fils ou toron introduite dans un forage et scellée au terrain par des injections de coulis ou de mortier sous pression plus ou moins élevée. Les Tirants d'ancrage réalisés sont des tirants de 20 m et 16 m de longueur, de 120 mm de diamètre avec des barres HA40mm. L'utilisation de tirants précontraints suppose : Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité, qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.(2)



Figure-I-3 Stabilité d'un glissement avec tirant d'ancrage (2)

I-5-2 Dispositifs de drainage

Comme on le sait tous, l'eau joue très souvent un rôle déterminant dans le déclenchement des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité. En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation.

Les dispositifs de drainage ont pour rôle de réduire l'action de l'eau soit en évitant l'alimentation en eau du site, soit en expulsant l'eau présente dans le massif instable.(13)

I-5-2-1 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure, sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.(2)

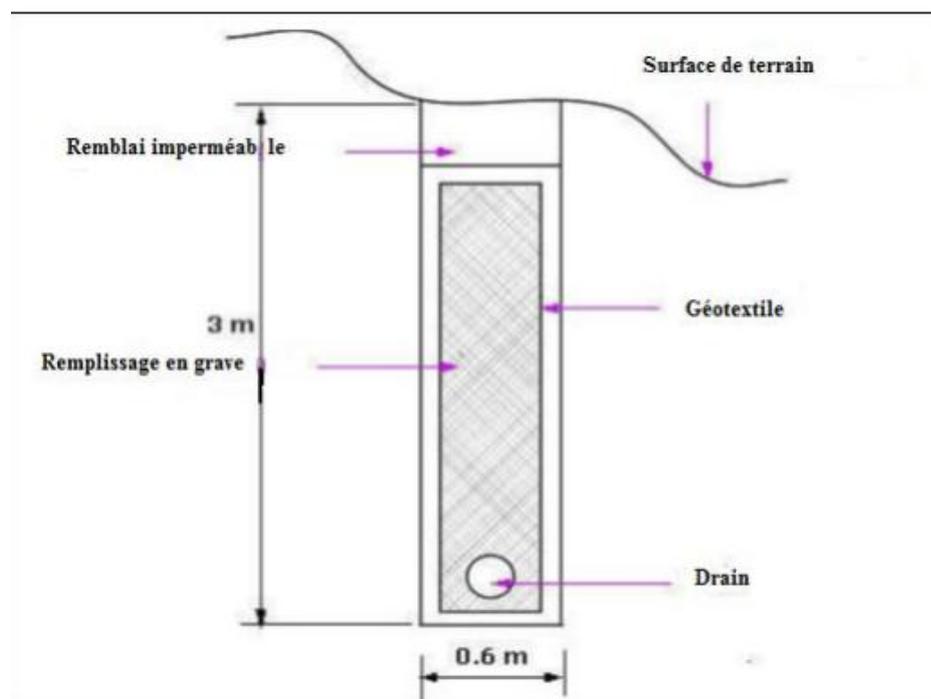


Figure-I-3 Stabilité d'un glissement avec tirant d'ancrage (2)

I-5-2-2 Massifs drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériaux drainant régulièrement espacés (2)

I-5-2-3 Drains subhorizontaux

La technique consiste à réaliser de nombreux forages quasi horizontaux dans le glissement et pour y placer des drains (tubes en PVC ou en acier) ainsi qu'un dispositif de captage des eaux. C'est la technique utilisée lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou de profondeur de la nappe interdisent la réalisation de tranchées. (12)

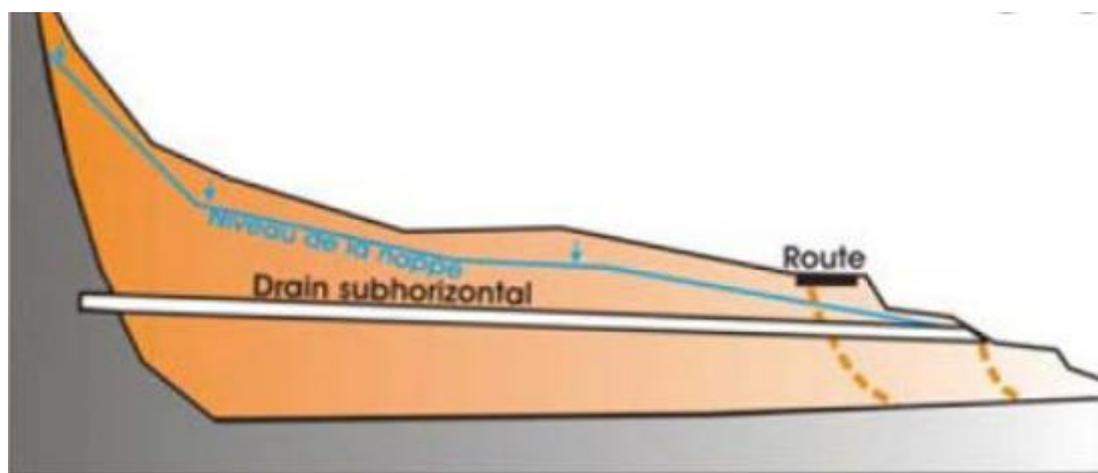


Figure-I-5 Drains subhorizontaux (12)

I-5-2-4 Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement des précipitations et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Les dispositifs de Collecte et canalisation.(2)

I-5-2-5 Drainage profond

Il s'agit de collecter et d'évacuer les eaux à l'intérieur du massif et dans la masse instable.

Cela permet de diminuer les pressions d'eau dans le massif, d'éviter les mises en charge brutales dans les discontinuités et d'abaisser le niveau de la nappe.

Il peut s'agir de : (13)

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

I-5-2-6 Drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées.

Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation (13)

I-5-3 Modifications géométriques

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain. Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème (2)

Parmi ces méthodes on a :

I-5-3-1 Allègement en tête

L'allègement en tête du glissement consiste à décharger la tête du glissement. Ce décharger entraîne une diminution de la masse et donc des forces motrices. Il est également possible d'augmenter la stabilité d'un terrain en réduisant sa pente. Cette solution est adaptée

pour des talus non naturels ou de faible extension, mais généralement difficile à mettre en œuvre sur les versants naturels. (2)

I-5-3-2 Reprofilage

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, Il consiste en un adoucissement de la rupture de la pente moyenne, ce dernier est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sols très importants. Soit avec butée ou sans butées. (5)

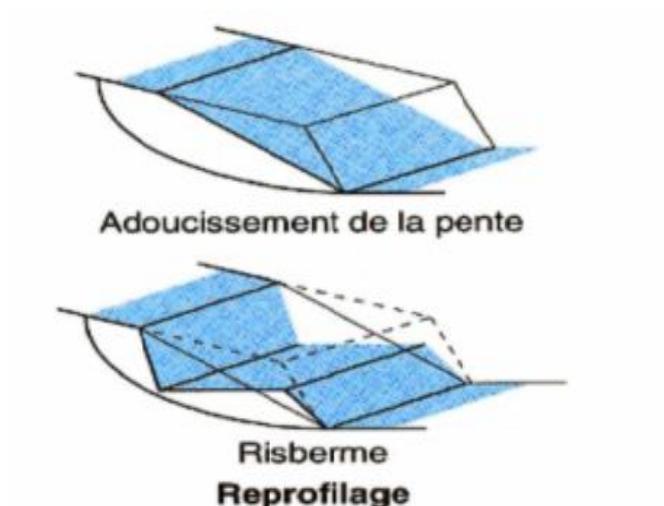


Figure-I-6 Reprofilage (5)

I-5-3-3 Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement consistante à supprimer les matériaux glissés. C'est une solution seulement applicable aux glissements de taille modeste, de faible profondeur (2)

I-5-3-4 Butée de pied

Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable. (2)

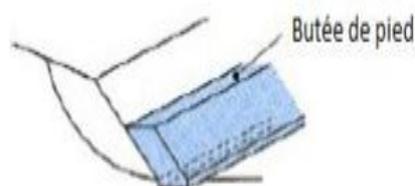


Figure-I-7 Réalisation d'une butée de pied (2)

I-5-3-5 Substitution totale ou partielle

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 bèches ou de contreforts discontinus. (14)

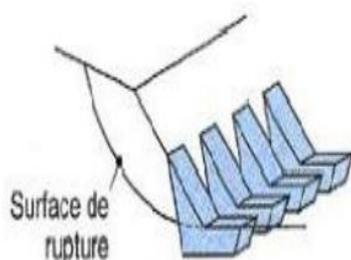


Figure-I-8 Substitution totale ou partielle (13)

I-5-4 Conditions mécaniques

I-5-4-1 Le clouage

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure de massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Les clous ont donc des effets progressifs et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. (14)

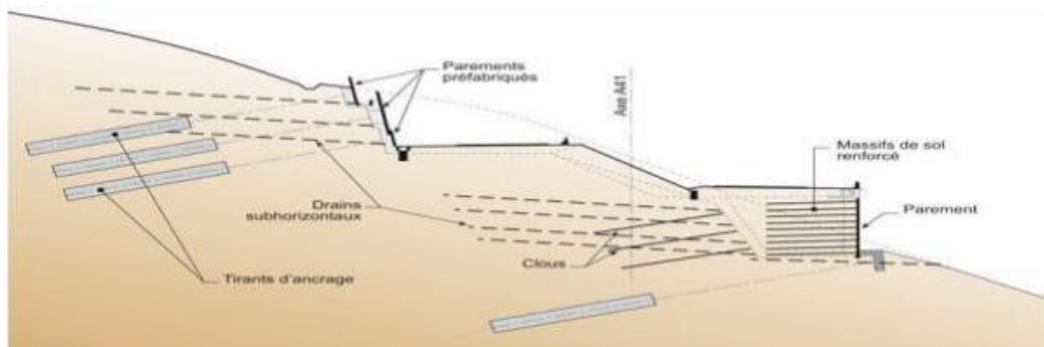


Figure-I-9 Le clouage (5)

I-5-4-2 Les murs de soutènement

Un soutènement en pied de talus, cette solution nécessite un terrassement à l'amont du mur, peut causer des problèmes de stabilité pendant les travaux. Il existe plusieurs types des murs de soutènement, classés selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles : (Murs rigides, Murs souples). (5)

- Cet solution est très importante pour notre étude

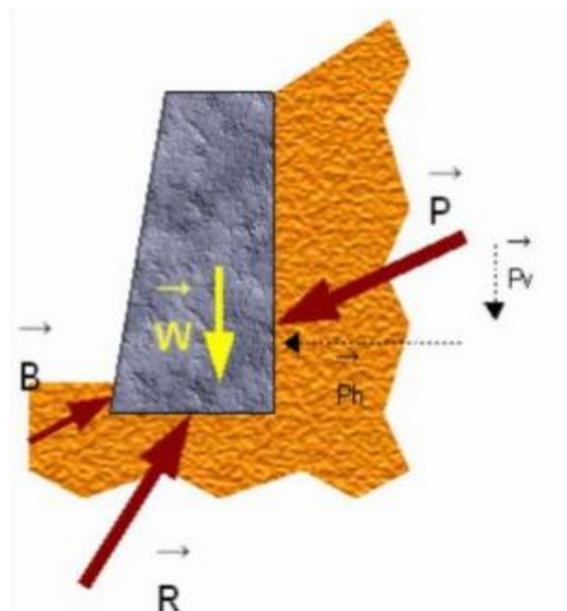


Figure-I-10 mur de soutènement (5)

a. Les types des murs de soutènement (15)

1. Les murs poids

C'est le type de soutènement le plus classique, le plus anciens et le plus couramment mise en œuvre. C'est leur poids propre extrêmement important qui leur permet de s'opposer à la poussée des terres.

Ce sont généralement des ouvrages rigides ou semi-rigides et sont équipés d'un système de drainage quand ils n'ont pas pour fonction de maintenir le niveau de l'eau contenu dans les terres à soutenir



Figure-I-11 murs poids

2. Murs en béton armé ou murs cantilever

Ils sont très couramment employés. Ils sont caractérisés par une base élargie qui est encastrée dans la partie supérieure du sol de fondation afin de faire participer le remblai à soutenir dans sa stabilité.

Un voile en béton armé est encastré dans la semelle de fondation en béton armé. Cette dernière peut être équipée d'une bêche afin de garantir la stabilité du mur au glissement dans le cas où la résistance du sol et/ou l'emprise imposent que la largeur de la semelle soit faible



Figure-I-12Murs en béton armé(15)

3. Murs en sol renforcé

Ce sont des ouvrages dont le remblai est renforcé ou armé. Lors de la mise en place du massif de remblai par couches successives compactées, on y insère les armatures ou les éléments de renforcement. Les renforcements sont souples, résistants et extensibles. Ils peuvent être métalliques (lanières métalliques, treillis soudés, etc.) ou synthétiques (nappes géotextiles, bandes géosynthétiques, etc.).



Figure-I-13 Murs en sol renforcé (15)

4. Massifs cloués

Ils sont réalisés en déblai en terrassant le sol en place par tranches successives et du haut vers le bas. Lors de leur mise en œuvre, le sol est renforcé à chaque phase de terrassement par des barres (clous) légèrement inclinées par rapport à l'horizontale. Le parement est généralement un voile en béton sur un treillis métallique.

Les matériaux à clouer sont des armatures métalliques qui sont scellées dans un forage par l'intermédiaire d'un coulis en béton. Ils peuvent être également une barre ou un profilé qui est mis en place par battage.

5. Voile et poutres ancrés

Les voiles ancrés sont des ouvrages réalisés en déblai par le terrassement du sol en place en une ou plusieurs passes. Elles sont formées d'éléments verticaux (pieux, planches ou tubes) liées entre eux et ancrer par deux ou plusieurs tirants d'ancrage précontraints. Ils peuvent être réalisés sur un même plan ou avec des plans décalés vers l'aval (disposition en gradin). Étant

donné que ce ne sont pas des ouvrages destinés à retenir les eaux, il est impératif qu'un dispositif de drainage adéquat soit réalisé.



Figure-I-14 Voile et poutres ancrés (15)

6. Rideau de palplanches métalliques

C'est une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau à soutenir. Il est très résistant en flexion dont les appuis sont constitués par le sol en fiche (la partie enterrée du rideau) et des tirants d'ancrage ou butons qui sont disposés dans la partie libre de l'écran.

Les palplanches sont des profilés que l'on obtient par laminage à chaud ou profilage à froid. Elles sont enfoncées dans le sol par battage, véringage ou vibrage. S'emboîtant les unes aux autres, elles permettent la réalisation des rideaux continus très étanches qui peuvent être rectilignes ou courbes.

7. Paroi en béton

Que ce soit une paroi moulée, une paroi préfabriquée ou une paroi berlinoise, elles peuvent être encastrées, ancrer ou butonner.

Une paroi moulée est obtenue par l'assemblage de panneaux verticaux en béton armé dans un même plan. Ces derniers sont réalisés par la mise en place d'armatures dans une tranchée avant de procéder au bétonnage grâce à un tube plongeur. Elle est spécialement utilisée pour des travaux sous nappe



Figure-I-15 Paroi en béton (15)

I-5-4-3 Les rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers).(5)

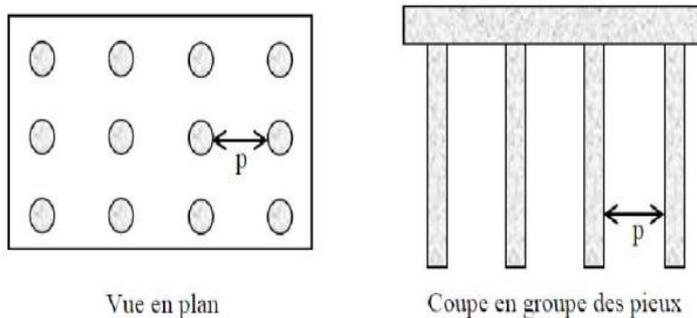


Figure-I-16 Les rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques (5)

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que par cloutage.

Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant. (5)

I-5-4-4 Gabions

Mur de gabions (casiers remplis de pierre en grillage métallique) disposé en pied de glissement pour stopper son évolution vers la route.(13)



Figure-I-17 Réalisation d'un mur en gabion(12)

/

Chapitre II

Étude géotechnique de site

Introduction

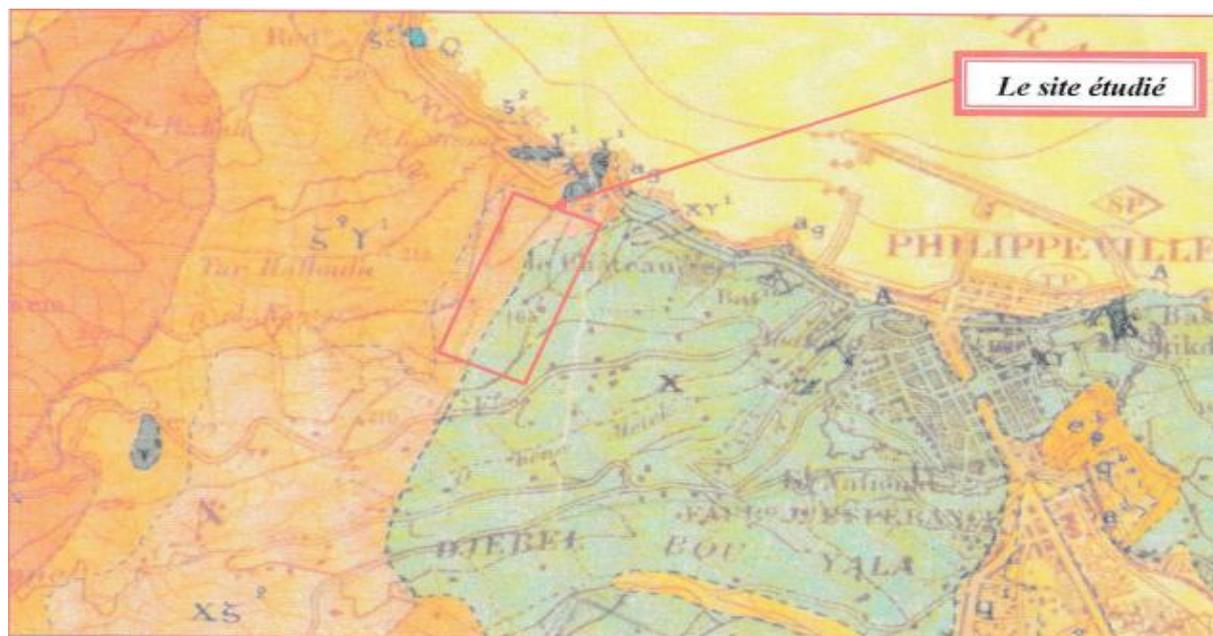
Le Laboratoire a entrepris l'étude de stabilité du talus au niveau des blocs D et F du projet : promotion résidentielle belle vue 600logts Haut standing + 42 villas situé à Boulakroud 3 wilaya de Skikda.

L'objectif de cette étude est l'analyse de la stabilité du site qui permet simuler le comportement réel du terrain en utilisant une loi de comportement appropriée afin de déterminer le facteur de sécurité. Ensuite, un système de confortement adéquat sera proposé pour assurer la stabilité du site.

II-Reconnaissance du site

II-1 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.



Extrait de la carte géologique de Philippeville N°14 -Ech 1/50000-

Légende :



Figure II-1 Extrait de la carte géologique de Philippeville

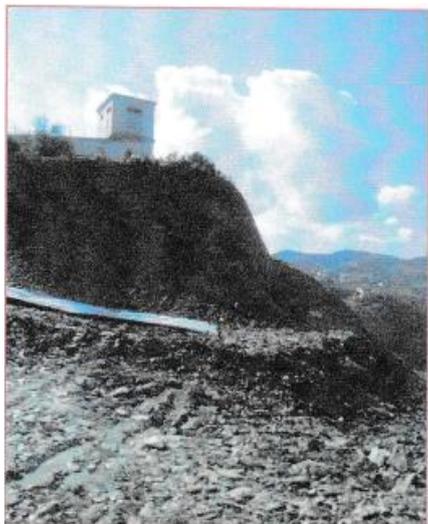
II-2 Situation et topographie

Le terrain objet de l'étude est de grande dimension géométrique et en forte pente situé derrière les blocs D et F du projet : promotion résidentielle belle vue.



Figure II-2 photo montrant le site étudié

II-3 présentation du site



La caserne se trouve en amont du talus



Talus en grande dimension géométrique et en forte pente

Figure II-3 Vue au niveau de site

II-8 Reconnaissance du sol

II-8-1 Organisation de la reconnaissance

A) 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, le laboratoire a réalisé le programme de reconnaissance suivant :

- Deux (02) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés.

L'implantation des essais réalisés est représentée sur un plan donné en annexe A.

B) Au laboratoire

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis uniquement aux analyses chimiques sommaires (sulfates, carbonates, chlorures), vu la nature géologique du site.

Les résultats de ces différents essais sont donnés en annexe B.

II-8-2 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.

II-9 Interprétation de la reconnaissance In-Situ

II-9-1 Nature géologique du terrain

*SC 01 : (en amont du talus)

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage carotté après les terrassements réalisés, montrent que le terrain est constitué essentiellement d'une couche de schiste altéré grisâtre de 1.00m d'épaisseur environ, suivi du schiste semi dur grisâtre avec présence d'un filon de quartz par endroit jusqu'à 15.00m de profondeur.

*SC 02 : (en aval du talus)

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage carotté après les terrassements réalisés, montrent que le terrain est constitué essentiellement d'une couche du schiste altéré grisâtre de 0.50m d'épaisseur environ, suivi du schiste semi dur grisâtre avec présence d'un filon de quartz par endroit jusqu'à 11.00m de profondeur.

II-10 Interprétation des essais de laboratoire

II-10-1 Caractéristiques physico-mécaniques des sols :

Les valeurs retenues pour les calculs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°01 : Caractéristiques physico-mécaniques des sols

Couche N°	Désignation	$\gamma_d (t/m^3)$	C (bars)	$\varphi(^{\circ})$
01	Schiste altéré	1.70	0.20	20
02	Schiste semi dur	2.00	0.27	35

II-10-2 Analyse chimique

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

Tableau N°02 Les résultats des analyses chimiques

Résultat exprimé en et en poids					
Sondage	Profondeur (m)	Sulfates SO4--	Carbonates CaCO3	Chlorures Cl- (Solubles dans l'eau)	Observation
01	4.00 – 6.00	Traces	1.60	00.24	Agressivité NULLE selon NFP 18-011 du 12/2009 Sol NON CALCAIRE selon NFP 94-048 du 10/96
02	2.00 – 4.00	Traces	0.80	00.21	Agressivité NULLE selon NFP 18-011 du 12/2009 Sol NON CALCAIRE selon NF P 94-048 du 1/196

CONCLUSION

Le terrain objet de l'étude de stabilité du talus derrière les blocs D et F du projet : promotion résidentielle belle vue 600 logts Haut standing + 42 villas situées à Boulakroud 03 wilaya de Skikda, est formé essentiellement après les terrassements réalisés, d'une couche de schiste altéré d'épaisseur d'environ 1.00m en amont du talus à 0.50 m en aval suivi de schiste semi dur grisâtre avec présence d'un filon de quartz par endroit jusqu'à la fin des sondages

Il est recommandé de prévoir un système de confortement afin d'Assurer une meilleure stabilité du talus (augmenter le coefficient de sécurité) en prenant en considération particulièrement le phasage réel des travaux de terrassement ainsi que la surcharge en amont du talus.

Chapitre III

ETUDE DE STABILITE DU TALUS

III-1 Introduction

Dans le cadre des études de glissements de terrain nous avons utilisé ce rapport lequel comporte une synthèse sur l'étude au niveau du site Boulakroud 3, coté Caserne, Wilaya de Skikda (voir photos en Annexe)

- D'après les investigations géotechniques réalisées sur site par le laboratoire le terrain en question est formé principalement d'une couche de schiste dur, une couche de schiste semi dur, une couche schiste alertée surmonté d'un remblai récent formé d'un mélange de schiste, argiles et débris de construction d'argiles.

Le but de cette étude est de déterminer le facteur de sécurité par l'analyse de stabilité de site à partir un calcul numérique en élément finis et de cerner les causes principales déclenchant ce glissement de terrain

Ensuite, une solution pour assurer la stabilité du site.

III-2 Description glissement

La Figure 1 montre une illustration schématique du site. Il s'agit d'un talus où un mur de clôture d'une caserne est situé sur son amont et une série de bâtiments en cours de construction en aval. Pour construire ces bâtiments en aval du talus (voir schéma en Figure 1), des terrassements ont été exécutés. Il est fort 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 à résulter de la suppression de butée en pied du talus.

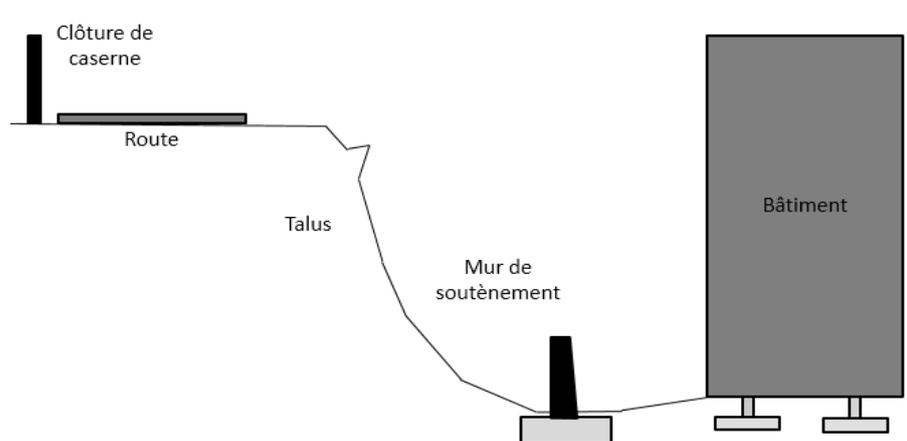


Figure III-1 – Illustration schématique du site

III-2 Etude de stabilité

Afin d'analyser les causes du glissement une analyse de la stabilité du talus a été effectuée à l'aide du logiciel Plaxis 2D. Le profil N°12 a été utilisé afin de définir le modèle géotechnique.

III-2-1 Stabilité de l'état actuel du site

La définition des couches de sol étant obtenue à partir du rapport géotechnique fourni. Etant donné qu'il est difficile d'avoir des carottes intactes des couches de schiste (dur, semi dur, altérée), il devient difficile d'évaluer ses caractéristiques mécaniques. Par conséquent, après avoir analysé ce type de sol, nous avons choisi de prendre les paramètres géotechniques conservateurs montrés ci-dessous :

Tableau N°01 les paramètres géotechniques

Couche N°	Nature	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	ψ (°)	E (kPa)	N
01	Remblai	20	18	30	10	0	1500	0.33
02	Schiste Altérée	20	18	22	35	0	10000	0.3
03	Schiste semi dure	20	18	20	500	0	50000	0.33
	Schiste dure	20	18	20	1000	0	100000	0.2

La Figure 2 représente le modèle géométrique adopté pour l'analyse numérique de talus à l'état actuel. La géométrie du modèle a été adoptée conformément au levé topographique réalisé sur terrain

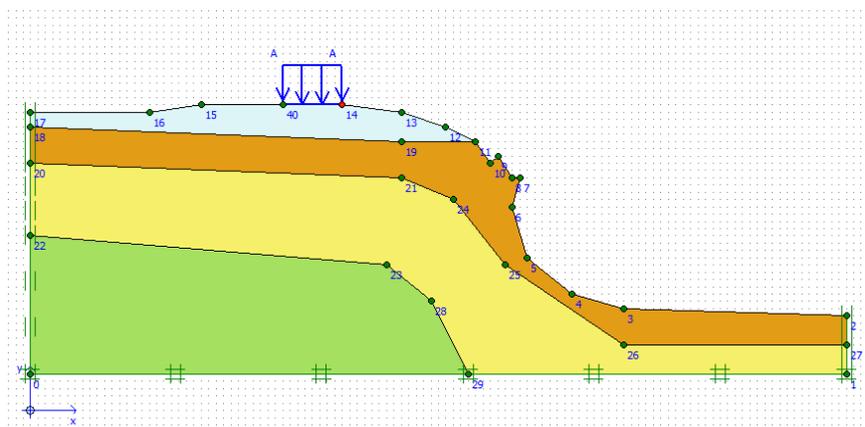


Figure III- 2 - Modèle géométrique

La modélisation numérique est effectuée par rapport aux hypothèses suivantes :

- Les conditions aux limites adoptées pour les analyses numériques permettent d'éliminer l'effet de bord sur les résultats de calcul.
- Le sol a été considéré dans son état à long terme (en contraintes effectives)

Le modèle de comportement utilisé dans les calculs est un modèle élasto-plastique

Parfait régi par le critère de Mohr-Coulomb.

Le maillage a été réalisé par des éléments triangulaires de 15 nœuds à haute précision (Figure 3).

III-2-2 Maillage adopté

Le maillage a été fait par des éléments triangulaires de 15 nœuds à haute précision (Figure 2). Des calculs élasto-plastiques ont été effectués en déformation plane à partir d'une initialisation des contraintes hydrostatiques en considérant le cas le plus défavorable. Les contraintes initiales effectives ont été calculées par un chargement gravitaire, et le coefficient de sécurité a été calculé par la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol. Le coefficient de sécurité a été calculé premièrement dans l'état actuel du talus (sans traitement) ensuite dans le cas du talus renforcé.

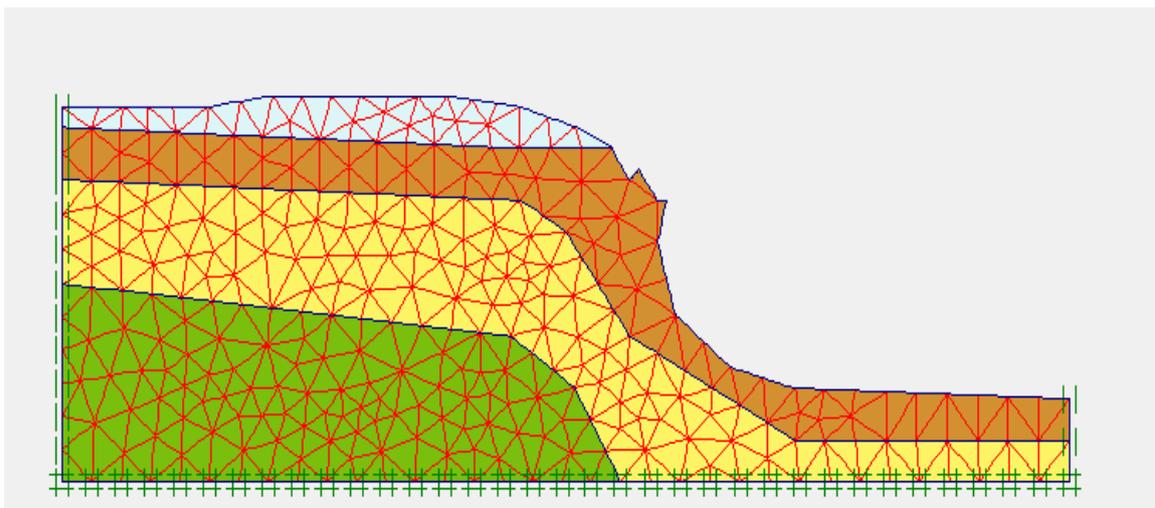


Figure III-3 Maillage du modèle adopté

III-2-3 Procédure de calcul

La Figure 4 présente le talus avec son cercle de glissement.

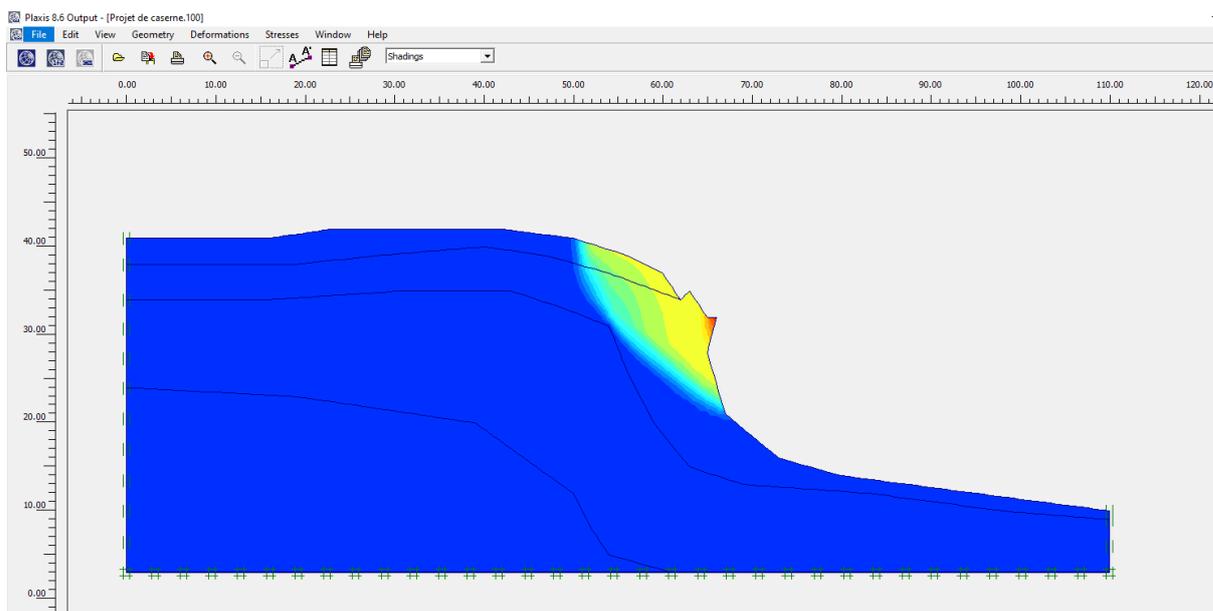


Figure III- 4-Mécanisme du glissement

Le facteur de sécurité minimal correspondant à cette surface critique est $F_s=0,8$. Le talus est par conséquent classé instable. Il peut être conclu donc la suppression d'une petite masse de sol en pied du talus a entraîné 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. Ce constat explique la morphologie du glissement observée sur le site, montrée sur la photo de la Figure 5.

Il est évident qu'un glissement de terrain résulte souvent d'un concours de circonstances, la présence de l'eau est fort probable dans une telle zone climatique même si elle n'est mentionnée dans le rapport de sol. Ce paramètre pourrait être une autre cause du glissement.

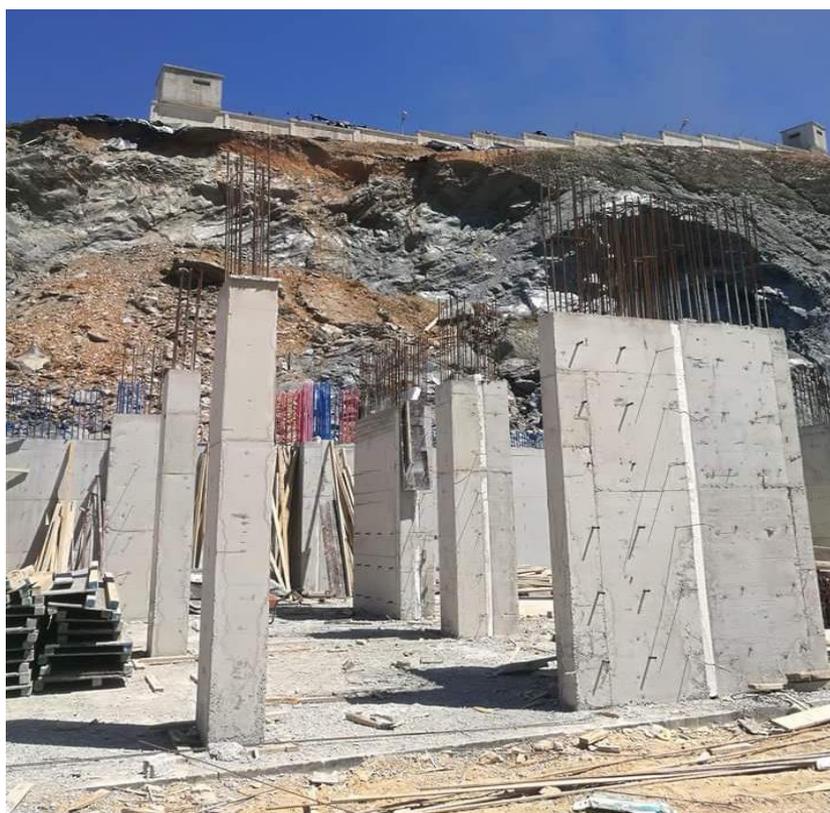


Figure III- 5 Photo montrant la morphologie du glissement

III-2-4 Stabilité du mur vis - à - vis du glissement profond

Après la construction du mur de soutènement, un remblai de matériaux sélectionné, renforcé par Sept (07) nappes de géotextile distante de 1,5 m, doit être placé et compacté derrière le rideau du mur. Nous préconisons pour réduire les efforts sur le mur et réaliser

une forme de pente en amont, d'utiliser un remblai ayant un angle de frottement supérieur à 30° , soit un TVO ou un TVC de préférence. La Figure 6 montre le modèle du talus avec mur et remblai sélectionné, introduit pour la vérification du mur vis-à-vis du glissement profond. Les paramètres géotechniques pris pour le remblai sélectionné sont : $\varphi = 35^\circ$, $c = 0$ et $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$.

III-4 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-5 Traitement de glissement

III-5-1 Proposition du confortement

Dans le cadre de traitement du glissement, nous proposons un système de confortement sous forme d'un mur de soutènement

Les résultats des mesures inclinométriques ont permis de définir une surface du glissement relativement environs par rapport à la côte du terrain naturel.

Pour cela, le choix de la solution confortative, a considéré est lié à l'élément essentiel qui est la faisabilité des travaux.

En conclusion le choix de la solution proposée a été arrêté après analyse des paramètres suivants :

- Analyse des paramètres techniques du site (bon sol profond).
- Maitrise de la solution arrêtée.
- Impératif technico-sécuritaire du site.

Pour cela, d'autres analyses numériques ont été faites avec un traitement du glissement par la réalisation d'un mur de soutènement et un remblai renforcé par sept (07) nappes de géotextile installé derrière le mur. (Figure 3)

Cet ensemble (mur + remblai renforcé) est proposé pour substituer la butée enlevée, tout en plaçant un système de drainage adéquat pour drainer au moins les eaux pluviales et les empêcher de s'infiltrer dans le talus.

Le mur doit être fondé sur le bon sol (couche de schiste semi dur), de hauteur de voile 6.0m et construit en plusieurs tronçons séparés par des joints

Le tableau 2 récapitule les caractéristiques des éléments de renforcement.

Tableau N°02 Caractéristiques des éléments de renforcement

Elément	E (kN/m ²)	v	W (kN/m ³)
Béton Armé	35000	0.15	25
Géotextile	EA=500 kN/ml	-	-

La figure montre le modèle géotechnique adoptée avec mur et remblai sélectionné , introduit pour la vérification vis vis du glissement profond .Les paramètre géotechniques pris pour le remblai sélectionné sont : $\varphi= 35^\circ$, $c=0$ et $\gamma=21 \text{ KN/m}^3$

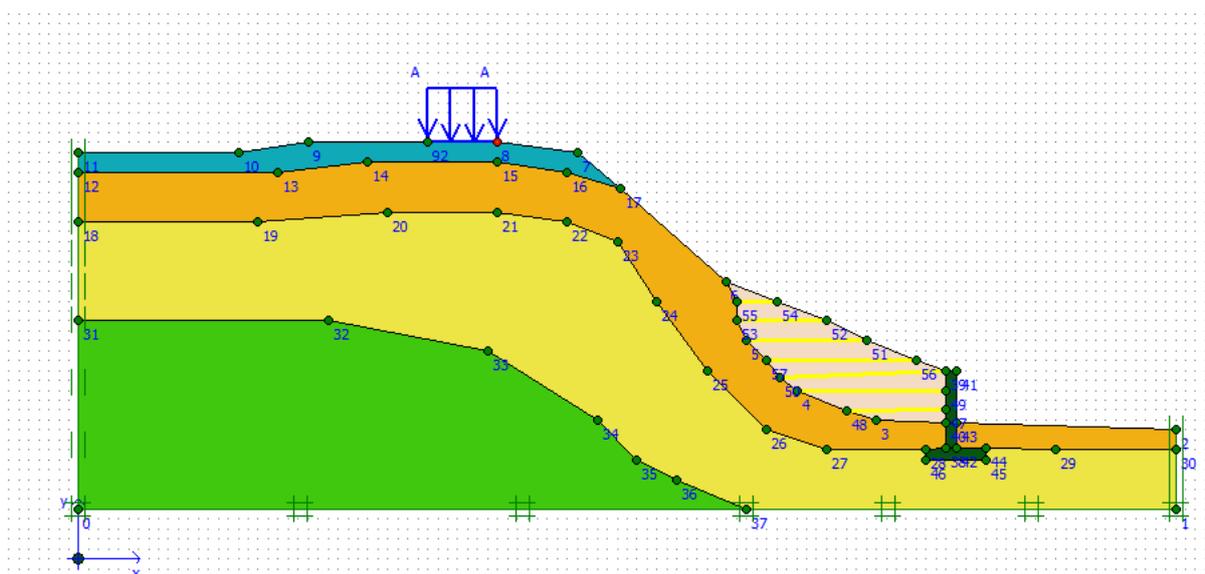


Figure III-6 Géométrie de la solution adoptée

Le nouveau coefficient de sécurité, après traitement est $F_s = 1,62 > 1.5$ (état stable)

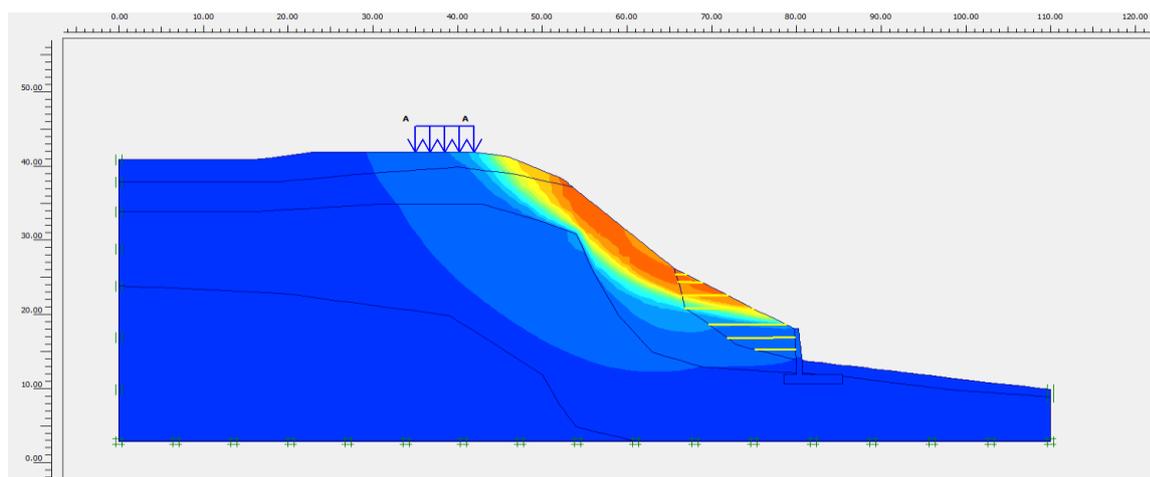


Figure III-7 Modèle de vérification du mur vis-à-vis du glissement profond avec cercle de glissement critique

En tenant compte des causes du glissement, le système de confortement le plus intuitif dans cette situation est la réalisation des travaux de talutage afin de rendre le talus moins raide, et la construction d'un mur de soutènement et un remblai, renforcé par Sept (07) nappes de géotextile, installé derrière le mur. Cet ensemble (mur + remblai renforcé) est proposé pour substituer la butée enlevée, tout en plaçant un système de drainage adéquat pour drainer au moins les eaux pluviales et les empêcher de s'infiltrer dans le talus

III-6 Conclusions et recommandations

L'étude du glissement et l'interprétation des ruptures ont été basées sur :

- Les observations de terrain.
- L'examen de la situation de la région.
- Les résultats du rapport géotechnique établi par le laboratoire.
- La modélisation numérique par logiciel

Après une analyse de ces informations, il ressort que l'instabilité, située principalement dans la couche de schiste altérée, s'est manifestée principalement suite à l'élimination de la butée en pied du talus à cause des terrassements exécutés. D'autres facteurs tels que la présence d'une nappe d'eau peuvent avoir contribué au déclenchement de l'instabilité (information n'est pas mentionnée dans le rapport de sol). L'examen de la morphologie du glissement montre que la zone instable se trouve au-dessus du niveau des plateformes se trouvant en aval. Les fissures remarquées en amont sont dues aux suppressions successives de butées initiées en pied.

Le calcul de stabilité à l'aide du logiciel Plaxis 2D révèle que le coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement à l'état initial (avant glissement) est de 0.8, terrain instable. C'est ce qui explique le déclenchement du glissement après le terrassement.

Le confortement proposé et vérifié consiste en l'édification d'un mur de soutènement en aval de la zone instable derrière lequel un remblai renforcé par Sept (07) nappes de géotextile distante de 1,5 m doit être réalisé. Le mur est de rideau de hauteur 6m (plus une fondation ancrée dans le bon sol de 1,5m de hauteur). 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. Un système de drainage adéquat doit être mis en place derrière le rideau du mur. Le remplissage derrière le rideau du mur doit se faire en remblai de bonnes caractéristiques mécaniques, de préférence en TVO.

Conclusion général

Ce modeste travail nous a donné l'opportunité de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre parcours à l'enseignement et nous permettons de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol et à partir desquelles on peut entamer un calcul de coefficient de sécurité.

Nous avons trouvé que l'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- Par les risques qu'ils font encourir aux habitations ou aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques (humains ; transports)
- Par la difficulté technique d'y porter remède

Les glissements de terrain comme les autres projets commencent toujours par une étude géotechnique, qui se base sur les observations sur le site, les essais in-situ réalisés et les essais de laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé au niveau des blocs D et F Promotion résidentielle belle vue 600 logements haut standing + 42 villas situé à Boulakroud 3 Wilaya de Skikda. Ensuite, l'étude d'un système de confortement adéquat, il s'agit d'un mur de soutènement renforcé par des nappes de géotextile.

L'analyse des variantes a été faite par un logiciel (PLAXIS2D), un programme qui travaille par la méthode des éléments finis pour faire une analyse de stabilité. Enfin on pourra 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 bibliographiques

- 1- https://fr.wikidia.org/wiki/Glisement_de_terrain mars 2020
- 2-KH.Nabil, M.mohamed Saïd, Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la RN24 au PK 220+000 , mémoire master , université Abderrahmane Mira, Bejaia 2015/2016
- 3-H.DOUMI, Etude comparatives des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pentes, Mémoire master, Université Mohamed Boudiaf, M'sila ,2015/2016
- 4-M. Hamza.Aissa ,Analyse et modélisation d'un glissement de terrain Cas de sidi Youcef (Beni Messous , Alger) , Mémoire master , Université khemis Miliana Algérie ,2011
- 5-A.Tassadit,B.Abderrahim , Etude géotechnique de la stabilité des talus cas de la carrière de Meftah.w , Blida , Mémoire master , Université Abderrahmane MIRA , Bejaia , 2014/2015
- 6- <http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/glisements> , mai 2020
- 7-Kh.Nassim,S.Bilal, Etude de stabilité , modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logs MEZGHITANE , (Jijel),Mémoire master , Université Abderrahmane Mira ,Bejaia ,2014
- 8-T.Dan, rapport de modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et de la déformation a long terme d'un massif granitique, thèse doctorat ,L'école Nationales des pontes et des chaussées en géologie de l'ingénieur
- 9- B .IMANE , R .SELWA, T. SARA, Mouvements et stabilisation des sols, Mémoire de Master, Université 08 Mai 1945 de Guelma, 2016
- 10- Costet et G. Sanglerat., Cours pratique de mécanique des sols, Tome I-Plasticité et calcul des tassements, Paris Ed, Dunod.
- 11- <https://www.keller-france.com/expertise/techniques/inclusions-rigides-inser> ,avril 2020
- 12-F.Tijani,Stabilisation d'un glissement de terrain par pieux cas du talus du PK31+700 de la pénétrante autoroutière Jijel-El Elma , Memoire de Master , Université Mohamed Khider , Biskra ,2017
- 13-B .HAMZA, D. ABDERRAHMANE , Etude de la stabilisation des talus par pieux , Mémoire de master , Université Ziane Achour de Djelfa ,2017/2018
- 14- AHMED,A: « étude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN 12 » ,Mémoire d'ingéniorat, Ecole Nationale Polytechnique, El-Harrach , 2012
- 15-B.CAILLARD , Grand guide construction des potrails et cotures

Les Annexes

Annexe A :

- Plan d'implantation des travaux in-situ
 - Coupe lithologique
 - Photos des sondages



Étude de stabilité complémentaire pour les blocs D et F coté caserne

SC 01-(5.00m -12.00m)



Étude de stabilité complémentaire pour les blocs D et F coté caserne

SC 01-(12.00m -18.00m)



12.00

18.00

Étude de stabilité complémentaire pour les blocs D et F coté caserne

SC 01-(18.00m -23.00m)



18.00

23.00

Étude de stabilité complémentaire pour les blocs D et F coté caserne

SC 01-(23.00m -30.00m)

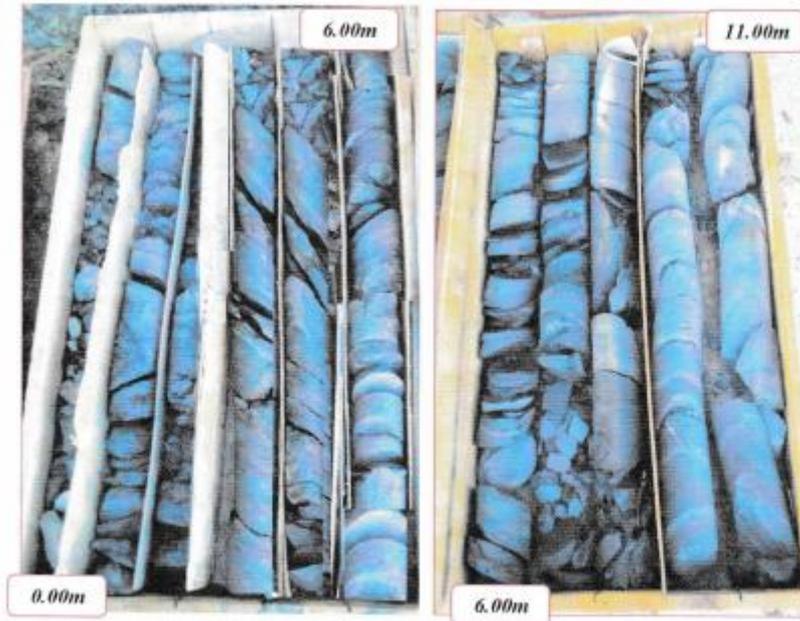


ETUDE : L'ETUDE DE STABILITE DU TALUS AU NIVEAU DES BLOCS D ET F										Sondage N°: SC 01									
LIEU : PROMOTION RESIDENCE BELLE VUE																			
CLIENT : SARL RAMBANI PROMOTION																			
DATE DEBUT :					PROFONDEUR TOTALE : 15 ML					BOUE DE FORAGE :									
DATE FIN :					COORDONNEES : X = Y =					TYPE FORAGE :									
NIVEAU NAPPE : m					Z =					TYPE DE MACHINE :									
Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echelle	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	Φu (%)	Wn (%)	γd (t/m³)	Ip (%)	Class. LFC	Type Essai
	0	25	50	75															
1,0												Schiste altéré							
2,0																			
3,0																			
4,0																			
5,0																			
6,0																			
7,0																			
8,0																			
9,0																			
10,0																			
11,0																			
12,0																			
13,0																			
14,0																			
15,0																			
16,0																			
17,0																			
18,0																			
19,0																			
20,0																			

ETUDE : L'ETUDE DE STABILITE DU TALUS AU NIVEAU DES BLOCS D ET F										Sondage N°: SC 02								
LIEU : PROMOTION RESIDENCE BELLE VUE																		
CLIENT : SARL RAMDANI PROMOTION																		
DATE DEBUT :					PROFONDEUR TOTALE : 11 ML					BOUE DE FORAGE :								
DATE FIN :					COORDONNEES : X = Y =					TYPE FORAGE :								
NIVEAU NAPPE : m					Z =					TYPE DE MACHINE :								
Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ _u (%)	W _n %	γ _d T/m ³	I _p %	Class. LPC	Type Essai
	0	25	50	75														
0,0																		
0,50										Schiste altéré								
1,0																		
2,0																		
3,0																		
4,0																		
5,0																		
6,0										Schiste semi dur grisâtre avec présence d'un filon de quartz par endroit								
7,0																		
8,0																		
9,0																		
10,0																		
11,00																		
12,0																		
13,0																		
14,0																		
15,0																		
16,0																		
17,0																		
18,0																		
19,0																		



SC01 : 0.00m – 15.00m



SC 02 : 0.00m – 11.00m

SC02 : 2.00m – 11.00m

Annexe B :

Analyse chimique

Résultats exprimés en % et en poids

Sondage ou puits	Profondeur (m)/	Sulfates SO_4^{--}	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-	Observations
SC 01	4.00/6.00	TRACES	01.60	00.24	-Agressivité <u>NULLE</u> selon NFP 18-011 du 12/2009 -Sol <u>NON CALCAIRE</u> selon NF P 94-048 du 10/96
SC 02	2.00/4.00	TRACES	00.80	00.21	-Agressivité <u>NULLE</u> selon NFP 18-011 du 12/2009 -Sol <u>NON CALCAIRE</u> selon NF P 94-048 du 10/96