

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**



Faculté de technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : GEOTECHNIQUE

Thème

Etude de stabilité d'un glissement de terrain

Présenté par :

**Mr Nouioua Akram
Mr Ouldali Riadh**

Encadré par : *Dr.H.ZERARKA*

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciements

Ce mémoire aura été difficile à réaliser sans l'aide de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute notre gratitude et notre reconnaissance.

Mais avant tout et en premier lieu, nous souhaitons rendre grâce à Dieu pour sa bienveillance, sa protection et son aide qui sont en abondance.

Nous voudrions remercier notre encadrant de mémoire M^{me} H.ZERARKA, pour son sens d'orientation, sa patience et ses conseils judicieux.

Un très grand et particulier merci à nos parents, frères et sœurs qui nous ont aidés et supportés tout le long de ce chemin ce qui nous a permis d'en arriver là.

Mille mercis à nos amis et camarades pour leur présence et leur soutien incommensurable tout au long de ce parcours.

Pour finir, nous tenons à nous remercier mutuellement pour notre discipline, travail, dévouement et surtout la confiance que nous nous sommes accordés pour réaliser ce mémoire.

Encore une fois, merci à vous tous et que dieu vous bénissent et vous protège.

Sans oublier les membres de jury.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

Mes parents :

Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouve ici le résultat des longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

A mon très cher frère et ma sœur.

A mes professeurs, qui doivent voir dans ce travail le fruit d'un savoir bien acquis.

A mes chers amis Abdou, Wail.

Nouioua Akram

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont tant sacrifié pour moi ;

Mon frère ;

Mes amis(es) ;

Toute notre promotion Géotechnique2022;

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin

à la réalisation de ce travail.

Riadh

ملخص

حركات الارض هي ظواهر طبيعية يمكن ان تسبب خسائر معتبرة . كما يمكن ان تؤدي في بعض الاحيان الى خسائر بشرية هذه المذكرة تمثل تحليل ظاهرة الانزلاق الأرضي بواسطة برنامج Plaxis 2D من اجل تحديد السطوح المحتمل انزلاقها.

وبناء على هذا التحليل تم تحديد نوع التعزيز وفقا لتحليل تقني اقتصادي

كلمات البحث : انزلاق ، عدم الاستقرار ، طريق ، المخاطر الرئيسية ، الوقاية.

Résumé

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels qui peuvent être de grandes ampleurs et provoquent des dégâts considérables. Dans certains cas ils peuvent causer des pertes en vies humaines. Le présent mémoire consiste à faire une étude et un confortement d'un glissement de terrain

L'analyse de ce glissement est menée par un logiciel : Plaxis 2D afin de matérialiser les surfaces de rupture potentielles .A partir de cette analyse on détermine la solution de confortement adoptée basée sur une étude technico-économique.

Mots clés : Glissement, confortement, modélisation numérique, plaxis 2D, Facteur de sécurité.

Abstract

Landslides are natural phenomenal that can have large magnitudes and cause considerable damage. In some cases they can cause loss of life.

This memory consists to present a study and a reinforcement of a landslide.

The analysis of this shift is driven by the program: Plaxis 2D and to materialize the potential failure surfaces. On this analysis, the solution of reinforcement has been defined, according to a techno-economic analysis.

Keywords: Landslides, instability, plaxis 2D, reinforcement.

Liste des tableaux :

Tableau 1.1	Classification d'après la profondeur de la surface de glissement.....	3
Tableau 1.2	Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement).....	3
Tableau 1.3	Différents exemples de définition d'un facteur de sécurité.....	19
Tableau 1.4	Facteurs de sécurité F_S recommandés selon les risques liés à l'ouvrage.....	20
Tableau 1.5	Les forces agissantes et leurs moments par rapport à O.....	25
Tableau 2.1	Niveau de l'eau	48
Tableau 3.1	résultat d'essais de couche	55
Tableau 3.2	résultat de pression interstitielle.....	55
Tableau 3.3	: Résultats d'essai de la résistance au cisaillement rectiligne	57
Tableau 4.1	Caractéristiques de glissement utilisées sur plaxis	64
Tableau 4.2	Caractéristique parois berlinois.....	69
Tableau 4.3	Caractéristique pieux sécants	72
Tableau 4.4	Dimensionnement mur de soutènement	75

Liste des figures :

Figure 1.1	Un glissement plan.....	7
Figure 1.2	Le glissement rotationnel simple.....	8
Figure 1.3	Le glissement rotationnel complexe.....	8
Figure 1.4	Glissement rotationnel complexe.....	9
Figure 1.5	Aspect de l'écoulement.....	9
Figure 1.6	Chute de pierres et de blocs.....	10
Figure 1.7	Eboulement sur un village construit au pied de falaise.....	10
Figure 1.8	Aspect de fluage.....	11
Figure 1.9	Exemple de coulée de boue, boulevard Grande-Baie Sud.....	12
Figure 1.10	Deux formes de coulées.....	13
Figure 1.11	Glissement de la mosquée de sidi ouali.....	15
Figure 1.12	Fissures causées par le Glissement de terrain à Belouizdad. 2002....	16
Figure 1.13	Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France...	18
Figure 1.14	Glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz.....	18
Figure 1.15	Forces en présence d'eau (cas d'un barrage) 'Méthode globale'.....	22
Figure 1.16	Evaluation de la pression interstitielle.....	23
Figure 1.17	Action des surcharges sur un talus.....	24
Figure 1.18	Méthode globale : forces de cohésion.....	24
Figure 1.19	Forces agissants sur la tranche.....	26
Figure 1.20	Découpage en tranches d'un talus.....	28
Figure 1.21	Les composantes du poids W	29
Figure 1.22	Cercle profond.....	30
Figure 1.23	Calcul de stabilité d'une butée de pied.....	33
Figure 1.24	Allègement en tête.....	33
Figure 1.25	Reprofilage.....	34
Figure 1.26	Substitution partielle.....	34
Figure 1.27	Coupe type d'une tranchée drainante.....	35
Figure 1.28	Construction par couches.....	36
Figure 1.29	Mur de soutènement.....	37
Figure 1.30	Principe de mise en œuvre des parois berlinoises.....	37
Figure 1.31	Paroi parisienne.....	38
Figure 1.32	Paroi de pieux sécants.....	39
Figure 1.33	Mur en gabions.....	39
Figure 1.34	Schéma de confortation par tirants d'ancrages.....	40
Figure 1.35	Exemple de clouage d'un glissement.....	41

Liste des figures

Figure 2.1 Site d'étude via Google Earth	43
Figure 2.2 Carte géologique de la région étudiée	44
Figure 2.3 Réseau hydrographique de la région de SIDI ABDELLAH	44
Figure 2.4 Les levées piézométriques au niveau du SITE02 -1600 Logements -Sidi Abdellah ...	45
Figure 2.5 Schéma d'installation du tube piézométrique	47
Figure 3.1 Photos montrant les essais de sondage carotté	50
Figure 3.2 Sondage carotté 01	51
Figure 3.3 Sondage carotté 02.....	51
Figure 3.4 Sondage carotté 03	52
Figure 3.5 Essai de pénétration statique	54
Figure 3.6 Pénétromètre statique au niveau du site d'étude.....	54
Figure 4.1 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	62
Figure 4.2 Modalisation des glissements sur plaxis.....	63
Figure 4.3 Maillage du modèle.....	64
Figure 4.4 Définition de niveau de la nappe phréatique.....	65
Figure 4.5 Répartition des contraintes initiales hydrostatiques.....	65
Figure 4.6 Cercle de glissement.....	66
Figure 4.7 Facteur de sécurité obtenu	66
Figure 4.8 Définition de niveau de la nappe phréatique en surface.....	67
Figure 4.9 Répartition des contraintes initiales hydrostatiques nappe phréatique en surface.....	67
Figure 4.10 Facteur de sécurité obtenue nappe phréatique en surface.....	68
Figure 4.11 Modélisation de confortement de glissement cas 01.....	70
Figure 4.12 Facteur de sécurité du glissement cas 01.....	70
Figure 4.13 Modélisation de confortement de glissement cas 02.....	70
Figure 4.14 Facteur de sécurité du glissement cas 02.....	71
Figure 4.15 Modélisation de confortement de glissement cas 03.....	72
Figure 4.16 Facteur de sécurité du glissement cas 03.....	73
Figure 4.17 Modélisation de confortement de glissement cas 04.....	73
Figure 4.18 Facteur de sécurité du glissement cas 04.....	74
Figure 4.19 deux rangers de pieux sécants + Un mur de soutènement	74

Figure 4.20 Facteur de sécurité du glissement cas 05.....75

Sommaire :

ملخص

RESUME

ABSTRACT

Liste des tableaux

Liste des figures

Chapitre 1 : Etude bibliographique

1.1 Introduction général	1
1.1 Introduction.....	2
1.2 Description des mouvements des terrains.....	2
1.3 Classification de glissement.....	3
1.4 Cause des glissements de terrain.....	4
1.4.1 Les facteurs permanents.....	4
1.4.2 Les facteurs dynamiques et déclenchant	4
1.4.3 Les facteurs permanents.....	5
1.4.4 Les facteurs dynamiques et de déclenchement.....	5
1.4.4.1 Le climat.....	5
1.4.4.2 L'action anthropique.....	5
1.4.4.3 Le séisme.....	6
1.5 Différentes formes d'instabilité d'une pente.....	6
1.6 Description des principales formes d'instabilité.....	6
1.6.1 Le glissement.....	6
1.6.2 L'écroulement.....	9
1.6.3 Les chute de blocs.....	9
1.6.4 Eboulement.....	10
1.6.5 Le fluage.....	11

1.6.6 La coulée boueuse.....	12
1.6.7 Talus en déblai et talus en remblai sur sols non compressibles	13
1.6.8 Talus en remblai sur sols compressibles.....	13
1.6.9 Stabilité sous les soutènements	13
1.7 Reconnaissance du site.....	13
1.8 Géologie et géomorphologie.....	14
1.9 Hydrogéologie.....	14
1.10 Reconnaissance géotechnique.....	14
1.11 L'étude cinématique.....	14
1.11.1 Exemples réels des glissements des terrains.....	15
1.11.2 Quelques cas pathologiques observés	15
1.11.3 Glissement de la mosquée de Sidi Ouali (Bejaia).....	15
1.11.4 Le Glissement de Belouizdad (Alger).....	16
1.11.5 Glissements de terrain survenus dans le monde.....	16
1.12 Les différentes méthodes de calcul d'un glissement de terrain.....	19
1.12.1 Coefficient de sécurité.....	19
1.12.2 Choix de la méthode et du coefficient de sécurité.....	20
1.12.3 Méthodes de calcul.....	21
1.12.4 Méthodes basées sur l'équilibre limite.....	21
1.12.5 Méthode globale.....	21
1.12.6 Méthodes des tranches.....	26
1.12.6.1 Méthode détaillée de Bishop.....	26
1.12.6.2 Méthode de Bishop simplifiée.....	27
1.12.6.3 Méthode de Fellenius.....	27
1.12.6.4 Méthode Simplifiée de Janbu et Al. (1956).....	31
1.12.6.5 Méthode Des Perturbations.....	31
1.13 Les Méthodes de confortement des mouvements de terrains.....	32
1.13.1 Les terrassement.....	32

1.13.2 Dispositifs de drainage de surface.....	35
1.13.3 Murs de soutènement.....	36
1.13.4 Paroi berlinoise.....	37
1.13.5 Paroi parisienne.....	38
1.13.6 Paroi de pieux sécant.....	38
1.13.7 Les murs en gabions.....	39
1.13.8 Tirants d'ancrages.....	40
1.13.9 Clous et micro pieux.....	41
1.14 Conclusion.....	41

Chapitre2 :Présentation de site

2.1 introduction.....	43
2.2 GEOLOGIE REGIONALE.....	43
2.3 CLIMATOLOGIE DE LA REGION.....	45
2.4 RESEAU HYDROGRAPIDQUE.....	45
2.5 RESEAU HYDROGEOLOGIQUE.....	46
2.6 Conclusion.....	48

Chapitre3 : Etude geotéchnique

3.1 Introduction.....	49
3.2 Essai in-situ.....	49
3.2.1 Les Sondages carottés (SC).....	49
3.2.2 PENETROMMETRE STATIQUE.....	53
3.3 ESSAIS DE LABORATOIRE.....	56
3.3.1 GRANULOMETRIE.....	56
3.3.2 PARAMETRES NATURELS.....	56
3.3.3 ESSAIS MECANIQUES.....	56
3.3.3.1 Essais de Cisaillement Rectiligne DE TYPE « CD » et « UU »	56
3.4 Conclusion.....	58

Chapitre 4 : Modélisation numériques

4.1 Introduction.....	58
4.2 Présentation de Plaxis.....	58
4.3 Le code éléments finis Plaxis.....	58
4.4 Options par défaut et solutions approchées.....	59
4.5 Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis.....	60
4.5.1 Modèle élastique linéaire.....	60
4.5.2 Modèle de Mohr-Coulomb.....	61
4.5.3 Type de comportement des matériaux.....	62
4.6 Etapes de modélisation.....	62
4.7 Etude numérique et paramétrique des talus.....	63
4.7.1 Modélisation des glissements étudiés par Plaxis (2D).....	63
4.7.2 Interprétation des résultats.....	67
4.8 Etude de confortement.....	69
4.8.1 Introduction.....	69
4.8.2 Proposition d'ouvrages de confortement.....	69
4.8.3 Renforcement par parois berlinois.....	69
4.8.4 Renforcement par pieux sécant.....	71
4.9 Conclusion.....	76

Chapitre 5 : Conclusion générale

5.1 Conclusion générale.....	77
------------------------------	----

INTRODUCTION GENERALE

Depuis plus d'un siècle les géologues, géomorphologues, et plus récemment, les mécaniciens des sols ont tenté par divers moyens, de comprendre les mécanismes et les processus qui génèrent les glissements de terrain et, plus largement, les mouvements de terrain. Ces processus initialement naturels sont devenus au fil du dernier siècle de plus en plus liés aux activités anthropiques. Chaque site potentiellement instable pose des problèmes spécifiques ce qui rend la généralisation et la classification des mouvements de terrain difficiles. Ainsi, on trouve de nombreux ouvrages et articles qui traitent de l'analyse des mouvements de terrain, avec des outils et des méthodes de recherche de plus en plus évolués. On se trouve alors confronté à des problèmes variables ou, soit l'étude que l'on entreprend va permettre d'approfondir la connaissance des phénomènes d'instabilités, soit le secteur d'étude est vierge de reconnaissance, soit on va expérimenter de nouveaux outils de prospection et d'analyse.

Les mouvements et glissements de terrains sont très souvent des accidents graves et de grande ampleur, qui provoquent des dégâts matériels considérables et peuvent causer des pertes en vies humaines. Pour se prévenir de ces catastrophes, il est possible de déceler et de localiser les principaux secteurs où ces phénomènes ont le plus de chance de survenir. A partir de là, nous pouvons, dans le meilleur des cas, chercher à les éviter ou à s'en protéger, et dans tous les cas, faire en sorte que leurs effets soient les moins dommageables possibles. Pour cela, plusieurs méthodes ont été mises au point. Ces méthodes ont été développées pour la compréhension des phénomènes et l'analyse de la stabilité des pentes.

Il existe une vaste gamme de méthodes pour l'analyse de la stabilité des pentes. Celles-ci s'étendent de la pente infinie simple et la méthode d'équilibre limite (MEL) pour une rupture plane, à la méthode numérique la plus développée, requérant des calculs plus complexes et des programmes sur ordinateurs, et qui, par la disparition des hypothèses simplificatrices, est plus fiable que les méthodes classiques.

L'objectif de ce travail de recherche présenté dans ce mémoire était de contribuer à la compréhension du mode de fonctionnement d'un massif de sol soumis à un glissement de terrain.

1.1 Introduction :

Les phénomènes des glissements de terrains sont considérés comme un danger naturel, ils sont produits dans toutes les régions du monde. Dans ce cas-là, les sols qui nous entourent engendrent une descente de masse de matériaux tels que des roches, de la terre, des déchets miniers ou des débris sur un versant, généralement causés par de fortes pluies, des tremblements de terre et aussi par les activités humaines. C'est pour cela, il faut se rendre compte de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver la bonne solution de protection.

Ce premier chapitre traite des connaissances sur les glissements de terrains. Nous abordons en premier lieu les différents types de glissements (plan et rotationnel), ensuite les principales causes d'un glissement de terrains. Puis, on traite la méthodologie et l'étude d'un glissement, et enfin nous terminons par les méthodes de calcul de stabilité après avoir passé par les principales techniques de confortement

1.2 Description des mouvements des terrains

Le déclenchement d'un mouvement de terrain est souvent prévisible, toute fois il ne peut être définie dans sa géométrie exacte que par une étude minutieuse.

Certains mouvements peuvent être considérés comme le processus évolutif naturel d'un site, par exemple : L'éboulement d'une falaise dont le pied est par la mer.

Un mouvement de masse peut être déclenché par l'action de l'homme. Certains travaux rompent l'équilibre naturel d'un site et amorcent un processus de rupture sur un site auparavant stable.

En première analyse, on peut dire qu'une masse de terrain se met en mouvement sous l'action de pesanteur lorsqu'une certaine limite rhéologique du milieu se trouve dépassée. Il peut s'agir :

- De la résistance à la traction (éboulement rocheux).
- De la résistance à la compression simple écrasement de piliers de mines.
- De la résistance au cisaillement (glissement).
- Du frottement roche sur roche pour les glissements de bancs rocheux sur un joint sec.
- De la limite de fluage (certain glissement en milieu argileux)
- De la limite de liquidité d'Atterberg (écoulements viscoplastiques ou fluide).

1.2 Classification de glissement

Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse et par leur profondeur estimée de la surface de glissement :

Profondeur de glissement :

Le tableau suivant présente les différentes valeurs de classification selon la profondeur de la surface de glissement

Tableau 1.1 Classification d'après la profondeur de la surface de glissement [1]

Glissement	Surface de glissement
Superficial	0-2m
Semi-profond	2-10m
Profond	10-30m
Très-profond	10-30m

a. Vitesse moyenne de glissement de terrain

Le tableau suivant présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Tableau 1.2 Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement) [1]

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

1.3 Cause des glissements de terrain

Au cours du processus de formation d'un mouvement de terrain, le passage de l'état de stabilité de la masse de sol à l'état d'instabilité relève de causes nombreuses et variées. Certaines causes sont externes, comme par exemple l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par les secousses d'un tremblement de terre, par la surcharge d'une construction, etc.

D'autres causes sont considérées comme internes, telles que :

L'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies, l'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol, le développement de l'altération de la roche...etc. [2].

Les principaux facteurs qui sont à l'origine du mouvement et de son évolution sont les suivants :

1.3.1 Les facteurs permanents

- La morphologie ;
- La nature lithologique ;
- La pente et le dénivelé ;
- La couverture végétale.

1.3.2 Les facteurs dynamiques

- Le climat ;
- L'action anthropique ;
- Le séisme.

1.3.3 Les facteurs permanents

a. La géologie et géomorphologie

La lithologie constitue le matériau originel du sol et présente une sensibilité à l'altération différenciée selon sa composition minéralogique, sa structure primaire (schistosité, stratification, taille des grains, etc.) et secondaire (fissuration par des diaclases ou des failles). La lithologie peut avoir des conséquences hydrologiques importantes, notamment la relation pluie-débit et l'évolution des écoulements en période de crue [3].

b. La pente

Elle est le résultat d'une longue histoire morphologique, sa connaissance est nécessaire pour comprendre le sens de la dynamique actuelle. Le rôle de la pente dans la genèse des mouvements de terrains s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la structure et la présence d'eau. La raideur de cette pente joue donc un rôle capital dans la distribution géographique des mouvements de terrains. La topographie exerce une influence très grande sur l'intensité des ruissellements et de l'érosion [4].

c. La couverture végétale

D'un côté les racines des arbres peuvent contribuer à la stabilité des pentes par l'absorption d'une part de l'eau souterraine, d'un autre côté les racines ont une énorme force d'écartement qui provoque un élargissement des fissures.

1.3.4 Les facteurs dynamiques et de déclenchement

1.3.4.1 Le climat

Les mouvements de terrain sont liés à une pluviométrie particulièrement importante. Il est difficile de connaître avec précision le seuil pluviométrique à partir duquel les risques de mouvements sont les plus grands. Une averse brutale de forte intensité mais de durée réduite, exerce le plus souvent un effet érosif par ruissellement, alors qu'une averse de plus longue durée sur un horizon superficiel moyennement perméable provoque un fluage de couches superficielles. Ces mouvements sont déclenchés fréquemment, notamment par des surplus de la pluviométrie. Le facteur climat est souvent assimilé aux variations de la température, le vent, l'eau de surface et souterraines, les précipitations, la neige...etc.

1.3.4.2 L'action anthropique

L'homme, par ses nombreuses interventions lors de travaux d'aménagement, intervient surtout dans la modification morphologique du massif rocheux et des conditions hydrauliques initiales. L'action anthropique peut être distinguée :

Par l'activité humaine : surexploitation ;

Par l'urbanisation.

1.3.4.3 Le séisme

Les séismes sont souvent à l'origine du déclenchement des glissements de terrains. Ils peuvent intervenir en modifiant temporairement le champ gravitaire appliqué au versant. Les vibrations entraînent l'apparition d'une force proportionnelle en module du poids du volume du sol considéré et dont la direction varie selon le type de vibration. Dans tous les cas, la répartition des contraintes se trouve temporairement modifiée et les contraintes de cisaillement augmentent.

1.5 Différentes formes d'instabilité d'une pente

Lors d'une étude de stabilité de glissement, on est en présence de terrains naturels en pente et de talus artificiel (réalisés par l'homme) [5].

a)Pentes naturelles :

L'instabilité d'une pente naturelle se manifeste sous plusieurs aspects, notamment :

- Le glissement :
 - Glissement plan ;
 - Glissement rotationnel simple ;
 - Glissement rotationnel complexe.
- Les écroulements et les éboulements (Chutes de pierres)
- Le fluage et la solifluxion ;
- La coulée boueuse ;

b)Talus artificiels :

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On constate :

- Talus en déblai ;
- Talus en remblai sur sol non compressible ;
- Talus en remblai sur sol compressible ;
- Ouvrage de soutènement.

1.6 Description des principales formes d'instabilité

1.6.1 Le glissement

Les glissements de terrain se produisent dans des circonstances très variées. Ils affectent des ouvrages construits par l'homme (déblai ou remblai) ou des pentes naturelles ; ils se

produisent généralement lentement et dans certain cas, ils peuvent se produire brutalement.

Il est caractérisé par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements, il se produit lorsque les contraintes de cisaillement dues aux forces motrices, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les facteurs déclenchants sont :

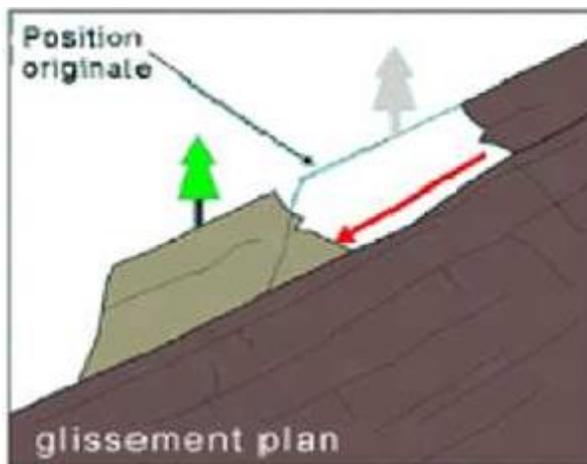
- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de la pression interstitielle, etc...);
- Les terrassements ;
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosions de berges) ;
- Les accélérations produites par des séismes. [15]

On observe des glissements de formes variées, notamment :

a) Le glissement plan

Où la surface de glissement est plane (voir figure 1). Il s'agit souvent du toit d'une couche de

résistance. [7] Appeler « couche de savon ».



(a) : Mécanisme de glissement plan



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

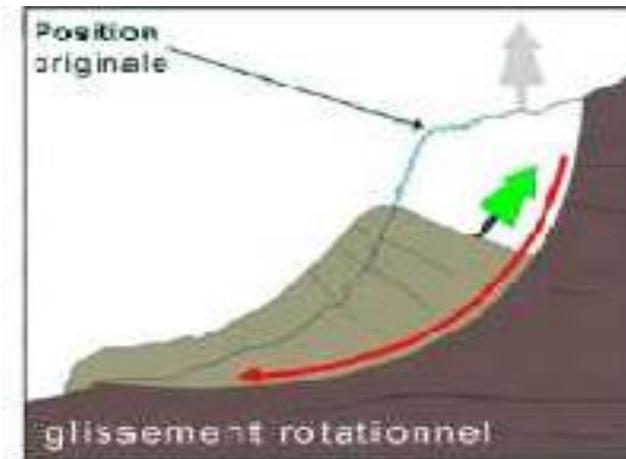
Figure 1.1 Un glissement plan.[6]

b) Le glissement rotationnel simple

La surface de rupture a une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. Il comprend :

- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.

- En tête des fissures de traction
- À la base, un bourrelet formé par des matières glissées.



(a) : Mécanisme de glissement rotationnel simple (b) : Exemple sur RN 11, Damous, Algérie.

Figure 1.2 :Le glissement rotationnel simple.

c)Le glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples « 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.



(a) : Mécanisme d'un glissement Rotationnel rivière Chicoutimi.

(b) : glissement rotationnel multiple En bordure de la

Figure 1.3 Le glissement rotationnel complexe.

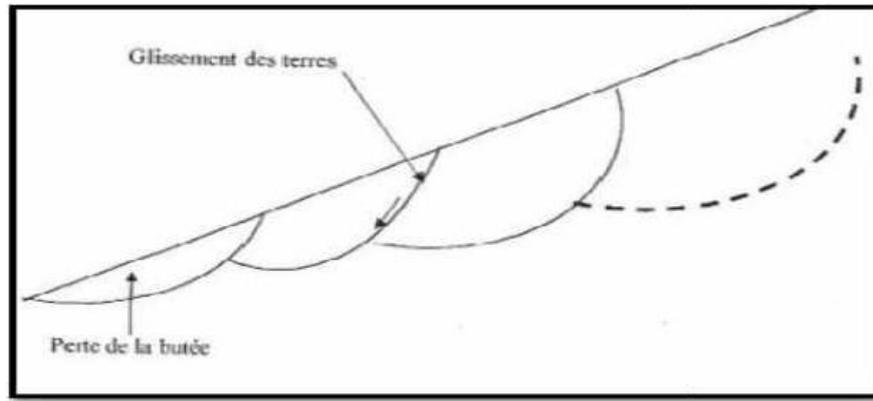


Figure 1.4 Glissement rotationnel complexe

1.6.2 L'éroulement

Il s'agit de la chute soudaine des masses rocheuses importantes, Il est spectaculaire et dangereux. Letraitement de ce phénomène relève de la mécanique des roches. [2]

Le mécanisme initial peut s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'éroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composantes de la masse éroulée et par leur fragmentation intense. Comme illustre la figure [8].



(a) le mécanisme de l'éroulement

(b) : Eroulement (RN 11, Damous, Algérie)

Figure 1.5 : Aspect de l'éroulement

1.6.3 Les chute de blocs

Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre : $\varnothing < 50\text{cm}$; bloc : $\varnothing > 50\text{cm}$), depuis un sommet ou une pente avec l'air pour milieu

principal de transport et produisant leur dépôt sur une aire plus ou moins large au pied de la pente (voir figure 6).

Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération. L'estimation du volume des matériaux rocheux qui présente un danger potentiel de chute n'est possible qu'au moyen d'études détaillées de la roche (voir figure 1.6).

Dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les mouvements tendent en général à s'arrêter.



Figure 1.6 Chute de pierres et de blocs.

1.6.4 Éboulement :

Lors d'un éboulement (voir figure 1.7), un volume de roche important se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 10000 m³ par événement.



Figure 7 : Éboulement sur un village construit au pied de falaise.

Dans la pratique, l'estimation d'un volume de roche qui présente un danger potentiel d'éboulement exige des études détaillées du massif rocheux, comprenant une approfondie de l'orientation spatiale des surfaces de discontinuité.

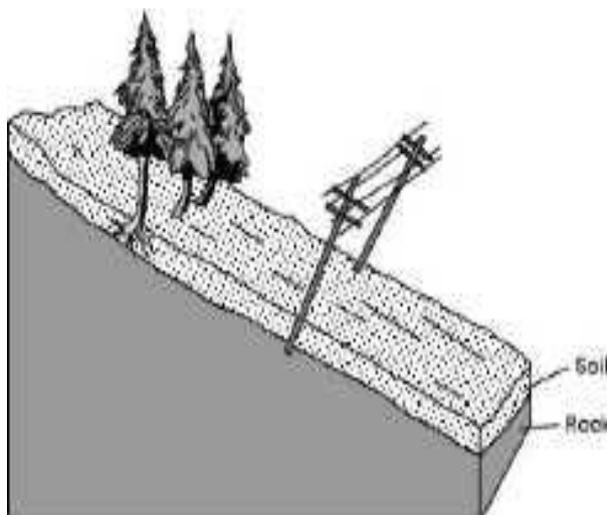
1.6.5 Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait, le matériau plus est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

On distingue deux grandes catégories de déformation de fluage :

- la déformation volumique ;
- la déformation de cisaillement.

Le fluage en déformation volumique est causé par un état de contrainte isotopique. Il dépend de l'écoulement de l'eau libre interstitielle et de la variation relative du volume du squelette inter granulaire. Le fluage au cisaillement, quant à lui, est provoqué par la partie déviatorique du tenseur de contraintes. Théoriquement la pression interstitielle est nulle alors le squelette inter-granulaire supporte les contraintes appliquées tout seul. La déformation de fluage au cisaillement est étudiée à l'aide de l'appareil triaxial, de la boîte de cisaillement homogène, ou de la boîte de cisaillement plan. [9]



(a) : le mécanisme de fluage

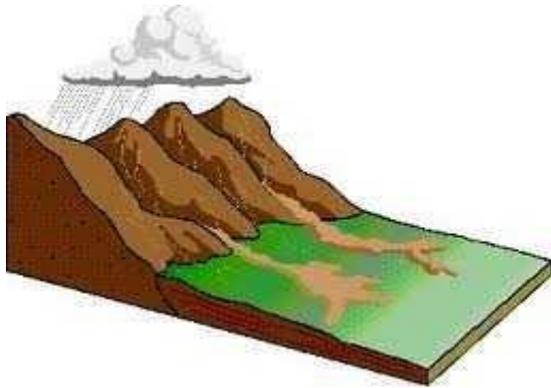


(b) : fluage (RN 11, Cherchell, Algérie)

Figure 8. Aspect de fluage.

1.6.6 La coulée boueuse

La coulée boueuse est due à des infiltrations d'eau (la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée), provoquant des mouvements des sols dans lesquels les matières glissées se comportent comme un liquide. Elle se produit généralement en montagne. [10].



(a) *Le mécanisme de coulée*



(b) *coulée de boue à houailou*

Figure 1.9 Exemple de coulée de boue, boulevard Grande-Baie Sud.

Les coulées boueuses consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, matériaux intimement mélangés à une quantité d'eau telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des sols, des roches décomposées ou des éboulis fins. L'eau peut pénétrer au sein des matériaux par infiltration avant le déclenchement de la coulée ou au moment de la rupture par concentration des eaux de ruissellement. Lors d'un phénomène de coulée boueuse :

- Le degré de remaniement de la masse en mouvement est total.
- La vitesse et la distance parcourue par une coulée boueuse sont très variables, dépendant de nombreux facteurs comme la nature des matériaux, la quantité d'eau, la viscosité du mélange eau/matériau, la topographie, la saturation en eau des sols sur lesquels se déplace la coulée.

Le phénomène de coulée boueuse montre presque toujours :

- Une zone supérieure élargie : (rassemblement de matériaux par exemple au pied d'un glissement, zone de départ de la coulée),

- Un chenal d'écoulement : beaucoup plus étroit et de longueur extrêmement variable (zone de transfert),
- Un lobe terminal : (zone d'accumulation) élargi en une sorte de cône de déjection mais de profil convexe.

D'un point de vue rhéologique, Les coulées boueuses se comportent comme un fluide à seuil, c'est-à-dire un fluide qui a besoin d'une sollicitation en cisaillement minimum pour s'écouler.

La figure (10) schématise deux formes de coulées.

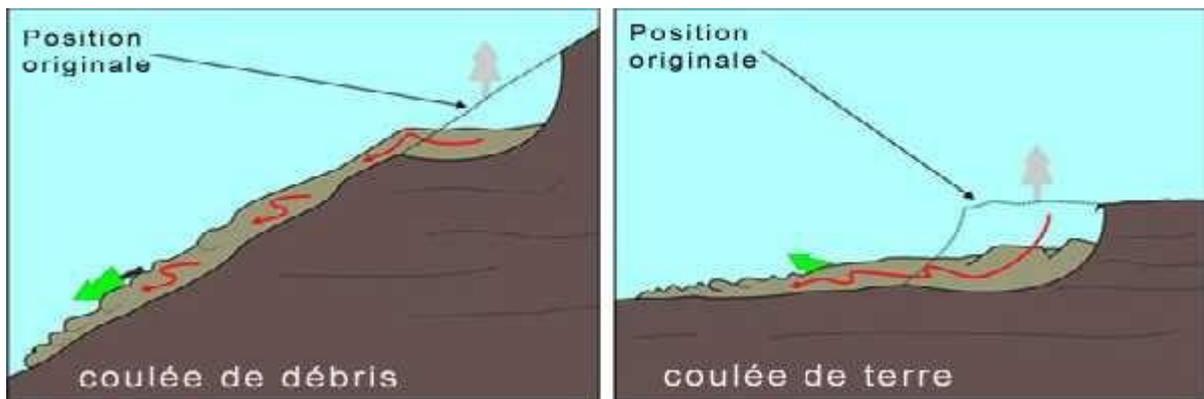


Figure 1.10. Deux formes de coulées.

1.6.7 Talus en déblai et talus en remblai sur sols non compressibles

D'une façon générale, les ruptures ont l'allure de glissements circulaires parmi lesquels sont distingués : Les cercles de pied, Les cercles de talus, Les cercles profonds.

Les cercles de pied, sont les plus courants dans les talus. Les cercles débouchant sur la surface du talus apparaissent dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante. Les cercles profonds ne se produisent que lorsque le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité. [10]

1.6.8 Talus en remblai sur sols compressibles

Un talus en remblai sur sol compressible, tel que l'argile molle ou organique, risque de glisser selon un cercle profond tangent à la base de la couche compressible, si elle est homogène. [7]

1.6.9 Stabilité sous les soutènements

Pour ce type d'ouvrage, le glissement se manifeste parfois selon un cercle profond, englobant l'ouvrage de soutènement.

1.7 Reconnaissance du site

Les éléments de la reconnaissance d'un site dans le cadre d'une étude de stabilité comportent, l'étude géologique et géomorphologique, l'analyse de l'hydrogéologie, la

reconnaissance géotechnique et la cinématique du mouvement de terrain en pente.

1.8 Géologie et géomorphologie

L'analyse géologique consiste à définir la structure géologique du site, la nature du substratum, l'épaisseur des formations superficielles, la présence de failles, etc. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable. Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides, etc.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants :

- Levés morphologique et géologique du terrain : affleurements, indices de mouvements, zones humides ;
- Photo-interprétation : géologie, géomorphologie, etc. ;
- Géophysique : fournissant la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction);
- Sondages : destructifs ou carottés et diagraphies [11].

1.9 Hydrogéologie

L'analyse de l'hydrogéologie du terrain a pour objectif d'étudier entre autres les pressions de l'eau interstitielle, la présence des nappes et leur alimentation. Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.

1.10 Reconnaissance géotechnique

La reconnaissance géotechnique a pour objectif de déterminer expérimentalement, par le biais des essais de laboratoire ou in-situ, les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et plus précisément celles de la résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. Actuellement les méthodes d'équilibre limite qu'on utilise dans le calcul du facteur de sécurité au glissement requièrent des paramètres mécaniques et physiques tel que ; C , ϕ , γ et E , mesurables au laboratoire [7].

1.11 L'étude cinématique

Cette étude consiste en un suivi expérimental du mouvement de terrain en pente par le biais d'inclinomètre et des mesures topographiques en différentes périodes. Afin d'évaluer l'amplitude du mouvement et son évolution dans le temps (la vitesse du mouvement), et délimiter le volume en mouvement ainsi de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

1.11.1 Exemples réels des glissements des terrains :

1.11.2 Quelques cas pathologiques observés :

Nous allons présenter quelques exemples sur les glissements de terrain, pour avoir plus une idée sur les facteurs et les causes qui provoquent ces phénomènes dans notre pays.

1.11.3 Glissement de la mosquée de Sidi Ouali (Bejaia)

La mosquée de Sidi Ouali est située au sommet du glissement de terrain, au nord de la ville de Bejaia sur le flanc sud du Djebel Gouraya.



1:Photo montrant les fissures de traction



2: Photo montrant l'escarpement

Figure 1.11: glissement de la mosquée de sidi ouali

Le glissement a commencé à se manifester par des fissures transversales parallèles à la façade de la mosquée, et cela au mois de janvier 1998. Le glissement s'accélérait pendant les périodes pluvieuses par l'ouverture de fissures et l'augmentation de la hauteur du glissement qui atteint actuellement 7 à 9 mètres.

On note que le talus de rejet est constitué en totalité de remblai provenant des terrassements

des terrains voisinant. Le glissement s'est produit sur une pente très accentuée de l'ordre de 45° environ et de direction Ouest-Est. Ce glissement s'étend sur une longueur de 60m et d'environ 35m de largeur, soit une superficie de 2100 m².

Les désordres causés par le glissement ont été représentés par le départ du remblai en grande masse et des fissures en diagonale sur le mur de la mosquée Sud-est.

La géologie du site de Sidi Ouali est caractérisée par un dépôt de matériaux d'apport provenant des terrassements des terrains avoisinants sur des formations de sénonien marno-schisteux stratifié. Le plan de stratification est de direction Nord 330° Est avec un pendage de 60° vers l'Est. Ces mesures ont été prises sur le talus de la piste du flanc droit du glissement. Il ressort que la direction des couches est presque perpendiculaire au sens du mouvement.

1.11.4 Le Glissement de Belouizdad (Alger)

Les limites du glissement de Belouizdad ont été déterminées sur la base des dégradations constatées dans le bâti. Cependant, certains indices de terrain, telle que la fissuration des talus et la morphologie des formations argileuses, ont contribué à une meilleure identification des zones instables. Ces limites s'étendent sur une longueur d'environ 1000 m, entre le boulevard Bélouizdad et Oued Rhumel, et une largeur allant de 200 à 300 m.

La dénivelée entre l'escarpement de la tête du glissement (bien visible sur la rue Bélouizdad) et sa base est de l'ordre de 210 m.



Figure 1.12: Fissures causées par le Glissement de terrain à Belouizdad. 2002

1.11.5 Glissements de terrain survenus dans le monde :

1943, France, par une pluie abondante, un énorme glissement de terrain provenant du lieu-dit Vallonet, emportant au passage de nombreuses maisons, a bloqué l'écoulement du Brevon, donnant ainsi naissance au lac en même temps qu'il engloutissait des habitations, dont les ruines sont visibles en s'approchant du lac.

- Le 4 mai 1971, le village de Saint-Jean-Vianney au Québec est emporté dans la boue de la rivière Saguenay [7].
- 5 mai 1998, Italie : une coulée de boue due à de fortes pluies tue 137 personnes à Sarno dans le sud du pays.
- 15 décembre 1999, Venezuela : tragédie de Vargas, des pluies torrentielles provoquent des glissements de terrains dans les favelas de la banlieue de Caracas avec un lourd bilan d'au moins 15.000 morts.
- 17 février 2006, Philippines : Une coulée de boue traverse un village dans l'est du Pays faisant 1106 morts.
- 6 septembre 2008 : Égypte : Un gigantesque glissement de terrain dans un bidonville à l'est du Caire fait 69 morts.
- 8 août 2010, Au moins 96 personnes ont été tuées et 2.000 sont portées disparues après des glissements de terrain en Chine.

a) Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France :

Le glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes, France) particulièrement surveillé depuis 1970, par le Centre d'études techniques de l'Équipement (CETE) d'Aix-en-Provence, atteint une hauteur de plus de 650 mètres faisant de lui le plus grand glissement actif d'Europe (Figure 1.13).

L'écoulement, amorcé depuis quelques années est dû à une masse instable de l'ordre de 50 millions de m³, qui glisse de 1 à 10 m par an. Spectaculaire et très connu dans la région, ce glissement est susceptible de barrer la vallée de la Tinée provoquant alors l'inondation en amont de la ville de Saint-Étienne-de-Tinée et éventuellement la destruction des villages avoisinants.



Figure 1.13 : Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France.

b) Glissement Au sud du Mexique

Un glissement a provoqué la disparition de 145 personnes et a enseveli plus de 300 maisons

Le mardi 28-09-2010 dans le sud-est du Mexique. Les habitations touchées ont été recouvertes par la boue et les pierres qui se sont précipités à l'aube sur la localité de Santa Maria Tlahuitoltepec. Un pan de colline s'est effondré, sur une largeur de 200 mètres, a déclaré à la télévision le gouverneur de l'état d'Oaxaca, Ulises Ruiz



Figure 1.14 : glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz

1.12 Les différentes méthodes de calcul d'un glissement de terrain

Un glissement de terrain est caractérisé par un déplacement de masse de terrain plus ou moins brutal sous l'action de la pesanteur et se résume à une étude de stabilité de pentes. Ce déplacement se produit en un lieu, si de nombreux facteurs d'instabilités (facteurs

permanents et variables) peuvent être réunis pour générer des mécanismes de rupture. Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la stabilité des terrains plus ou moins efficaces. Un mouvement de terrains présente différentes phases, différents mécanismes de rupture et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être décrits par le programme de calcul (il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique du site). L'étude d'un glissement est nécessaire, donc de savoir si le problème va dépendre de ce choix, si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps de leur acquisition vont être très importants. Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres: les moyens disponibles et le comportement global de la pente [5].

1.12.1 Coefficient de sécurité

Le coefficient est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis la rupture.

✓ Calcul du coefficient de sécurité

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. L'étude d'un talus comporte une reconnaissance du site, le choix des caractéristiques mécaniques des sols (c et ϕ), un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité (F_S) par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit par différentes façons montrées au tableau ci-dessous :

Tableau 1.3 Différents exemples de définition d'un facteur de sécurité [9]

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_S = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F_S = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F_S = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	par exemple : H / H_{\max}

Ces rapports peuvent avoir l'une des valeurs suivantes :

- $F_s=1$: les terrains sont en équilibre critique;
- $F_s>1$: les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement);
- $F_s<1$: les terrains sont instables (il y a un glissement).

Dans le cas des ouvrages importants où la stabilité doit être assurée à tout prix, la recommandation exige une valeur de facteur de sécurité minimale généralement de 1,4 à 1,5. Le tableau (1.4) donne les différentes valeurs de F_s requises pour certains ouvrages en fonction des risques.

Tableau 1.4 : Facteurs de sécurité F_s recommandés selon les risques liés à l'ouvrage [12].

Facteur de sécurité globale		Risques humains		
		Négligeable	Moyen	Elevé
Risques économiques	Négligeable	1.1	1.2	1.4
	Moyen	1.2	1.3	1.4
	Elevé	1.4	1.4	1.5

1.12.2 Choix de la méthode et du coefficient de sécurité

Le choix de la méthode de confortement et le coefficient de sécurité basé sur plusieurs critères :

- La forme de la surface de glissement;
- La rupture le long d'une surface plane;
- La rupture circulaire;
- La rupture le long d'une surface de forme quelconque.

Pour les ruptures planes, les calculs sont très simples, les formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilités.

En ce qui concerne les ruptures circulaires, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et des F_s que l'on évalue sont donc différents (ex : méthodes de Fellenius ou méthode de Bishop).

La méthode de Fellenius donne généralement des F_s plus faibles que la méthode de Bishop, les écarts peuvent atteindre 10 %.

- Pour les ruptures selon une surface quelconque, c'est la méthode des perturbations qui est la plus performante.

1.12.3 Méthodes de calcul

Selon la forme de la surface de glissement adoptée, plusieurs méthodes de calcul de la stabilité ont été développées par les chercheurs et ceci pour estimer l'état d'équilibre du versant, en se basant sur la valeur du coefficient de sécurité FS. Ce coefficient a pour raison de se tenir éloigné de la rupture, autrement dit, il donne pour le talus une marge de sécurité qui le sépare de la rupture.

1.12.4 Méthodes basées sur l'équilibre limite

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites équilibre limites ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois [4] :

- La surface critique,
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface,
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibres.

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

- Etude l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; CAQUOT ; de BIAREZ...)
- Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices, c'est la « Méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISCHOP...).

1.12.5 Méthode globale

La méthode globale tel que elle est représenté sur la [figure(1.15)] suppose en principe un milieu homogène et isotrope défini par (γ , ϕ , c , et u), quand on est en présence d'une nappe aquifère. Le calcul est effectué en admettent que le massif est en équilibre limite.

Ce dernier est considéré comme un solide indéformable.

L'hypothèse consiste à assimiler la ligne de glissement MA (voir figure 1.15) à un arc de cercle de centre O.

a) Forces qui agissent sur le massif

- Le poids \vec{W} ,
- La résultante \vec{c} des forces de cohésion,
- La résultante \vec{f} des forces de frottement,
- Une pression interstitielle \vec{U} ,
- Les surcharges éventuelles.

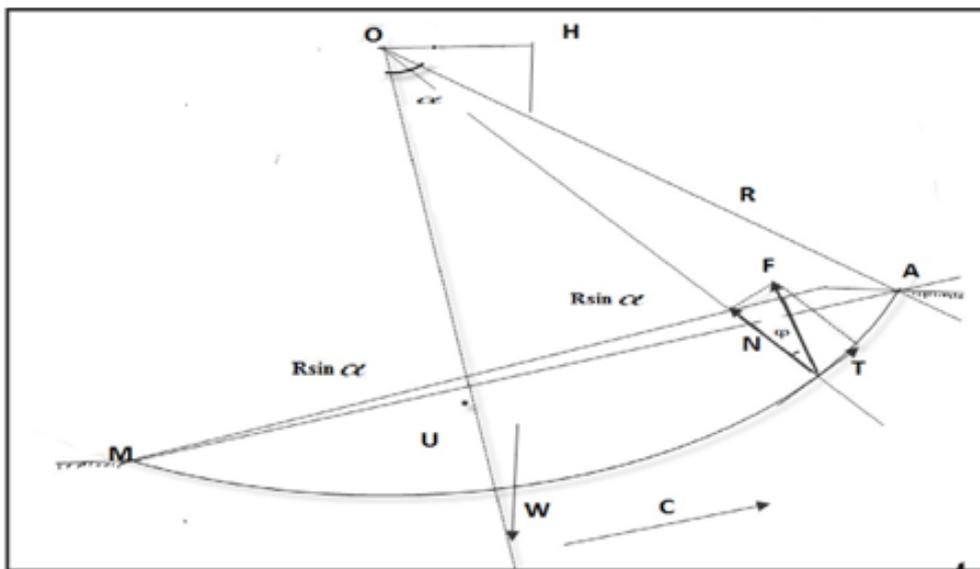


Figure 1.15 Forces en présence d'eau (cas d'un barrage) 'Méthode globale'

-Le poids W :
C'est le poids W du corps appliqué au centre de gravité G

-La résultante \vec{c} des forces de cohésion

La résultante \vec{c} des forces de cohésion agissant sur l'arc MA est parallèle à la corde MA et s'écrit :

$$C = c \cdot CD \text{ soit } C = c \cdot 2 R \sin \alpha \dots\dots\dots (1.1)$$

-La résultante \vec{f} des forces de frottement fait un angle ϕ avec la normale au cercle de glissement. On admet que ϕ est constant. On peut décomposer la contrainte selon la normale et la tangente.

-La pression interstitielle \vec{U}

La pression interstitielle peut être générée par :

- Une simple accumulation de l'eau,
- Une présence de nappe,
- Une application brutale d'une surcharge.

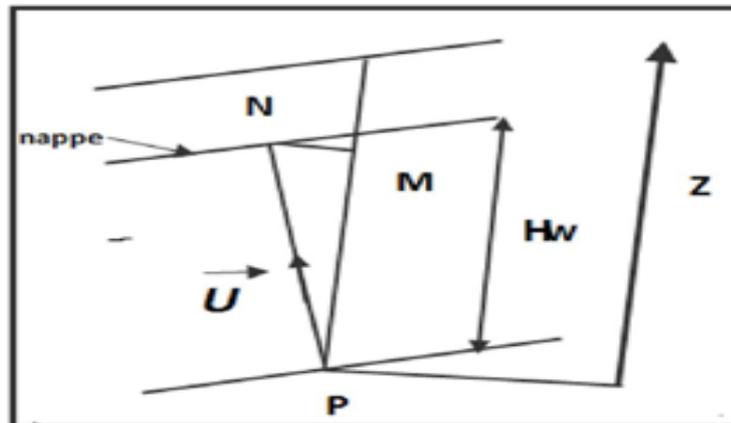


Figure 1.16: Evaluation de la pression interstitielle .

L'intensité de u ne dépend que de la hauteur de charge, d'où :

$$U_p = \gamma_w \cdot (Z_M - Z_P) \dots\dots\dots(1.2)$$

Z_M : charge hydraulique,

Z_P : cote par rapport à un plan de référence,

La figure précédente [figure (1.16)] montre comment évaluer la pression interstitielle.

Les surcharges :

Il peut s'agir d'une route, d'une aire de stockage (p) ou de convois (p). Lorsque les surcharges sont placées en partie haute ou à mi- pente, elles modifient la stabilité du massif et créent en général un moment favorable à la rupture.

Selon la position des surcharges par rapport à l'axe Oz, elles créent un moment moteur ou stabilisateur.

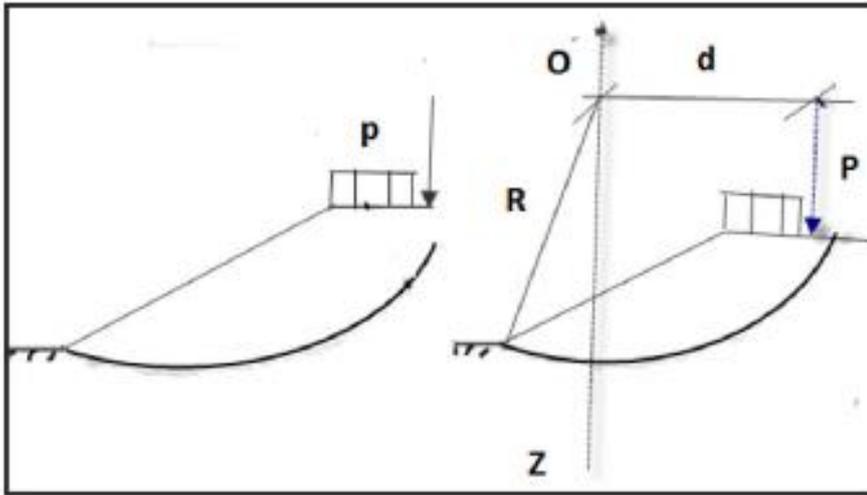


Figure 1.17: Action des surcharges sur un talus.

b) Moments des forces par rapport à O

Le massif étant en équilibre, on écrit que l'ensemble de ces forces a une résultante nulle et un moment nul par rapport à O.

Bras de levier de la résultante $C \rightarrow$ des forces de cohésion

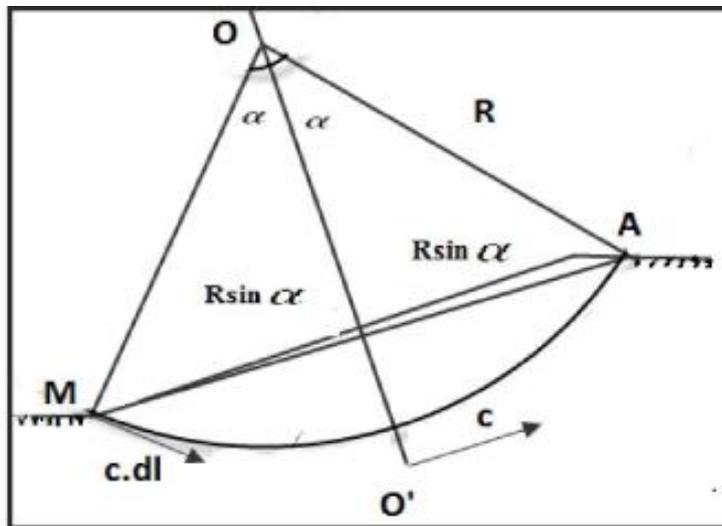


Figure 1.18: Méthode globale : forces de cohésion

Le moment de la force de cohésion C par rapport à O vaut :

$$M/O = C \cdot \overline{OO'} = c \cdot \text{corde } MA \cdot \overline{OO'} = c \cdot 2 \cdot R \sin \alpha \cdot \overline{OO'} \dots\dots\dots(1.3)$$

Il vaut également par définition: $R \cdot \sum cdl = R \cdot c \cdot L = R \cdot cc \cdot 2 \cdot R \cdot \alpha$

Avec L : longueur de l'arc \widehat{MA} , $\widehat{MA} = 2 \cdot R \cdot \alpha$ tel que

(α en radian) D'où :

$$c \cdot 2 \cdot R \cdot \sin \alpha \cdot OO' = R \cdot c \cdot 2 \cdot R \cdot \alpha$$

On déduit :

$$OO' = \frac{R \cdot c \cdot 2 \cdot R \cdot \alpha}{c \cdot 2 \cdot R \cdot \sin \alpha} \dots\dots\dots(1.4)$$

Tableau 1.5 : Les forces agissantes et leurs moments par rapport à O.

Forces agissantes			Bras de levier	Moment
Symbole	Nature	Expression		
W	Poids	W	OH	W.OH
C	Cohésion	$c \cdot 2 \cdot R \cdot \sin \alpha$	$R \frac{\alpha}{\sin \alpha}$	$2 \cdot c' \cdot \alpha R^2$
F	Frottement	$R_N \cdot \text{tg } \varphi$	R	$R_N \cdot \text{tg } \varphi \cdot R$
U	Pression interstitielle	$\gamma_w \cdot (Z_M - Z_P)$	0	0

L'équilibre des forces donne :

$$W + C + F + U = 0 \quad \longrightarrow \quad W + \frac{C' \cdot 2R \sin \alpha}{F} + R_n + R_t + U = 0 \dots\dots(1.5)$$

$$C = \frac{C' \cdot 2R \sin \alpha}{F}$$

$$F = R_t + R_n$$

L'équilibre des moments par rapport au point O à partir du tableau s'écrit donc :

$$W \cdot OH - \frac{2 \cdot c' \cdot \alpha \cdot R \cdot R}{F} - \frac{R_N \text{tg } \varphi \cdot R}{F} = 0 \dots\dots(1.6)$$

On se fixe une valeur de F arbitraire (F=1 par exemple) et on procède aux étapes suivantes :

- Calcul de C (F=F₁ =1) = C₂
- Tracé du polygone des forces N⁰1 (W+C) et on tire la valeur de R_{N1}
- Calcul de F=F₂ à partir de l'équation (2),

Si F₁ est différent de F₂, on poursuit le processus :

- Calcul de C (F=F₂) = C₂
- Tracé du polygone des forces N⁰2 et on tire la valeur de R_{N2}
- Calcul de F = F₃ à partir de l'équation (2)

1.12.6 Méthodes des tranches

1.12.6.1 Méthode détaillée de Bishop

Les composantes : V_n, V_{n+1}, H_n, H_{n+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB et influencent la réaction R_n.

En 1954, Bishop a publié une méthode, appelée *méthode détaillée*, permettant de calculer le coefficient de sécurité F_S en tenant compte de ces sollicitations.

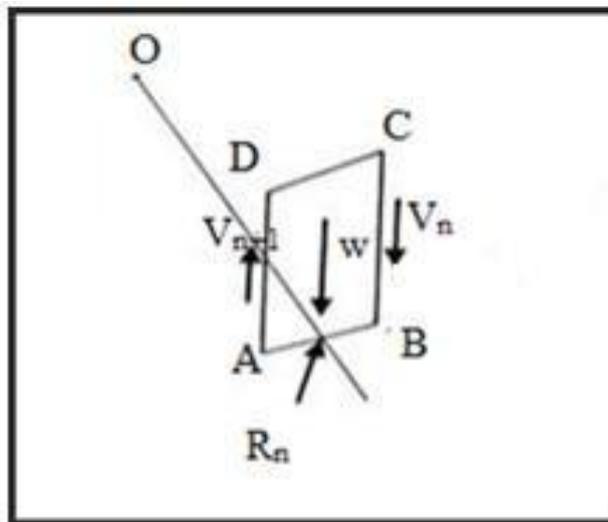


Figure 1.19: Forces agissants sur la tranche n [2].

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_S = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \sum_{i=1}^n \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - U \cdot b] \tan \phi_i' + c_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi_i'}{F_S}} \dots \dots \dots (1.7)$$

Pour déterminer F_s , il faut :

- procéder par itérations successives, puis F_s [figure (1.19)] aux deux membres de l'équation,
- définir $V_n - V_{n+1}$.

Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple, admettre que le long des plans verticaux, les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer $V_n - V_{n+1}$ est alors possible. Toutefois, le calcul est très difficile et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur.

1.12.6.2 Méthode de Bishop simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée, l'équation (1) devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \sum_{i=1}^n \frac{(W - U_i - b) \tan \phi'_i + c'_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi'_i}{F_s}} \dots \dots \dots (1.8)$$

Tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

Le résultat est rapidement convergent. Évidemment, ce type de calcul se prête bien au traitement par ordinateur.

1.12.6.3 Méthode de Fellenius

- On suppose que la ligne de glissement est circulaire, mais on néglige totalement les efforts inter tranches.

- Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques c_i ; ϕ_i et γ_i

- Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement,
- La méthode consiste tous d'abord, à découper le volume de sol intéressé (compris dans l'arc) en un certain nombre de tranches limités par des plans verticaux [voir la figure (1.20)].
- C'est la méthode fondamentale pour l'analyse de stabilité des talus.
- Le découpage des couches se fait de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (points G et H sur la figure) correspond à une limite entre deux tranches.

Nous allons étudier l'équilibre de l'une de ces tranches (ABCD) comme elle est indiquée sur la figure.

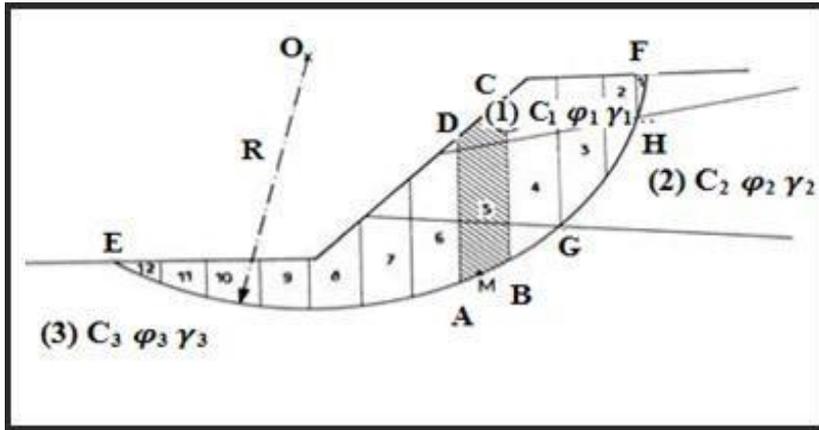


Figure 1.20: Découpage en tranches d'un talus .

Les forces agissant sur cette tranche sont :

- Le poids W ,
- La réaction R_n du milieu sous- jacent sur l'arc AB ,
- La réaction sur les faces verticales AD et BC décomposées en réactions horizontales H_n et H_{n+1} en réactions verticales V_n et V_{n+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 tend à provoquer les glissements,
- ✓ Les moments résistants, comme ceux des réactions supposant globalement au glissement de la tranche : moment de R_n , H_n , H_{n+1} , V_n et V_{n+1} .

Considérons la somme des moments pour tout l'arc EF , on voit que la somme des moments des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche $(n-1)$, le moment des forces $-V_n$ et $-H_n$ s'oppose à celui de V_n et H_n , pour la tranche $(n+1)$, le moment des forces $-V_{n+1}$ et $-H_{n+1}$ s'oppose à celui de V_{n+1} et H_{n+1} .

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force qui agit sur l'arc (AB) est le poids W , à l'exception des forces internes. Dans ce cas : $W = -R_n$

Décomposons le poids W de la tranche n en une force normale N_i à AB , et une force T_i tangentielle à AB

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_i .

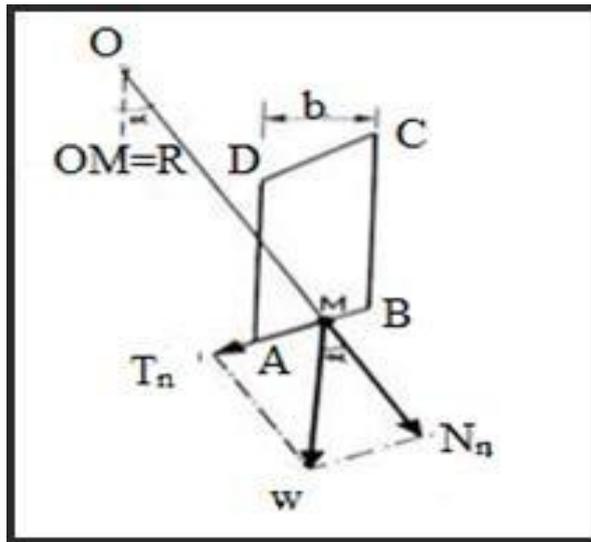


Figure 1.21: Les composantes du poids

W. D’après la loi de Coulomb, celle-ci s’écrit : $(R_i)_t = c_i \cdot AB + N_i \cdot \text{tg}\varphi_i$

La somme des moments pour toutes les tranches est : $\sum_1^n R \cdot (c_i \cdot AB + N_i \cdot \text{tg}\varphi_i)$

Avec n : nombre total des tranches,

c_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l’arc AB. D’autre part, le moment moteur est dû à T_i et est égal à $T_i \times R$, d’où :

$$N_i = W_i \cos \alpha_i ; T_i = W_i \sin \alpha_i$$

Remarques :

1. Si le sol est homogène, $c = \text{Cte}$ et $\varphi = \text{Cte}$, donc, la formule (3) devient (4) :

$$F_s = \frac{C \cdot AB + \text{tg}\varphi \sum N_i}{\sum T_i} \dots\dots\dots(1.9)$$

2. Lorsque les cercles sont profonds, c’est-à-dire, lorsque la ligne de rupture dépasse l’aplomb du centre du cercle vers le coté aval [figure(1.22)], le massif de sol situé coté aval a un effet stabilisateur. En effet, les composantes tangentielles T du poids W de la tranche sont orientées en sens inverse des moments moteurs. Dans les formules (3) et (4), T devra être compté algébriquement de façon positive pour les tranches qui sont actives et négative pour les tranches passives

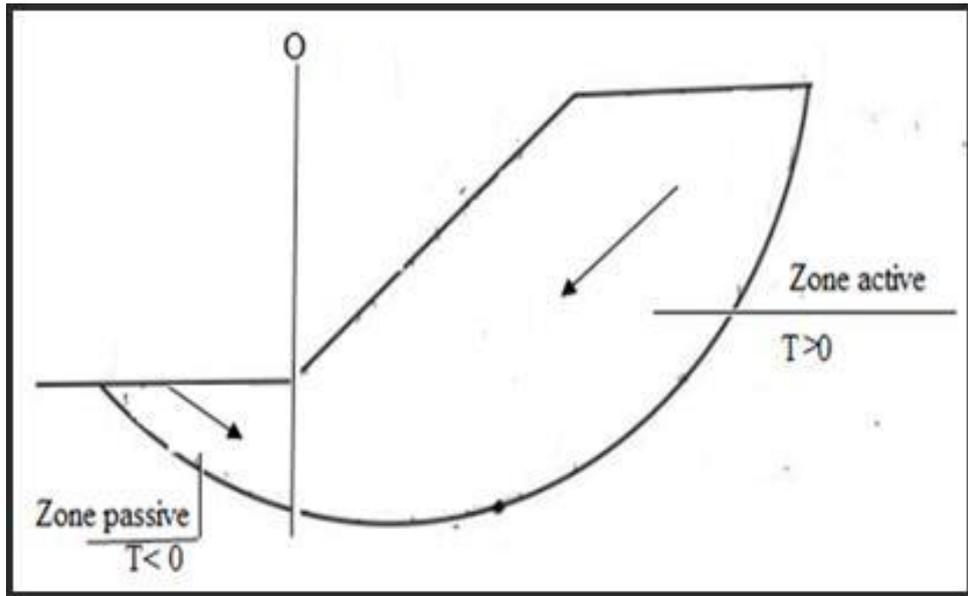


Figure 1.22: Cercle profond .

3. Affectons les caractéristiques mécaniques c_i et $\tan\varphi_i$ de chaque couche du coefficient de sécurité minimal recherché

$$F_{sa} ; C_i^* = \frac{c_i}{F_{sa}} \tan\varphi_i^* = \frac{\tan\varphi_i}{F_{sa}} \dots\dots\dots (1.10)$$

La condition de stabilité du talus pour tous les cercles de rupture possible, déduite de la formule (3), devient alors :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i^* \cdot AB + N_i \cdot \tan\varphi_i^*)}{\sum_{i=1}^n T_i} \dots\dots\dots (1.11)$$

Autrement dit, le coefficient de sécurité peut être appliqué directement sur les caractéristiques mécaniques.

3. Avec les notations définies sur la [figure (1.22)], la formule (3) peut s'écrire :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \frac{b}{\cos\alpha_i} + W \cdot \cos\alpha_i \cdot \tan\varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W \sin\alpha_i} \dots\dots\dots (1.12)$$

Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de F_S sont donc :

- b : la largeur des tranches;
- α : L'angle vertical orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- La hauteur de tranche pour le calcul du poids W.

Cette dernière formule est très pratique pour l'élaboration de programmes de calcul.

1.12.6.4 Méthode Simplifiée de Janbu et Al. (1956)

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes:

- Elle suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire),
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments. Il obtient la formule du coefficient de sécurité suivante :

$$F_s = \frac{\sum(c' L + (N - UL) \tan \phi') / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha_i} \dots\dots\dots(1.13)$$

Le coefficient de sécurité obtenu est par la suite corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol

Le coefficient de sécurité est alors égal à : $F's = f_0 \cdot F_s$

1.12.6.5 Méthode Des Perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et Al (1974) et développée par Faure (1985). Cette technique permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire. Le massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque est alors en équilibre sous l'effet de son poids propre et de la réaction du sol sous-jacent.

Dans cette méthode, on fait l'hypothèse que la contrainte normale σ sur la surface de rupture est donnée par une « perturbation » de la contrainte de Fellenius σ_f . La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme étant le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème, qui sont le coefficient de sécurité F et les deux autres paramètres qui modifient la contrainte approchée (λ et u). Par ailleurs, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions ou pour le développement de méthodes en déplacements.

1.12.6.6 Les Méthodes de confortement des mouvements de terrains

Dans cette partie, on présentera les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement pour un glissement de terrain. Ils dépendent du type d'instabilité, de la cinétique des phénomènes, des facteurs qui interviennent dans le déclenchement du mouvement et de son évolution dans le temps.

Les techniques d'intervention disponibles se regroupent en trois grandes familles :

- Les terrassements,
- Les drainages,
- Les renforcements.

1.13 Les terrassements

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

- Butée de pied simple,
- Les actions sur la géométrie de la pente : Purge et reprofilage,
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

❖ Butée de pied simple

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette ou butée, agit par contre-balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit assurer la stabilité au renversement, au glissement de l'ouvrage et la stabilité globale du site. La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications.

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de glissement en amont,
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements, par exemple à l'aval.

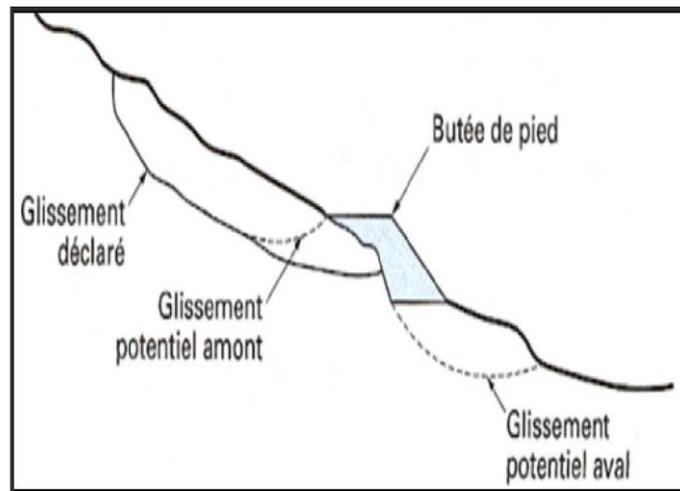


Figure 1.23 Calcul de stabilité d'une butée de pied

❖ Allègement en tête

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

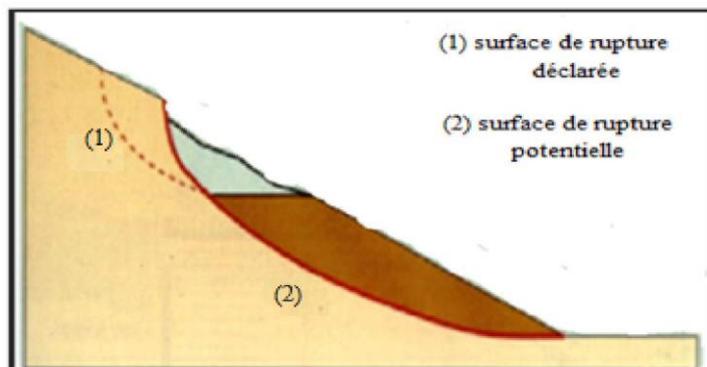


Figure 1.24 Allègement en tête

❖ Reprofilage

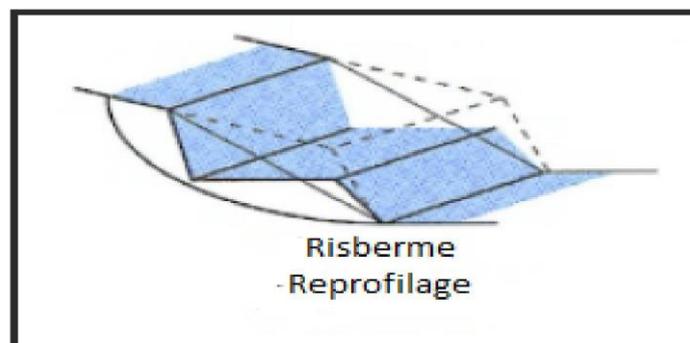


Figure 1.25 Reprofilage.

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par réétalonnage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement, de pratique courante, est particulièrement bien adapté aux talus de déblais. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

❖ Purge

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

❖ Substitution totale ou partielle

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

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

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de confortis discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

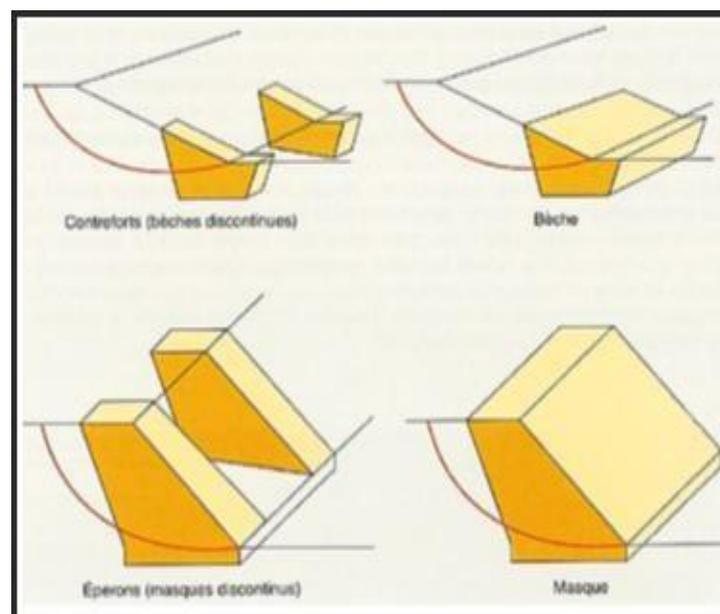


Figure 1.26 Substitution partielle.

1.14 Dispositifs de drainage de surface

- Drains subhorizontaux,
- Tranchées drainantes,
- Les géotextiles.

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

- Eviter l'alimentation en eau du site,
- Expulser l'eau dans le massif du sol instable afin de réduire les pressions interstitielles.

✓ Drains subhorizontaux

Des forages légèrement inclinés vers l'aval, équipés d'un drain collectent l'eau dans le massif et l'évacuent par gravité vers l'exutoire aménagé. L'objectif est d'abaisser le niveau piézométrique pour diminuer, ou annuler les pressions interstitielles. Le forage subhorizontal, d'un diamètre de l'ordre de 80 à 150 mm, est équipé d'un tube permettant la collecte des eaux en évitant l'entraînement des particules solides du sol.

La filtration se fait par un crépinage spécifique sur le tube. Soit par un filtre géosynthétique entourant le tube, la pente de forage est légère (2 à 5%) vers l'aval. Ces tubes sont généralement en PVC, parfois en acier lorsque des grandes déformations sont susceptibles de se produire.

✓ Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau. Le choix de l'implantation dans le sens de la plus grande pente ou en parallèle aux lignes de niveau, dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité de la tranchée. L'effet stabilisateur, dans le cas des tranchées drainantes entraîne la diminution des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. La profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre.



Figure 1.27: Coupe type d'une tranchée drainante

✓ Les Géotextiles

L'utilisation des géotextiles dans le développement des remblais a été utilisée plus tardivement, cependant l'aspect de cette dernière donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextiles s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés des sols meubles. Les géotextiles sont définis comme des produits textiles à base de fibres polymères se présentant sous forme de nappes perméables, souples, résistantes et filtrantes. Ils sont utilisés au contact du sol ou d'autres géo- matériaux dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.

Les géotextiles sont largement étendus à tous types d'ouvrages de génie civil, car c'est facile à mettre en œuvre et assez peu coûteux.



Figure 1.28 Construction par couches

Vue de l'ouvrage achevé

• Introduire les éléments résistants

- Ouvrage de soutènements,
- Tirants d'ancrage,
- Clous et micro-pieux.

1.15 Murs de soutènements

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, puisqu'ils ne permettent pas le déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. Pour les ouvrages souples, il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

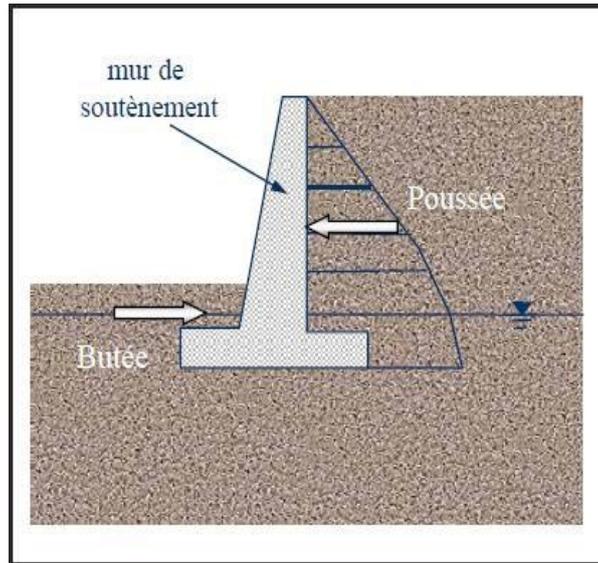


Figure 1.29 Mur de soutènement .

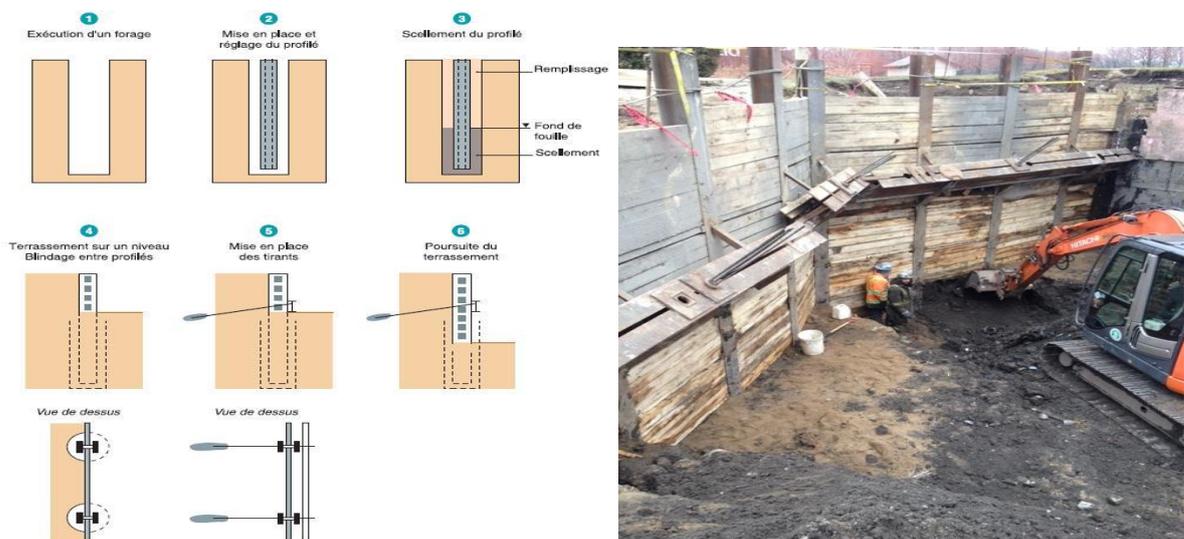
1.16 Paroi berlinoise :

Lors de la réalisation de travaux de terrassement, notamment en milieu urbain, il peut être impossible ou risqué — par manque de recul ou proximité des avoisinants — de réaliser les fouilles en talutant. Aussi peut-on alors réaliser un soutènement provisoire ou définitif, au moyen de parois mises en œuvre avant le terrassement. Il s'agit de deux méthodes, la paroi berlinoise et la paroi parisienne, avec tous les ajustements et mélanges entre les deux méthodes possibles.

L'appellation "paroi berlinoise" vient du fait que ce type d'ouvrage de soutènement fut très répandue à Berlin

Elle est constituée de **profilés métalliques** et de **blindages** Elle se présente de la façon suivante :

- descente de profilés métalliques en I ou en H, foncés ou battus, en périphérie de la zone à terrasser ;
- terrassement par passes ;
- mise en place à l'avancement entre les fers d'éléments de renfort, bastaings ou panneaux béton préfabriqués, destinés à retenir les terres derrière la berlinoise. [13]



Figuer 1.30 Principe de mise en œuvre des parois berlinoises - Paroi berlinoise

1.17 Paroi parisienne :

le procédé et la destination sont similaires. Les différences résident d'abord dans le mode d'exécution des éléments verticaux rigidifiant l'ensemble qui, plutôt que des profils métalliques descendus mécaniques, sont réalisés au moyen de pieux forés ou tubés, puis dans le mode de blindage, réalisé par paroi projetée. [13]



Figuer 1.31 Paroi parisienne.

1.18 Paroi de pieux sécants :

Le pieu sécant est, comme le pieu foré tubé, réalisé à l'aide d'une vis sans fin. La vis est équipée dans le bas d'une tête à bétonner spéciale et pourvue sur toute la hauteur d'un fourreau. Afin de réaliser le chevauchement typique des pieux sécants, on monte une couronne de coupe spéciale sur le fourreau.

Une double table de forage amène progressivement le tube de forage externe et la vis interne à la profondeur désirée.

Lors de la réalisation de pieux sécants, les terres sont intégralement transportées vers le haut à travers le tube d'alimentation et éjectées à travers une ouverture dans la partie supérieure du tube de forage. Le fourreau autour de la vis est indispensable pour éviter toute décompression du sol et toute décompression latérale pendant le forage et le bétonnage.

Le bétonnage se déroule, sous pression enregistrée, à travers l'axe creux de la vis. L'ensemble de forage est remonté lentement pendant le bétonnage.

La paroi de pieux sécants se compose de pieux primaires et secondaires. Après l'exécution des pieux primaires, la couronne de coupe spéciale assure une surcoupe qualitative pour la réalisation des pieux secondaires. La distance axe à axe entre les pieux peut être choisie, mais est généralement de 50mm. Après le bétonnage, les pieux secondaires sont pourvus d'une cage d'armature ou d'un profilé en acier sur la longueur nécessaire.

Les pieux peuvent être apposés le long des bâtiments attenants (à quelques cm), dans l'ébrasement

du mur mitoyen.

a. Avantages

- Retient la terre et est étanche
- Absence de vibrations et de chocs
- Pose dans l'ébrasement des façades possible
- Sert aussi de coffrage perdu
- Peut avoir une fonction portante[13]



Figurer 1.32 Paroi de pieux sécants

1.19 Les murs en gabions

Les murs gabions sont utilisés comme des soutènements, ils servent grâce à leurs capacités drainantes à stabiliser des pentes éboulées. Ils sont relativement faciles à mettre en œuvre. Les gabions peuvent être constitués par tissage de fils métalliques (mailles hexagonales double torsion) ou par soudage de fils avec des mailles carrées ou rectangulaires.



Figure 1.33 Mur en gabions.

1.20 Tirants d'ancrages

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

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- La détermination de la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité.
- La justification du choix des caractéristiques des tirants.



Figure 1.34 Schéma de confortation par tirants d'ancrages.

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour se faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques classes dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants [13].

1.21 Clous et micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du 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. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage

se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite P_{qs} où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais préssiométrique; là encore, on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

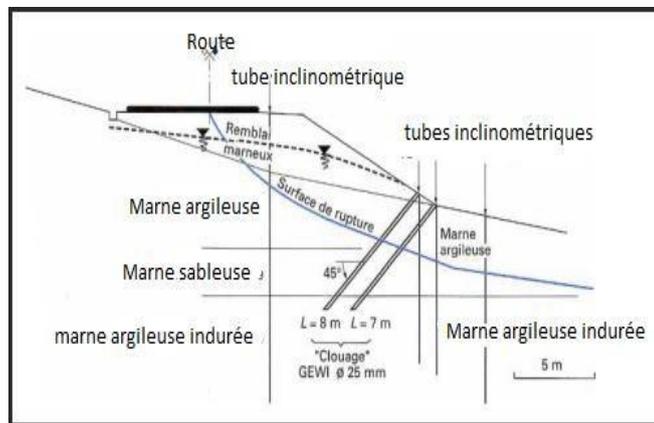


Figure 1.35 Exemple de clouage d'un glissement

1.22 Conclusion

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

Ces phénomènes d'instabilité de terrains se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol, lequel est soumis soit à des variations naturelles telles: le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol,...etc. où anthropiques comme le déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux...etc. Pour cela, on a présenté les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses. Toutes ces méthodes nous amènent au calcul du coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour l'évaluation de stabilité des pentes.

Les techniques de confortement des glissements de terrains sont très nombreuses. Elles doivent être adoptées aux conditions du site, et les différences engendrées par le glissement. L'application des techniques de confortement se fait suivant la cause et le type de glissement, les contraintes du site, le risque et la faisabilité de la solution. Le confortement peut se faire soit par une action géométrique, l'action sur les conditions hydrauliques et l'action sur les caractéristiques du sol...etc.

2.1 Introduction

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un terrain en pente a de causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

La présente partie, traite la vulnérabilité d'un site sujet à des problèmes complexes d'instabilité mécanique, qui se trouve dans la nouvelle ville de SIDI ABDELLAH dans la ville de ZERALDA.

- Dans ce cas il est important de présenter et d'analyser les différentes données (Niveau piézométrique, hydrologique, climatologique, etc.) de notre sujet d'étude, pour connaître les causes de ce glissement.

2.2 GEOLOGIE REGIONALE :

Le site d'étude est situé au Sud de la ville de ZERALDA, dans la nouvelle ville de SIDI ABDELLAH ; site des 1600 Logements (AADL) de type Location-vente (LLY), , Site 01,

La nouvelle ville de SIDI ABDELLAH fait partie du Sahel d'Alger, un anticlinal mis en place lors de déformation post-astienne. Il s'agit d'un bourrelet côtier formé essentiellement par des dépôts néogènes datant du Pliocène et du Quaternaire.

Sur le plan lithostratigraphique, le secteur étudié est représenté essentiellement par des terrains attribués au Plio-Quaternaire. Ceux-ci constituent les principaux affleurements du Sahel. En bref, et en se basant sur la carte géologique de Koléa à 1/50 000, (Fig.2.1), les formations qui affleurent au niveau de la région étudiée sont représentés par :



Figure 2.1 Site d'étude via Google Earth

1. Le Sahélien (Miocène) :

Le Sahélien (m4) se manifeste à l'Est de la ville de Koléa , où il est constitué par une assise argilo-marneuse de teinte grise bleuâtre formant le substratum du Pliocène. L'aspect des collines mamelonnées et dénudées est caractéristique de ce terrain.

2. Le Pliocène :

Le Pliocène repose sur les argiles et marnes du Sahélien. Il est représenté par :

- Des grès calcaires et des mollasses calcaires affleurant aux alentours de la localité de Chaïba(pa et ph).
- Marnes jaunes de Maison carrée (p), ce sont des marnes argileuses jaunâtres bien visibles au Sud du secteur d'étude.
- Des grès et sables rouges du plateau de Koléa affleurant dans Je secteur étudié. Ces formations ont une origine éolienne (pl).
- Un dépôt caillouteux du plateau d'Ouled Fayet, formé par des alluvions anciennes constituées de graviers, de grès et d'argiles rouges (p1). Ces terrains affleurent dans Je versant sud du Sahel
- Des grès et sables du plateau de Fouka(p2) visibles sur l'axe Bousmaïl - Fouka. Ces formations ont une origine dunaire, et la décomposition des grès donne des terrains sablonneux rouges.

3. Le Quaternaire :Il est constitué dans la région étudiée en partant des niveaux les plus bas, par :

- Des grès et sables de Castiglione (Bousmaïl). (qd..).
- Des grès et sables de Zeralda. (qd.).
- Des alluvions anciennes. (q1 .
- Des dunes actuelles.(Ad).
- Des alluvions récentes (a2).
- Des alluvions récentes des plages. (A).

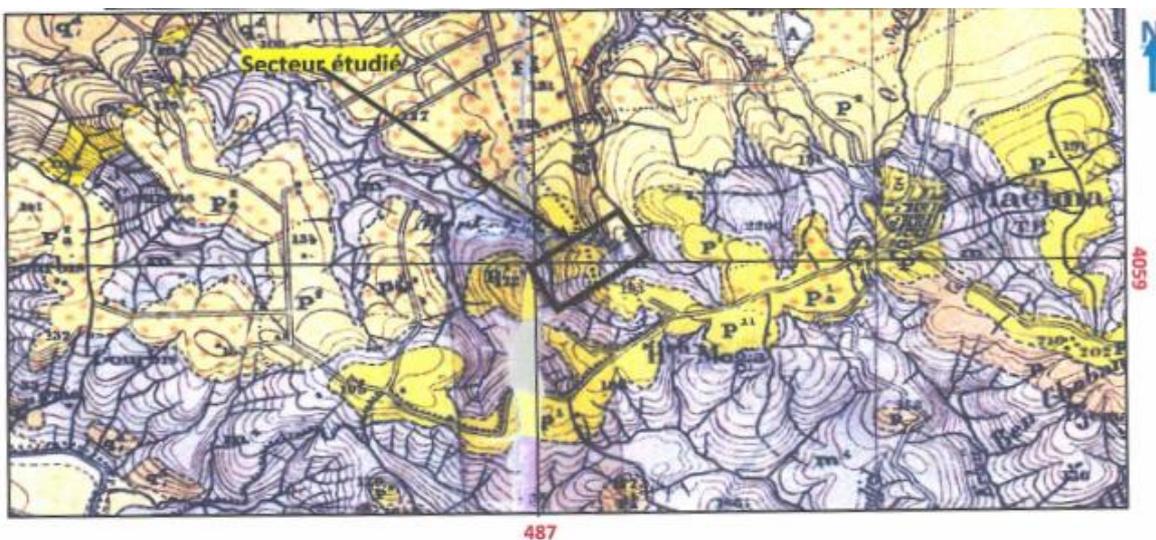


Figure 2.2 Carte géologique de la région étudiée

Légende

P2	Grés et sable du plateau de Fouka
P1	Grés et sable du plateau de Kolea
M4	Argiles sahéliennes

2.3 CLIMATOLOGIE DE LA REGION :

La zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen subhumide, caractérisé par un été chaud et sec et un hiver humide.

Ce contraste de températures favorise la création de fissures de retrait, en été, dans les terrains argilo- marneux, ce qui favorise l'infiltration des eaux dans la masse du sol pendant la période hivernale.

Cette zone présente les caractères de la pluviométrie méditerranéenne avec un total non négligeable bien que mal répartie dans l'année. Les pluies sont violentes provoquant des inondations et sont dévastatrices .La pluviométrie annuelle ne dépasse guère 672 mm, les pluies se répartissent en 114.2jours.

, la moyenne de précipitation pour une journée est de 8.88 mm.

La température annuelle sur toute la plaine varient entre 16.5 et 18.6 °C•

- En hiver une température moyenne = 6.45°C
- En été une température moyenne > 23°C

2.4 RESEAU HYDROGRAPHIQUE:

Le réseau hydrographique du site de Sidi Abdellah est devisé en deux par rapport à la route nationale n°63. Les différents oueds sont :

- Oueds Sidi Bennour et Errabai dans la partie sud.
- Oueds El Aggar , Beni Messous et Sidi Harrache dans la partie nord.

Les oueds de la partie nord coulent vers la mer Méditerranée. (voir figure 2.3)

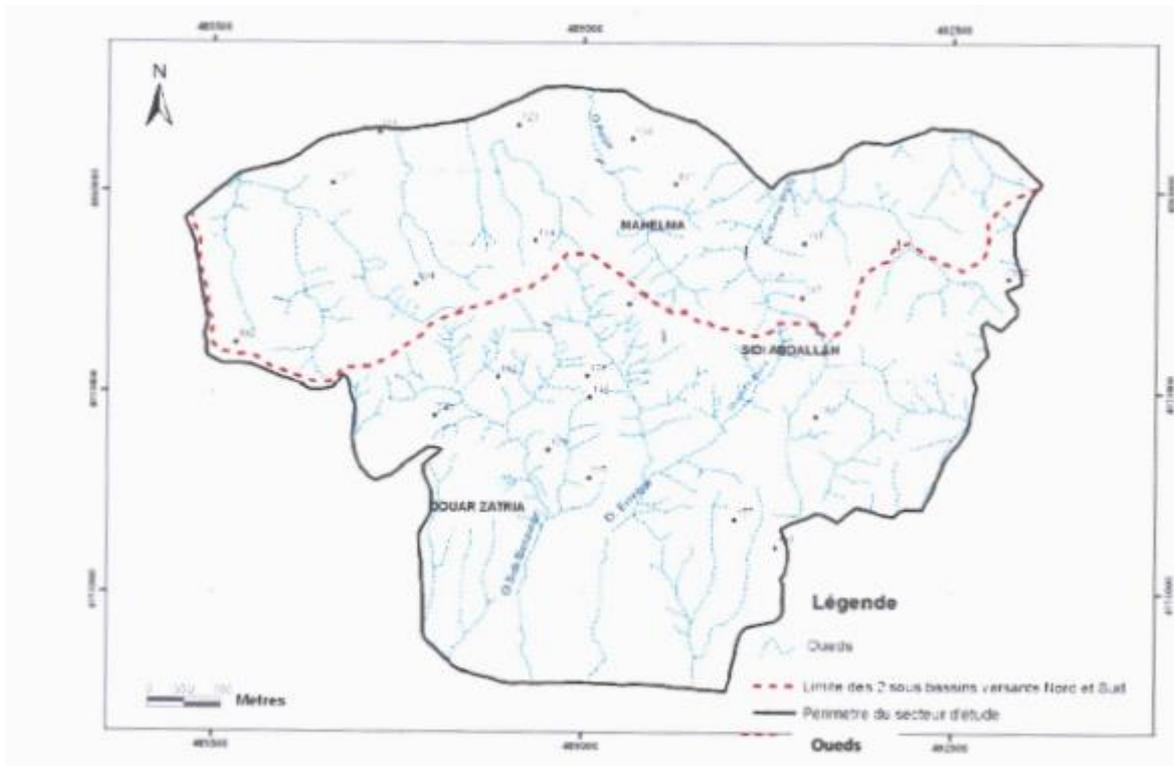


Figure 2.3 Réseau hydrographique de la région de SIDI ABDELLAH

2.5 RESEAU HYDROGEOLOGIQUE

Dans le Sahel, les niveaux aquifères s'établissent nettement au-dessus de l'assise argileuse sahélienne.

Pour surveiller la fluctuation de celui-ci, nous avons (04) piézomètres sont mis en place quatre.



Figure 2.4 Les levées piézométriques au niveau du SITE02 -1600 Logements -Sidi Abdellah

➤ Niveau piézométrique

Le piézomètre est formé par de simples tubes en PVC, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde électrique.

Ils sont aussi utilisés afin de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'en analyser les composants.

Le principe est de réaliser un sondage carotté à une profondeur donnée, puis enfoncer le tube en PVC (munie par des trous dans son extrémité inférieure) à la même profondeur.

Les parois de contact entre le tube et le sol foré sont colmatées par un matériau drainant (sable). En surface le tube est fermé par un bouchant afin de le préserver.

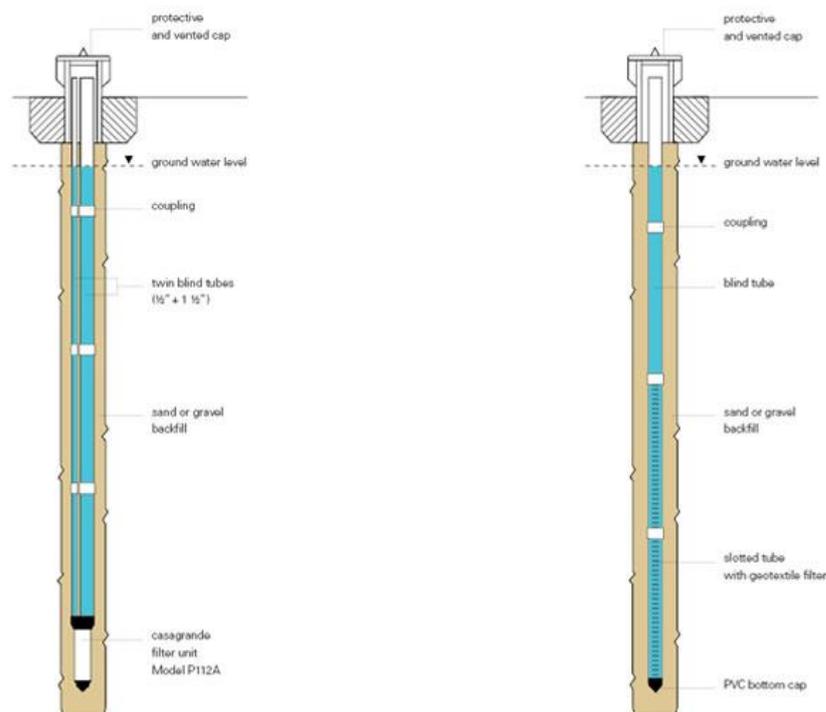


Figure 2.5 Schéma d'installation du tube piézométrique

Tableau 2.1 : Niveau de l'eau

PROFIL N°	Désignation des sondages	Date	Niveau d'eau (m)
Profil 01	SC01	01/07/2021	5.80
		08/07/2021	6.00
	SC02	01/07/2021	5.40
		08/07/2021	5.50
Profil 02	SC03	01/07/2021	2.00
		08/07/2021	4.90
	SC04	01/07/2021	2.80
		08/07/2021	3.00

2.6 Conclusion

Le diagnostic préliminaire établi sur la base de la visite de site et des informations disponibles sur la région montre que ce glissement est probablement causé par la présence d'eau en ruissèlement sans présence de dispositifs adaptés, combinée avec la morphologie et les caractéristiques des formations de sol de faible portance, notre glissement est la conséquence d'une combinaison de cause.

La reconnaissance géotechnique engagée sur terrain permettra d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans l'objectif de confirmer avec précision les causes réelles de ce glissement et d'entreprendre l'étude des solutions convenables.

3.1 Introduction

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. Elles permettent aussi d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistre. Il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique : essais in-situ et essais en laboratoire.

Afin de caractériser les différentes formations et comprendre le comportement géotechnique des sols instables dans le site étudié ; SIDI ABDELLAH ; et donc pour mieux cerner le problème et aboutir aux solutions adéquates, une reconnaissance géotechnique de ces formations impliquées par le glissement, s'avère nécessaire. Pour cela, un programme d'investigation a été réalisé. Ce programme a fait l'objet des essais suivants :

- Essais in-situ (sondages carottés, le pénétromètre statique).
- Essais de laboratoire (plasticité, Cisaillement rectiligne de type CD et UU, granulométrie...).

3.2 Essai in-situ :

La reconnaissance in situ intervient comme un moyen indispensable permettant de fournir les renseignements sur la nature des différentes couches et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques. Il existe plusieurs essais de reconnaissance in situ :

- Les sondages carottés
- Essais pénétrométriques

3.2.1 Les Sondages carottés (SC) :

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

Ces forages servent aux prélèvements d'échantillons intacts et remaniés à travers les couches traversées du terrain, ces derniers serviront par la suite à la détermination en laboratoire des caractéristiques physico – mécaniques et chimiques.

Afin de relever la lithologie de l'assiette du projet en question, trois profils ont choisis en fonction de la pente du terrain naturel, pour chaque profil, deux sondages carottés ont été réalisés : un sondage de 30 ml dans la partie amont du profil et un sondage de 20 ml dans sa partie avale.

Les sondages carottés ont mis en évidence la lithologie suivante :



Figure 3.1 Photos montrant les essais de sondage carotté

PROFIL 01:

Sondage SC01 :

De 0.00 à 0.40 :Terre végétale

De 0.40 à 3.00 : Argile limoneuse graveleuse caillouteuse marron

De 3.00 à 14.00 : Argile marneuse bariolée a encroutements calcaires

De 14.00 à 18.00 : Argile marneuse à passage de marne micacée et a encroutements calcaires

De 18.00 à 30.00 :Marne compacte grisâtre





SC01/ caisse 05 Prof:26.00m-306.00m

Figure 3.2 Sondage carotté 01

Sondage SC02 :

De 0.00 à 0.40 :Terre végétale

De 0.40 à 1.00 : Argile limoneuse brunâtre peu graveleuse a petite concrétions calcaires

De 1.00 à 6.00 : Argile marneuse bariolée a encroutements calcaires

De 6.00 à 15.00: Argile marneuse a encroutements calcaires plastique bariolée

De 15.00 à 20.00: Marne compacte grisâtre a passage de marne micacée



SC02 / caisse 01 Prof : 00.00m-06.00m

SC02 / caisse 02 Prof : 06.00m-12.00m



SC02 / caisse 03 Prof : 12.00m-18.00m

SC02 / caisse 04 Prof : 18.00m-20.00m

Figure 3.3 Sondage carotté 02

PROFIL 02 :

Sondage SC03 :

De 0.00 à 0.50 : Terre végétale

De 0.50 à 2.00 : Argile limoneuse graveleuse marron a encroutements calcaires

De 2.00 à 12.00 : Argile marneuse bariolée a encroutements calcaires

De 12.00 à 18.00 : Marne compacte jaune grisâtre

De 18.00 à 30.00 : Marne compacte grisâtre

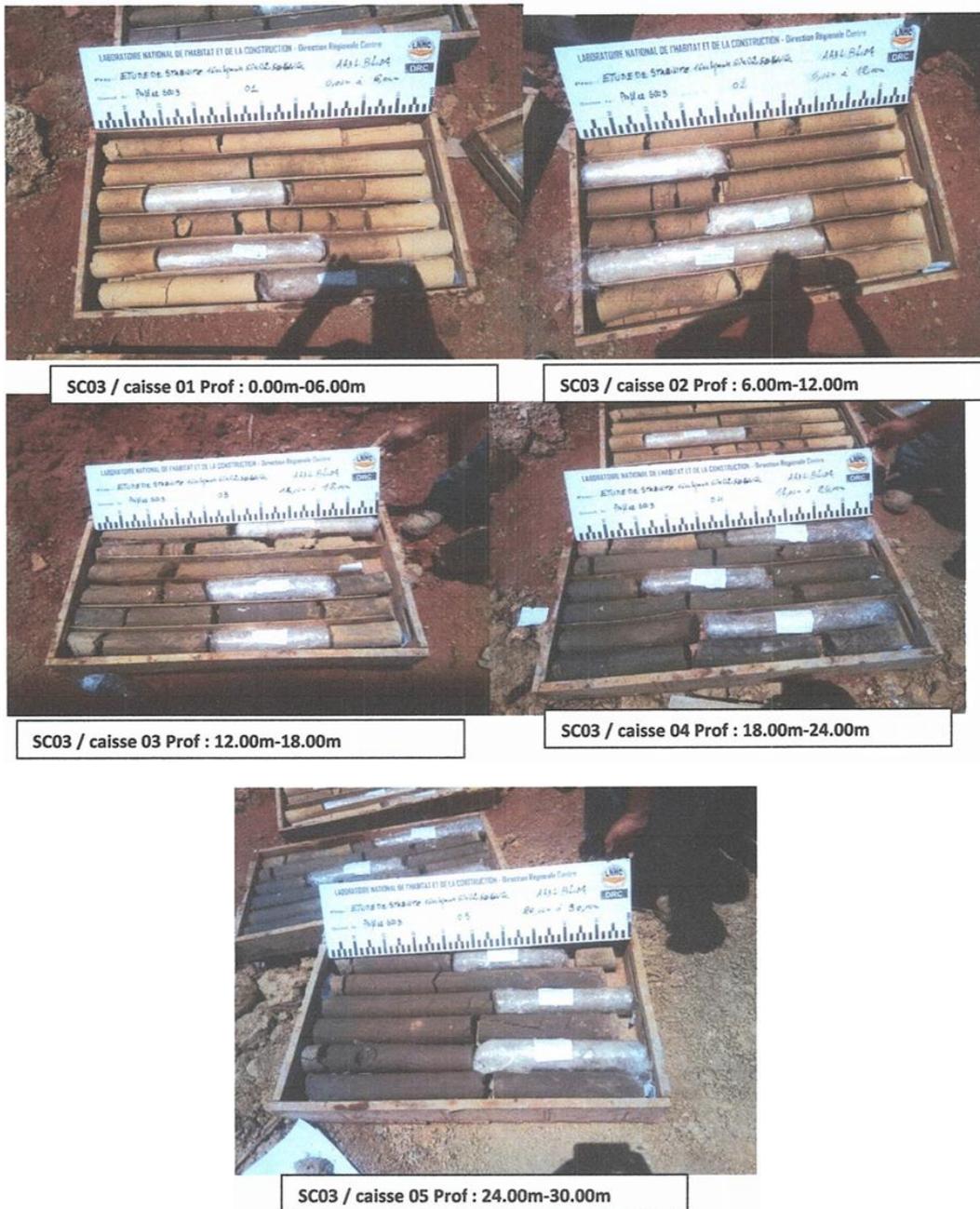


Figure 3.4 Sondage carotté 03

Sondage SC04:

De 0.00 à 0.40 :Terre végétale

De 0.40 à 2.00 :Argile limoneuse brunâtre peu graveleuse a petite concrétions calcaires

De 2.00 à 8.00 :Argile marneuse pastique bariolée a encroutements calcaires

De 8.00 à 12.00: Argile marneuse bariolée a passage de marne micacée

De 12.00 à 20.00: Marne compacte grisâtre a passage de marne micacée

- **Commentaire:** On peut-on tirer des résultats des sondages carottés que la nature principale du sol est une variabilité de différents types d'argiles et marnes.

3.2.2 PENETROMMETRE STATIQUE :

• Définition et but de l'essai :

Le pénétromètre est en quelque sorte un pieu en modèle réduit (c'est-à-dire pieu de petit diamètre).

L'essai de pénétration statique est un essai de poinçonnement du sol en place .il permet la détermination proton des couches du terrain traversés.

• Principe de l'essai :

Le principe de l'essai de pénétration statique est d'enfoncer dans le sol une pénétration au solidaire d'une tige, entourée d'un tube est de mesure, l'effort nécessaire a la pénétration , lorsqu'un enfonce le tube celui-ci entraine également la pointe et un mesure la force totale égale a l'effort de pointe augmenté du frottement latérale ,égale à l'effort de pointe augmenté du frottement latérale ,lorsqu'un enfonce la pointe seule par l'intermédiaire de la tige intérieure ,on 'en déduit la résistance à la pointe.

• Caractéristiques mesurées :

De cet essai, deux principales caractéristiques sont déduites :

- La résistance en pointe
- L'effet de frottement latéral

La résistance en pointe R_p représentent la résistance unitaire limite du sol sous la pointe est donnée en fonction de l'effort de pointe mesuré F_p (il est lié a la conception de l'appareil).

Les mesures s'effectuent en trois étapes :

- Enfoncer la pointe seule sur 5 cm, à l'aide d'une tige interne, pour mesurer l'effort en pointe (F_p) ;
- Enfoncer le manchon sur 5 cm, pour mesurer les frottements latéraux (F_s) ;
- Enfoncer l'ensemble sur 15 cm, pour mesurer l'effort total (F_t).

À partir de ces paramètres on peut apprécier les épaisseurs des différentes couches et éventuellement leurs natures si ces essais sont étalonnés avec quelques sondages carottés. Ils permettent aussi la détermination rapide du niveau résistant, convenant à un type de fondation en relation avec la force portante des couches des terrains traversés. L'essai permet enfin, l'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un sol.



Figure 3.5 Essai de pénétration statique

Il existe deux types d'essai de pénétration statique :

- Essai réalisé avec une pointe électrique CPTU : c'est le pénétromètre à piézocône électrique. Il mesure la résistance de la pointe, la pression interstitielle dynamique et le frottement du manchon en continu pendant la pénétration.
- Essai réalisé avec une pointe mécanique CPT : Permet l'enregistrement des paramètres habituels (la résistance à la pointe et le frottement latéral)

Dans notre cas, nous avons réalisé essais CPTU. La pression interstitielle mesurée a été introduite dans les calculs de stabilité.



Figure 3.6 Pénétromètre statique au niveau du site d'étude

• **Présentation des résultats (pénéetrogrammes) :**

Les résultats de l'essai sont présentés sous forme de diagrammes en coordonnées rectangulaire avec :

- En ordonnés croissantes vers le bas, les profondeurs atteintes par la pointe
- En abscisses croissantes de gauche a droite les résistances mesurées au diverses profondeurs.

Un pénéetrogrammes se compose généralement de courbes suivantes :

- Les résistances à la pointe spécifique (traits pleins)
- Les résistances de frottement local (traits pointillées)

En corrélant avec les sondages carottés, les essais effectués ont mis en évidence la succession des couches suivantes : (Voir tableau 3.1)

Tableau 3.1 résultat d'essais de couche

Lithologie	Résistance en pointe (MPa)	Frottement latéral (MPa)
Argile limoneuse à encroustement calcaire	0.28- 1.70	0.001 -0.05
Argile marneuse	1.70-3.00	0.05-0.07
Marne compacte grisâtre	3.00 -3.50	0.07 -0.10

Le refus a été enregistré entre 2.32 m et 15.76 m de profondeur.

La pression interstitielle a été apparue pour chaque essai comme suit: (Voir tableau 3.2)

Tableau 3.2 résultat de pression interstitielle

Essais	Niveau d'apparition de la pression interstitielle	Valeur de la pression interstitielle (KPa)
CPT 1	0.72m	0.18
CPT2	0.60m	2.06

3.3 ESSAIS DE LABORATOIRE

Des échantillons intacts de la formation **marneuse** ont été soumis à des essais physico-mécaniques et chimiques, les résultats sont consignés dans des tableaux récapitulatifs en annexe

3.3.1 GRANULOMETRIE :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer la distribution et la répartition des grains constitutifs d'un sol par classes de taille suivant leur dimension.

Elle s'effectue par :

-Tamisage : (norme NF P 94-056) pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 μ m.

-Sédimentométrie (norme NF P 94-057) pour les grains les plus fins.

Les résultats sont exprimés sous forme d'une courbe appelée courbe granulométrique, qui donne le pourcentage cumulé d'éléments de dimension inférieure à chaque diamètre.

Les échantillons étudiés présentent une fraction de diamètre inférieur à **80 μ** élevée, le pourcentage est de l'ordre de **98 à 100%**, ce qui dénote **un sol fin**,

3.3.2 PARAMETRES NATURELS :

Les échantillons présentent des densités faibles à moyenne. Celles-ci sont associées à une teneur en eau moyennes à élevées. La valeur du degré de saturation (sr varie entre 94 à 100 %) relate que le sol est dans un état détrempe à saturé, selon la classification de Terzaghi.

D'après la classification de "Casagrande" basée sur le couple (IP-WL), il ressort que le sol en place s'intègre dans le domaine des **Argiles Très plastiques (AT)**.

3.3.3 ESSAIS MECANIQUES :

- **2.3.3.1 Essais de Cisaillement Rectiligne DE TYPE « CD » et « UU »**

Les essais de cisaillement caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation par l'application d'une contrainte normale, et un déplacement à vitesse constante, la composante horizontale qui s'oppose au déplacement du chariot suivant un plan de rupture caractérise la quantification de la résistance au cisaillement traduite par les mesures de la cohésion (C) et de l'angle de frottement (ϕ) donne une possibilité de calculer la contrainte limite à la rupture, d'un sol.

Les valeurs obtenues se résument comme suit : (Voir tableau 3.3)

Tableau 3.3 Résultats d'essai de la résistance au cisaillement rectiligne

<i>profil</i>	<i>Sondage</i>	<i>Type d'essai</i>	<i>Profondeur de prélèvement (m)</i>	<i>Cohésion (bar)</i>	<i>Angle de frottement (ϕ)</i>
01	SC 01	CD	6.30-6.60	0.32	20.7
		CD	19.4-19.8	0.42	24.6
		UU	23.2-23.6	0.12	7.52
		UU	28.5-28.9	1.36	7.66
01	SC 02	UU	7.00-7.70	0.43	15.46
		UU	17.5-18.00	0.93	15.22
		UU	7.00-7.70	0.43	15.46
		UU	17.5-18.00	0.93	15.22
02	SC 03	UU	5.505-5.90	0.58	10.98
02	SC 04	UU	6.10-6.50	0.21	7.12

3.4 Conclusion

L'historique des mouvements dont on connaît la date de leur survenue indique qu'ils se sont produits tous en hiver ; ce qui montre, entre autres, l'importance de l'accroissement des pressions interstitielles sur l'instabilité du site d'étude.

Enfin, les fissures et les affaissements, qui affectent fréquemment les différents boulevards situés dans la région instable, témoignent que les mouvements sont toujours actifs et cela malgré les études faites et les travaux de drainage déjà réalisés.

Par conséquent, le problème de l'instabilité du site reste posé, ce qui nécessite donc la poursuite et l'approfondissement des études, selon une approche pluridisciplinaire à démarche transversale, afin de concevoir un système de confortement plus adéquat en vue d'une meilleure stabilisation du site.

Dans les essais de cisaillement effectués sur les échantillons de nature argileuse et marneuse, nous avons noté les points suivants :

Une cohésion élevée dans les argiles et les marnes, moyenne dans l'argile limoneuse), ainsi dans les argiles marneuse .Et très élevé dans la marne.

Un angle de frottement interne moyen dans les argiles et l'argile limoneuse, élevé dans l'argile limoneuse et très élevé dans la marne.

Ils montrent donc une très forte hétérogénéité dans les termes de cohésion et d'angle de frottement. Les angles de frottement moyennement élevés sont dus à la texture des argiles indurées qui se comporte, lors du cisaillement, comme un sol constitué de grumeaux

4.1 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.

Le choix de la technique de stabilisation est le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont : -
L'analyse des paramètres techniques du site,

- La connaissance des techniques de stabilisation,
- Les impératifs technico-économiques.

L'analyse des paramètres techniques de site est basée sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, les conditions hydrauliques, les caractéristiques mécaniques des terrains. Les résultats de ces calculs permettent donc de classer et de choisir parmi les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants).

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, et cela principalement pour des fins de disponibilité des licences logicielles ainsi que des soucis de maîtrise. Ce logiciel présente en outre de nombreux avantages dont celui d'établir des calculs en introduisant les paramètres du dispositif de confortement.

4.2 Présentation de Plaxis

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

4.3 Le code éléments finis Plaxis

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D.

Chapitre 4 Modélisation numérique

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

4.4 Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple. Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont Complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran. L'application des contraintes initiales

Chapitre 4 Modélisation numérique

Dues au poids des terres peuvent être réalisées de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre.

Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (Incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité.

L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit.

L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

4.5 Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste

Les modèles des matériaux

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles sont les suivants :

4.5.1 Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope : $\sigma = E \cdot \epsilon$

Le modèle comporte deux paramètres de rigidité, le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν .

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad ; \quad E_{\text{oed}} = \frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Avec :

G : le module de cisaillement,

E_{oed} : le module œdométrique.

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structure béton ou métal en interaction avec le sol.

Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

4.5.2 Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young E , le coefficient de poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance T .

Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sable) et des sols fins à long terme (argile et limon). Dans le plan de Mohr-Coulomb la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c \dots\dots\dots (4.1)$$

Où :

σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement,

c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

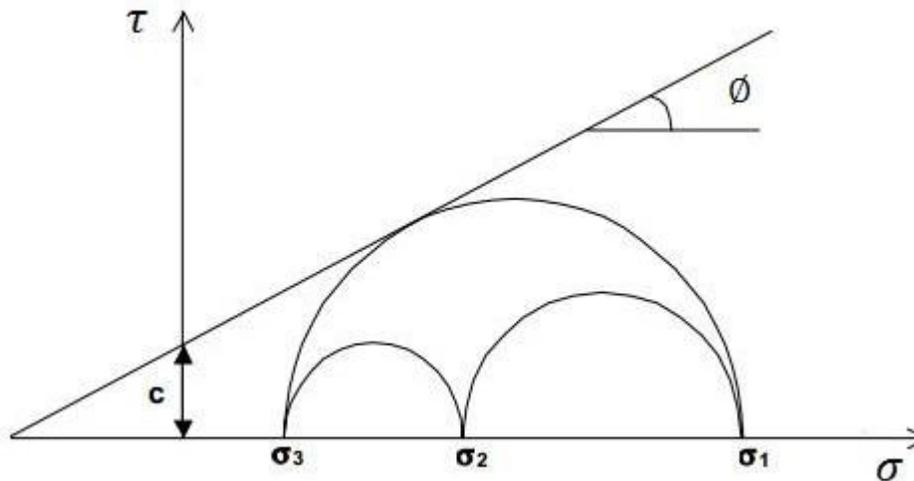


Figure 4.1 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

4.5.3 Type de comportement des matériaux :

En principe dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont censés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide, une caractéristique importante des sols et présence d'eau interstitielle ; les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol :

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte imperméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.
- Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

4.6 Etapes 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.

La définition de la géométrie du modèle, des matériaux et des types de chargement se font dans le sous-programme '**Input**'.

Le sous-programme '**calculations**' permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.

La visualisation des résultats est donnée par le sous-programme '**output**' qui nous les donne sous différentes formes (maillage déformé, une carte de iso-valeurs etc..).

Chapitre 4 Modélisation numérique

Le sous-programme 'curves' permet d'avoir les courbes de déformations d'un point choisis.

4.7 ETUDE NUMERIQUE DES TALUS

4.7.1 Modélisation des glissements étudiés par Plaxis (2D)

Le profil géométrique se situe sur une longueur de 36 m avec une pente de 9.5m, le profil 01 est constitué de 2 couche sont : argile limoneuse, argile marneuse. La charge d'exploitation est de l'ordre de $q=20 \text{ KN/m}^2$ (surcharge routière) dans le cas ou elle existe.

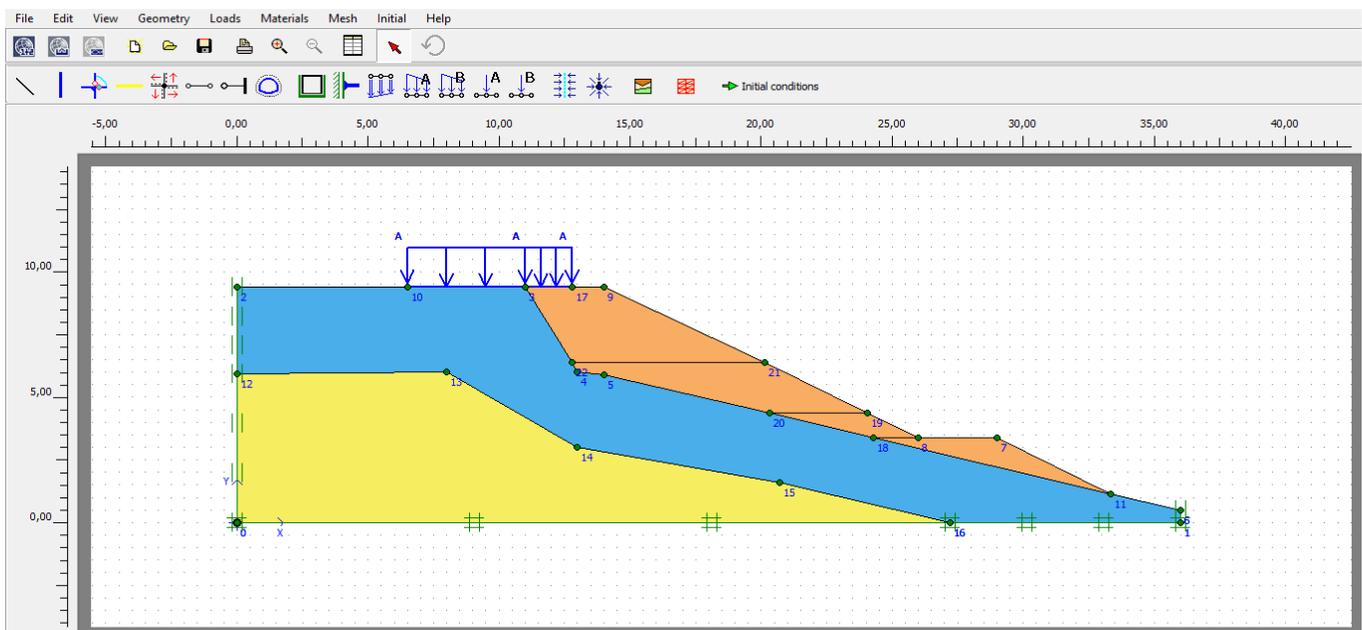


Figure 4.2 Modalisation des glissements sur plaxis

Chapitre 4 Modélisation numérique

- Le tableau suivant représente les différentes caractéristiques de ce profil : (voir tableau 4.1)

Tableau 4.1 Caractéristiques de glissement utilisées sur plaxis :

Matériaux	Caractéristiques physiques, mécaniques			
	Poids volumiques (KN / m ³)		Cohésion CU (kpa)	Angle de frottement ϕ_u (°)
	γ sat	γ'		
Argile limoneuse	19.7	22.8	33	16
Argile marneuse	19.5	21	63	14
Remblai	20	17	13	20

Le maillage du modèle est représenté sur la figure 4.3

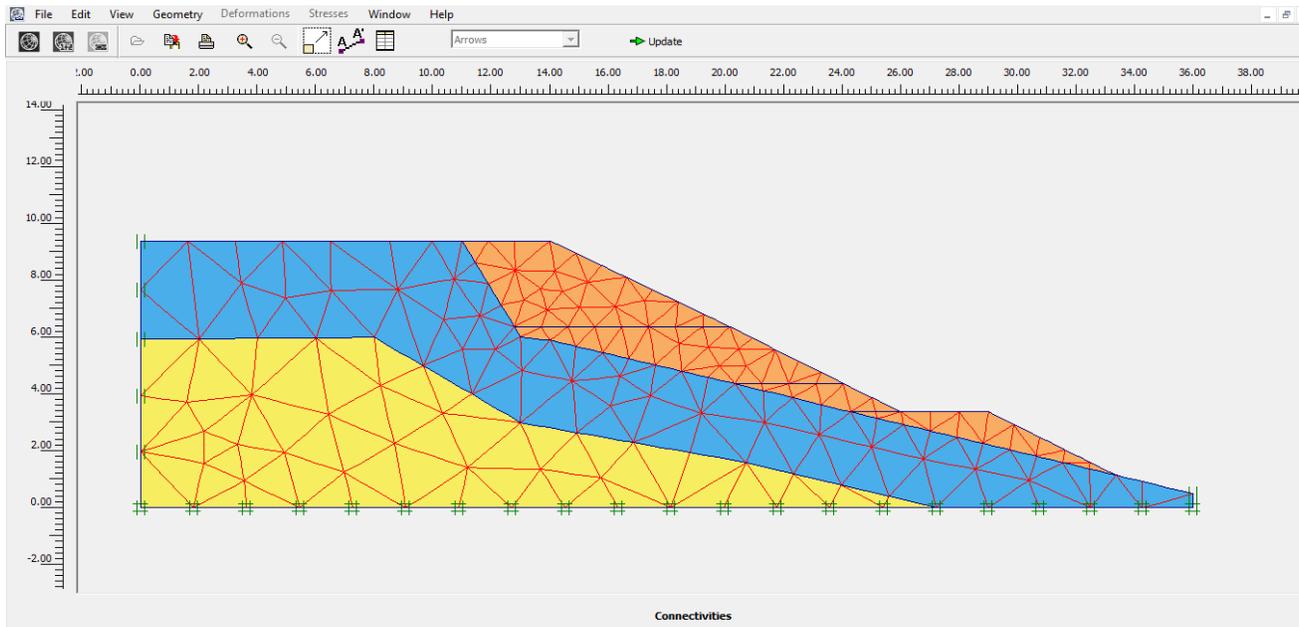


Figure 4.3 Maillage du modèle

Chapitre 4 Modélisation numérique

➤ La définition de niveau de la nappe phréatique (2m) est représentée sur la figure 4.4

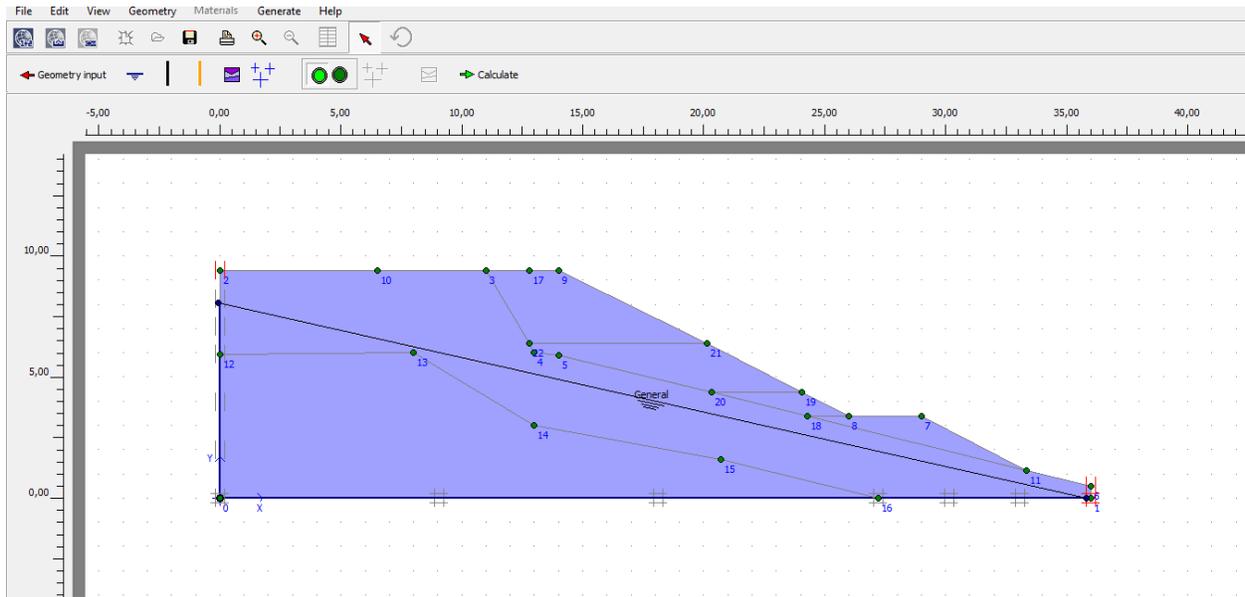


Figure 4.4 Définition de niveau de la nappe phréatique.

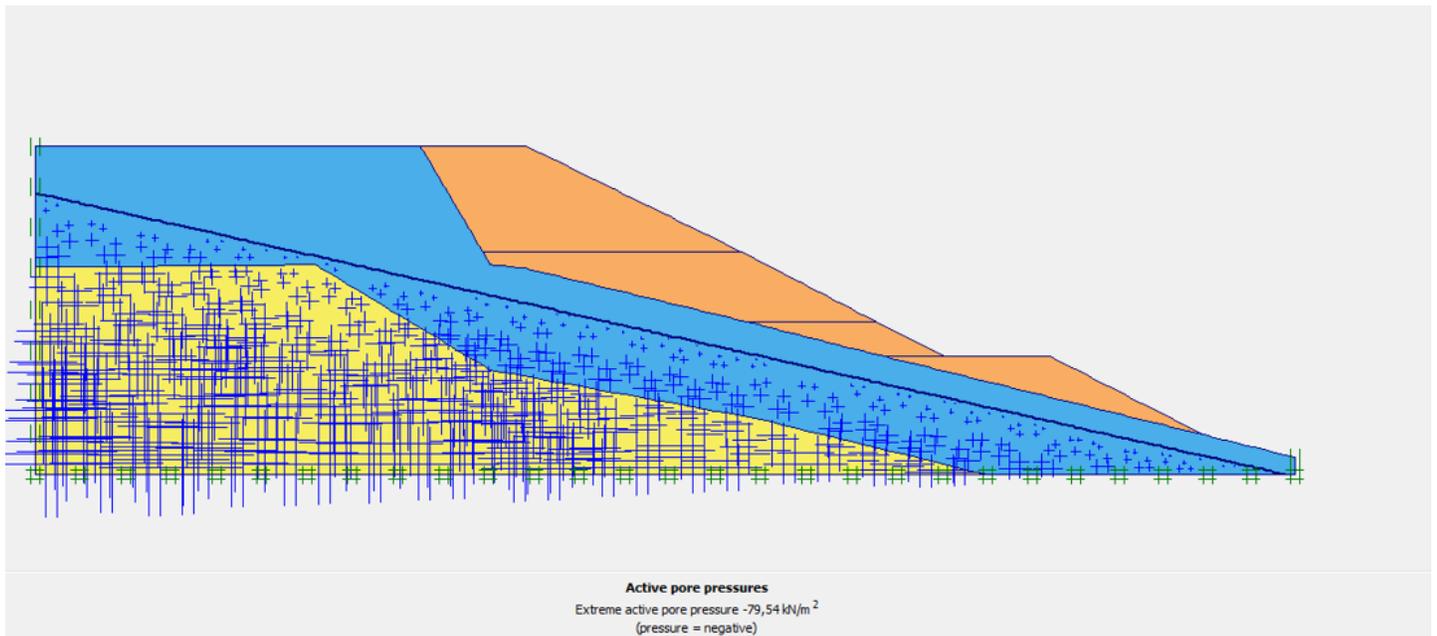


Figure 4.5 Répartition des contraintes initiales hydrostatiques

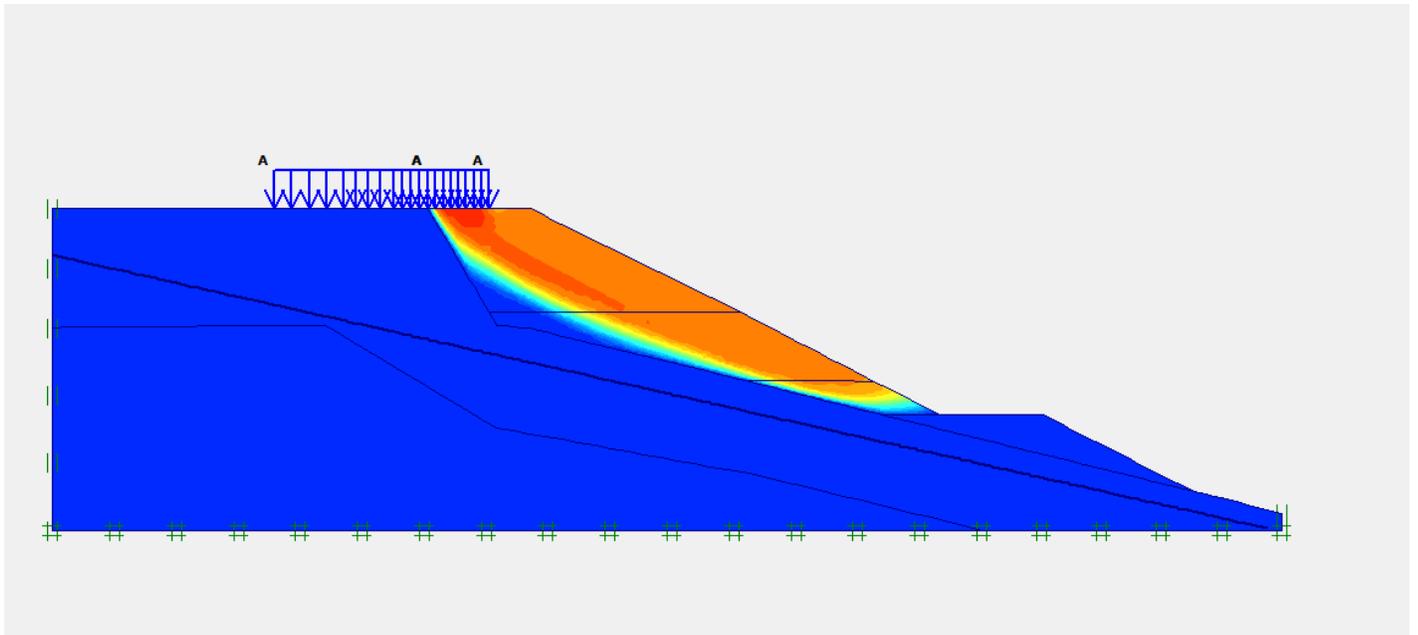


Figure 4.6 Cercle de glissement

- Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité (**Fs= 1,0913**) donc la pente est instable

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,0913

Figure 4.7 Facteur de sécurité obtenu

Chapitre 4 Modélisation numérique

- On suppose que la nappe phréatique est (**en surface**) du terrain naturel sur la figure ci-dessus

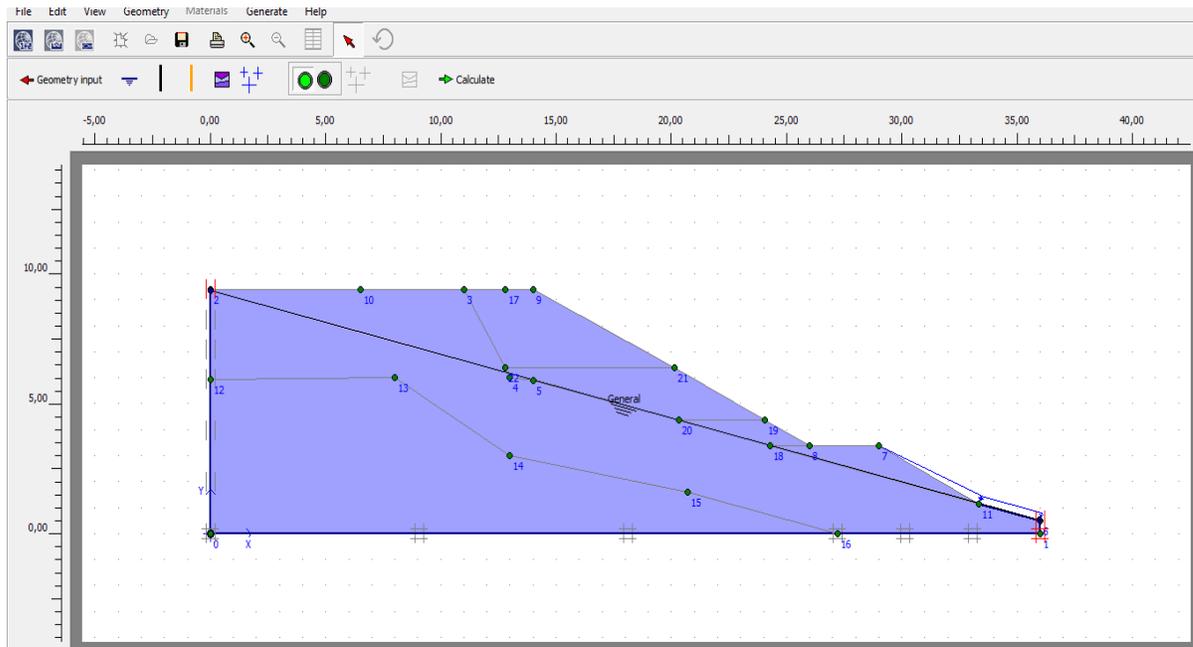


Figure 4.8 Définition de niveau de la nappe phréatique en surface.

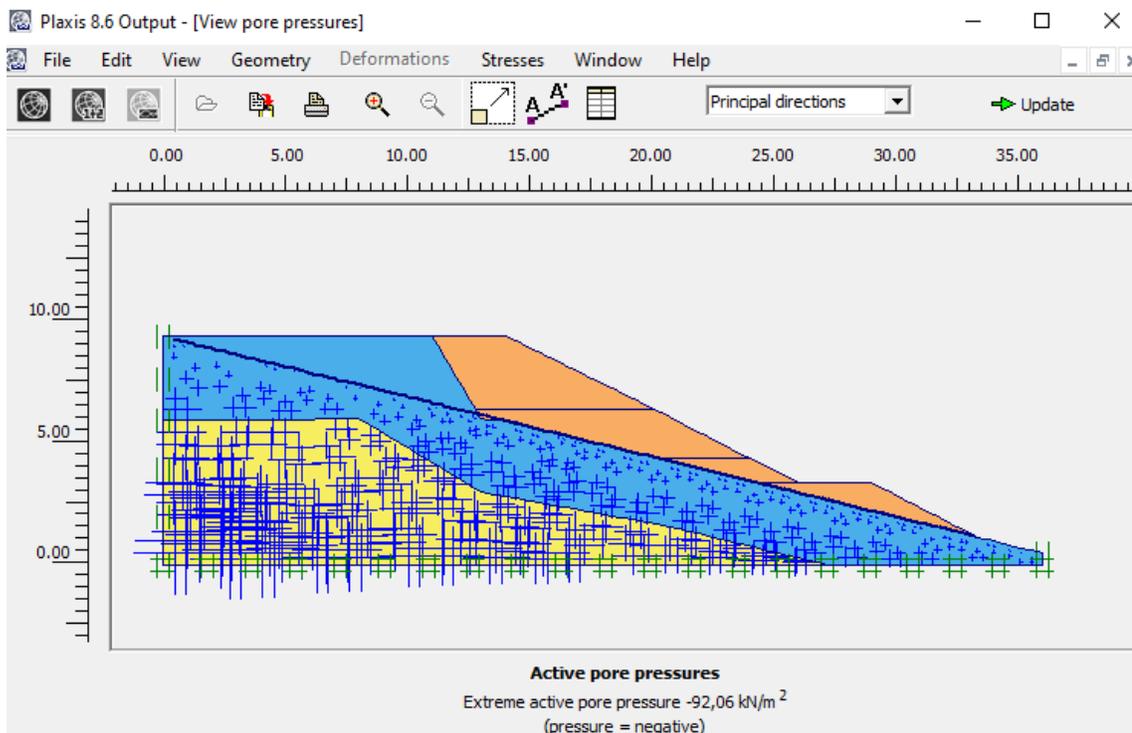


Figure 4.9 Répartition des contraintes initiales hydrostatiques nappe phréatique en surface

- Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité ($F_s = 1,0700$) donc la pente est instable

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,0700

Figure 4.10 Facteur de sécurité obtenue nappe phréatique en surface.

4.7.2 Interprétation des résultats

- D'après les résultats obtenus par le logiciel Plaxis, on constate que la valeur des coefficients de sécurité est aux environs de $F_s = 1$, donc le talus est en équilibre instable.
- L'augmentation du niveau de la nappe au-dessus de la surface de rupture, fait augmenter le poids volumique (force motrice), et diminue en même temps la résistance au cisaillement par l'augmentation des pressions interstitielles, ce qui induit à la diminution du coefficient de sécurité F_s .
- Sur la base de ces résultats on peut dire que la présence de la nappe a un effet direct sur la stabilité du terrain (diminution du facteur de sécurité).

4.8 Etude de confortement

4.8.1 Introduction

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement sur toute la longueur du tronçon routier.

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Il existe plusieurs solutions de confortement, le choix de la méthode de confortement est fixé en tenant compte des caractéristiques et de l'état de chaque site tel que le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges.

4.8.2 Proposition d'ouvrages de confortement :

4.8.3 Renforcement par parois berlinoises :

C'est un dispositif permettant de contenir les terres, il répond à de multiples besoins et est couramment utilisé dans la construction.

Les murs de soutènement réalisés ont vu l'apparition de fissures verticales dues principalement à un dysfonctionnement des tranchées de drainage à cause du bouchage des réseaux, conduisant à une augmentation importante des pressions exercées sur les parois dues à ces pressions interstitielles non prises en compte dans l'étude.

Tableau 4.2 Caractéristique parois berlinoises

E_A	1,050E+08 kN/m
E_I	1,050E+07 kNm ² /m

Chapitre 4 Modélisation numérique

- On place les parois berlinoises selon notre cercle de glissement :

Cas 01 : une rangeé de parois berlinoises :

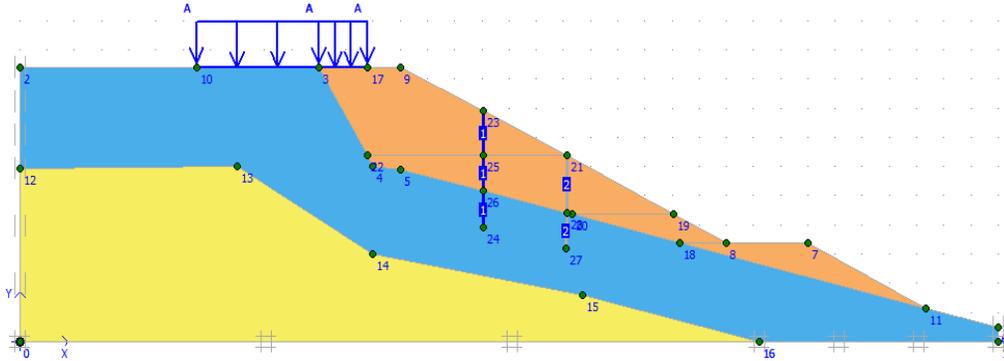


Figure 4.11 Modélisation de confortement de glissement cas 01

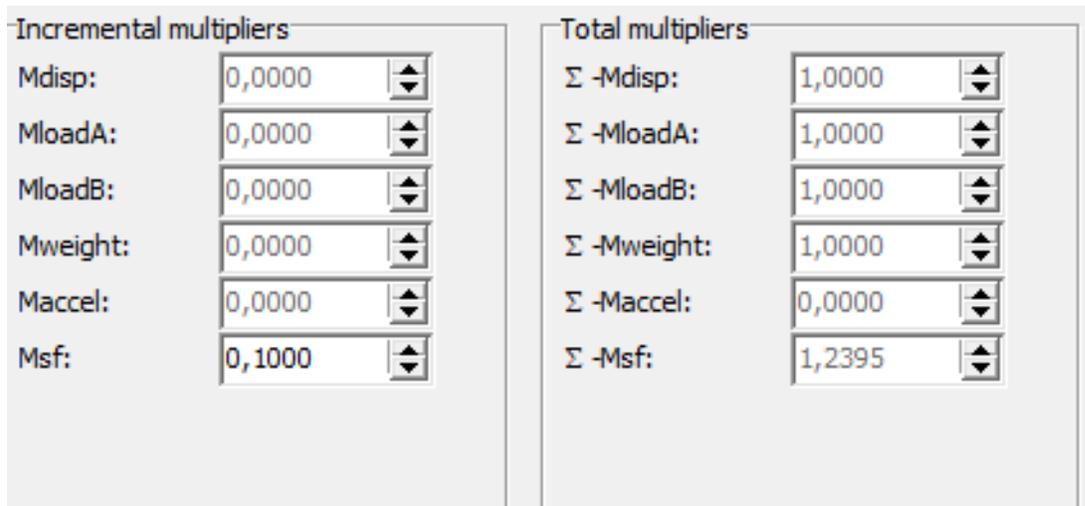


Figure 4.12 Facteur de sécurité du glissement cas 01

Terrain instable ($F_s=1,2395$)

Remarque : La stabilisation par une rangeé de paroi berlinoise a donné un coefficient de sécurité égal à 1.2395 (une augmentation remarquable / terrain instable).

Cas 02 : deux rangs de parois berlinoises

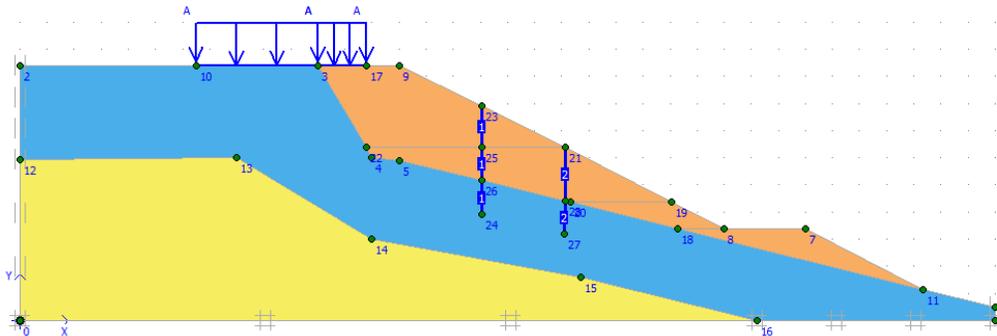


Figure 4.13 Modélisation de confortement de glissement cas 02

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,5012

Figure 4.14 Facteur de sécurité du glissement cas 02

Terrain **Stable** ($F_s=1,5012$) > 1,5 la stabilité vis à vis du glissement est **vérifiée**

Remarque : La stabilisation par deux rangs de parois berlinoises a donné un coefficient de sécurité égal à 1.5012 (F_s vérifié / terrain stable).

4.8.4 Renforcement par pieux sécants :

Une paroi de pieux sécants est un mur de soutènement qui retient la terre et est étanche à l'eau le mur se compose de pieux en béton contigus (avec chevauchement).

Ce type de paroi consiste en des ' pieux sécants' et peut aussi revêtir une fonction portante.

Tableau 4.3 Caractéristique pieux sécants

E_A	2.512E+08 kN/m
E_I	1.571E+07 kNm ² /m

- On place les pieux sécants selon notre cercle de glissement :

Cas 03 : un ranger de pieux sécants

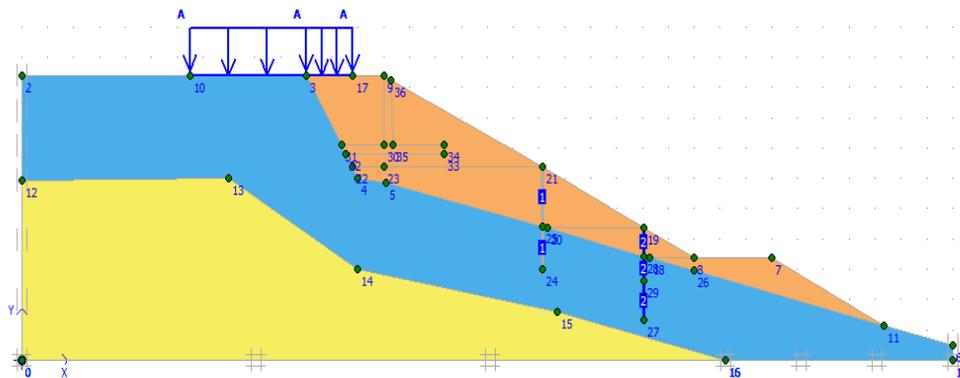


Figure 4.15 Modélisation de confortement de glissement cas 03

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,1342

Figure 4.16 Facteur de sécurité du glissement cas 03

Terrain instable ($F_s=1,1342$)

Remarque : La stabilisation par une rangée de pieux sécants a donné un coefficient de sécurité égal à 1.1342 (une légère augmentation / terrain instable).

Cas 04 : deux rangers de pieux sécants

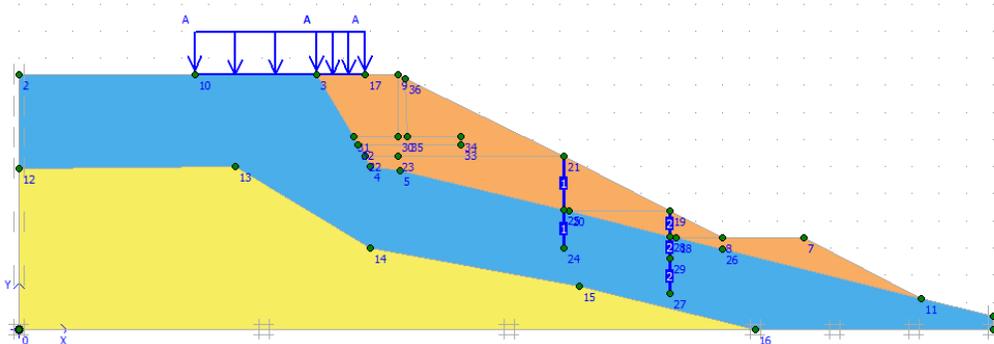


Figure 4.17 Modélisation de confortement de glissement cas 04

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,3290

Figure 4.18 Facteur de sécurité du glissement cas 04

Terrain instable ($Fs=1,3290$)

Remarque : La stabilisation par deux rangs de pieux sécants a donné un coefficient de sécurité égal à 1.3290 (une augmentation remarquable / terrain instable).

Cas 05 : On suppose deux rangs de pieux sécants + Un mur de soutènement

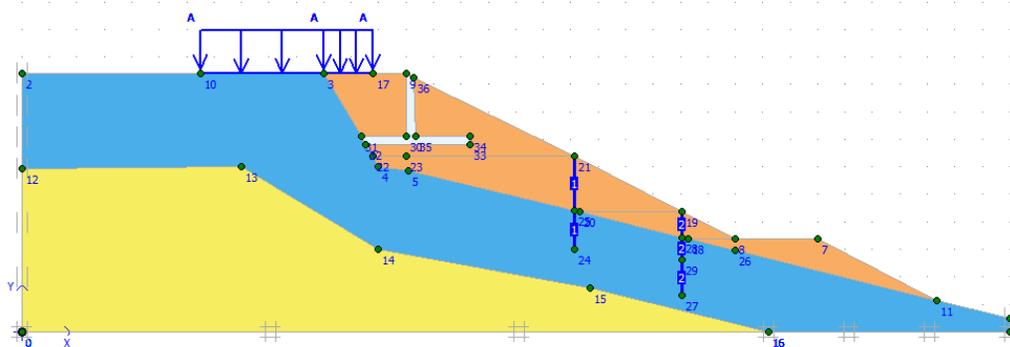


Figure 4.19 deux rangs de pieux sécants + Un mur de soutènement

Tableau 4.4 Dimensionnement mur de soutènement

B	4 m
D	3 m

Figure 4.19 Modélisation de confortement de glissement cas 05

Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	0,0000	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	0,0000	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	0,0000	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	0,0000	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	0,0000	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	1,6630

Figure 4.20 Facteur de sécurité du glissement cas 05

Terrain **Stable** ($F_s=1,6630$) > 1,5 la stabilité vis à vis du glissement est **vérifiée**

Remarque : La stabilisation par On suppose deux rangs de pieux sécants + Un mur de soutènement a donné un coefficient de sécurité égale à 1.6630 (F_s vérifié / terrain stable).

4.9 Conclusion

Les résultats obtenus montrent que les différents coefficients de sécurité calculés sont supérieurs à 1.5, ce qui signifie que le système de confortement choisi est efficace pour garantir la stabilité du tronçon au glissement dans le talus.

On varie le type de confortement (parois berlinois + pieux sécants) pour choisir la solution la plus efficace, ce qui est impossible de la mise en œuvre expérimentalement.

A cet effet, nous avons procédé à des systèmes de confortement (parois berlinois + pieux sécants) avec la mise en place d'un mur de soutènement pour le cas de pieux sécants

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire nous a permis d'apprendre les différentes étapes d'une étude de glissement, calculs de stabilité, les techniques de confortement, ainsi que la maîtrise de logiciel pour d'adopter un confortement à la série des glissements dans la nouvelle ville de SIDI ABDELLAH dans la ville de ZERALDA.

Nous avons analysé les glissements 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.

L'analyse des variantes a été faite par un logiciel (PLAXIS2D), un programme qui travail 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 efficace pour résoudre le problème, avec la proposition des parois berlinois et pieux sécants qui assure la stabilité de toute la zone et cela nous permettra varier et choisir la solution la plus économique entre les deux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] DJAMEL EDDINE BENOUIS ; ''étude d'un glissement de terrain par différentes méthodes'' ; Mémoire d'ingénieur ; ingénieure d'état en génie civil option construction civile et Industrielle 2010 ; université de Saida ; Page (21), (13) ; (Alger).
- [2] SLIMI.A. (2008). Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne.
- [3] EL MIMOUNI.A, DAOUDI.L et OUAJHAIN.B (2005). Rôle de la lithologie des versants sur les écoulements superficiels de l'Oued Ksob (Bassin d'Essaouira, Maroc). 3ème Journées Internationales des Géosciences de l'Environnement. El Jadida les 8, 9 et 10 juin 2005.
- [4]. SLIMI.A. (2008). Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne. [5]. CHERGUI Youcef, 2011. Etude de glissement de terrain de l'extension de la capacité de la RN1 PK 82+700
- [5] BENKIAR.T et MEKIRIDI. K (2009). Glissement de terrain au pôle urbain de Médéa. Mémoire pour obtenir le diplôme de Licence en Génie Civil, option. Géotechnique, Université Dr. Yahia Fares de Médéa.
- [6] CHERGUI Youcef, 2011. Etude de glissement de terrain de l'extension de la capacité de la RN1 PK 82+700 (Médéa) avec proposition de solution de stabilisation, projet fin d'étude. École nationale supérieure des travaux publics.
- [7] BOUAFIA.A (2009). Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleues, Alger, 386p.
- [8] BENYAHIA. M et DJILALI BEN FERDJ.S (2010). Analyse et modélisation d'un glissement de terrain.
- [9] DJAMEL EDDINE BENOUIS ; ''étude d'un glissement de terrain par différentes méthodes'' ; Mémoire d'ingénieur ; ingénieure d'état en génie civil option construction civile et Industrielle 2010 ; université de Saida ; Page (21), (13) ; (Alger).
- [10] PHILIPPONAT.G et Hubert. B (1998). Fondation et ouvrages en terre, édition Eyrolles, Paris, 546p.
- [11] DURVILLE.J-L et SEVE.(1996). Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble.
- [12] FARIK. A et BOUDJEMA. I (2009). Stabilité des remblais de grande hauteur renforcée par géosynthétiques, 117p.

Liste des symboles

- C: Cohésion (kPa)
- C': Cohésion effective (kPa)
- cc : Indice de compression
- cg: Indice de gonflement
- Cr : Cohésion du remblai
- Cs : Cohésion du sol
- Cc: Coefficient de courbure
- Cv: Coefficient de variation
- Cu: Coefficient d'uniformité ou de Hazen
- CU: Cohésion non drainée (kPa)
- e : Le refus (pénétration moyenne par coup)
- Fs: Facteur de sécurité
- g: Accélération de la pesanteur (m/s^2)
- H : Composante horizontale de la force interne
- H: La Hauteur du mur (m)
- H: La hauteur de chute du mouton (m)
- Ip :Indice de plasticité(%)
- L: Largeur de nappe (m)
- q: La surcharge routière (kPa)
- Rp: La résistance en Pointe du pénétromètre (bar)
- S: Surface (m^2)
- W: Poids propre (kN/ml)
- ω : Teneur en eau
- Z: La profondeur (m)
- α : Inclinaison de la force normale par rapport à la verticale :
- β : L'angle du talus($^\circ$)
- γ : Poids volumique (kN/m^3)
- γ_d : Poids volumique sec (kN/m^3)
- γ_h : Poids volumique humide (kN/m^3)

γ_{sat} : Poids volumique saturé (kN/m³)

ψ_a : L'angle de dilatance (°)

θ : L'angle de l'inclinaison de la résultante R des efforts sur le mur par rapport à l'axe central vertical de la semelle

P : Masse Volumique (kg /m³)

σ' : Contrainte normale effective(kPa)

σ_a : La contrainte due au poids des terres.(kPa)

σ_g : La résistance à la traction du géogrille (kPa)

τ : Contrainte de cisaillement

τ_{max} : Résistance au cisaillement maximal

ϕ : L'angle de frottement interne (°)

ϕ' : L'angle de frottement interne effective (°)

ϕ_r : L'angle de frottement du remblai (°)

ϕ_u : L'angle de frottement interne non drainé (°)

λ : L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec le vertical

CTTP: Organise national du contrôle technique des travaux publics.

PDL: Pénétration dynamique lourds

RPA: Règlement parasismique Algérien

SC: Sondages carottés

