



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche scientifique



Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi-Tébessa
Faculté des Sciences Exactes, des Sciences de la Nature et de la Vie
Département : Sciences de la Terre et de l'Univers

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de
Master

Domaine : Science de la Terre et l'Univers

Filière : Géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique

Thème :

Analyse de la stabilité des terrains en pente :

Etude comparative

Présenté par :

RAIS Tahar

BOUTERFIF Moatez

Devant le jury :

Mr. ATHMANIA Djamel	Prof	Université de Tébessa	Président
Mr. DJABRI Mohamed	MCA	Université de Tébessa	Rapporteur
Mme. AOUN Mounira	MCB	Université de Tébessa	Examinatrice

Date de soutenance: 07/06/2023

إهداء

إلى صاحب الوجه الطيب، فلم يبخل علي
طيلة حياته (والدي العزيز رشيد).

إلى من أفضلها على نفسي ولم لا فلقد ضحت
من أجلي، ولم تدخر جهداً في سبيل إسعادي
على الدوام (أمي الحبيبة).

إلى اخواتي الاعزاء البنات.

إلى كل العائلة الكريمة.

إلى تلك الروح الطاهرة التي غادرتنا
مبكراً جدتي الغالية بية بوفكرونة و
خديجة بخوش رحمة الله عليهم

نسير في دروب الحياة، ويبقى من يسيطر
على أذهاننا في كل مسلك نسلكه.

إلى أصدقاء الدراسة و أصدقاء الدرب .

أقدم لكم هذا البحث وأتمنى أن يحوز على
رضاكم.

إلى من يكن لنا ولو القليل من المحبة
أهدي هذا عملي المتواضع.

معتز بوطرفيف

إهداء

نسیر فی دروب الحیاة، ویبقی من یسیطر
علی أذهاننا فی کل مسلك نسلکه.
إلیکم

الطاهر رایس

Remerciements

Nous tenons à remercier Dieu Le Clément et Miséricordieux de m'avoir donné la force et la volonté d'achever ce travail.

*Nous remercions Notre encadreur Dr. **DJABRI Mohamed** pour m'avoir proposé ce sujet et qui nous a guidé lors de la réalisation de ce travail.*

*Nos sincères remerciements à Mr. **ATHMANIA Djamal**, professeur à l'université de Tébessa d'avoir présidé le jury de soutenance de ce mémoire.*

*Nous remercions également Dr. **AOUN Mounira**, maitre de conférences à l'université de Tébessa, pour le temps et l'intérêt qu'elle a porté à ce travail en qualité d'examineur.*

A tous les es enseignants du Département de sciences de la terre et de l'univers de l'Université Echahid Cheikh Larbi Tebessi de Tébessa, qui ont contribué à ma formation durant notre cursus d'étude universitaire.

A Toute nos familles surtout et tous les amis .

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de notre sincère gratitude.

RÉSUMÉ

Le phénomène d'instabilité des talus est un problème d'intérêt pour les chercheurs et les praticiens dans le domaine de la géotechnique.

Le but de ce mémoire est de faire une étude analytique et numérique de la stabilité d'une pente de référence située à Kherrata (W. Bejaia) (cas de référence), par les méthodes de l'équilibre limite et ensuite par la méthode des éléments finis.

Les résultats obtenus feront l'objet d'une étude comparative entre les calculs du facteur de sécurité par les méthodes classiques à l'équilibre limite (comparaison entre la méthode de Fellenius et la méthode de Bishop) et la méthode des éléments finis intégrés dans le code Plaxis 2D.

Une étude paramétrique en utilisant la méthode de Fellenius est réalisée pour évaluer l'influence des paramètres de cisaillement au sol (la cohésion et l'angle de frottement) sur le coefficient de sécurité du talus de référence.

Mots clés : stabilité – talus – facteur de sécurité – éléments finis – Plaxis – équilibre limite.

ABSTRACT

The phenomenon of slope instability is a problem of interest for researchers and practitioners in the field of geotechnical engineering.

The purpose of this thesis is to make an analytical and numerical study of the stability of a reference slope located in Kherrata (W. Bejaia) (reference case). Limit equilibrium and finite element methods were used in the analysis.

The results obtained will be the subject of a comparative study between the calculations of the safety factor by the classical methods at limit equilibrium (comparison between Fellenius and Bishop methods) and the finite elements method integrated in the Plaxis 2D code.

A parametric study using the Fellenius method is carried out to evaluate the influence of soil shear parameters (cohesion and friction angle) on the safety factor of the reference slope.

Key words: stability – slope – safety factor – finite elements – Plaxis – limit equilibrium.

ملخص

تعتبر ظاهرة انزلاق التربة من المشاكل التي تهم الباحثين والممارسين في الشعبة الجيوتقنية. والهدف الذي تقوم عليه هذه المذكرة هو دراسة تحليلية ونمذجة رقمية لمنحدر يقع بمدينة خراطة (ولاية بجاية) وذلك حسب معامل الأمان وذلك بطريقة التوازن المحدود تليها طرق العناصر المنتهية.

ستكون النتائج التي تم الحصول عليها موضوع دراسة مقارنة بين حسابات معامل الأمان بالطرق الكلاسيكية عند توازن الحد (مقارنة بين طريقي فيلينيوس وبيشوب) وكذا إجراء مقارنة بين الطرق التحليلية والطرق الرقمية باستخدام العناصر المنتهية المدرجة ببرنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد.

كما تم إجراء دراسة باراميتريّة باستخدام الطريقة التحليلية لبيشوب لدراسة مدى تأثير خصائص مقاومة التربة للقص (التماسك وزاوية الاحتكاك للتربة) على معامل الأمان.

الكلمات المفتاحية : استقرار- منحدر- عامل الأمان - عناصر منتهية - بلاكسيس- حد التوازن.

Liste des Figures

Désignation de la Figure	Page
<i>Figure 1.1</i> Mouvements de terrain	02
<i>Figure 1.2</i> Les affaissements	04
<i>Figure 1.3</i> Tassement de Mexico	05
<i>Figure 1.4</i> Schéma général du mécanisme de fluage	05
<i>Figure 1.5</i> Schéma de la solifluxion	06
<i>Figure 1.6</i> Glissement de terrain Mila	06
<i>Figure 1.7</i> Les phénomènes de retrait gonflement	07
<i>Figure 1.8</i> Effondrement	07
<i>Figure 1.9</i> Chute de pierres	08
<i>Figure 1.10</i> Eboulement ou écroulement	08
<i>Figure 1.11</i> Laves torrentielle	09
<i>Figure 1.12</i> Coulée boueuse	09
<i>Figure 1.13</i> Les types de glissements de terrain	10
<i>Figure 1.14</i> Glissement superficiel	11
<i>Figure 1.15</i> Glissement profond	12
<i>Figure 2.1</i> Surface de rupture	15
<i>Figure 2.2</i> Schéma type d'une rupture plane	18
<i>Figure 2.3</i> Schéma type d'une rupture circulaire	19
<i>Figure 3.1</i> Eperons drainants	25
<i>Figure 3.2</i> Tranchées drainants	25
<i>Figure 3.3</i> Retalutage des berges du ruisseau de l'Étang	27
<i>Figure 3.4</i> Stabilisation par tirants d'ancrages	28
<i>Figure 3.5</i> Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs	29
<i>Figure 3.6</i> Mur en béton armé préfabriqué	30
<i>Figure 3.7</i> Parement préfabriqué devant le massif en géotextile (service d'étude technique des routes et autoroutes(SETRA))	31
<i>Figure 4.1</i> Photos prise sur site montrant la géomorphologie du terrain	34
<i>Figure 4.2</i> Situation du site (Illustration par Google Map)	34
<i>Figure 4.3</i> Découpage de tranches de talus	36
<i>Figure 4.4</i> Modèle de référence sous le code Plaxis (Programme In put)	38
<i>Figure 4.5</i> Entrée des données dans le modèle de référence	39
<i>Figure 4.6</i> Maillage du modèle de référence	39
<i>Figure 4.7</i> Résultats des forces et présentation de niveau piézométrique	39
<i>Figure 4.8</i> présentation des contraintes effectives (stress effectifs)	40
<i>Figure 4.9</i> Le menu « Calculate » dans le modèle de référence	40
<i>Figure 4.10</i> Déformation totale (Total deformation)	41
<i>Figure 4.11</i> Calcule de facteur de sécurité « Menu Curves »	41

LISTE DES TABLEAUX

Désignation de Tableau	Page
<i>Tableau 1.1 La classification de glissement de terrain</i>	11
<i>Tableau 2.1 Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité</i>	17
<i>Tableau 2.2 Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage</i>	18
<i>Tableau 4.1 Caractéristiques physico-mécaniques du sol</i>	35
<i>Tableau 4.2 Résultats de calcul de la méthode des tranches de Fellenius</i>	37
<i>Tableau 4.3 Comparaison entre les méthodes manuelles (Bishop ; Fellenius) dans le cas de référence (Glissement de Kherrata)</i>	38
<i>Tableau 4.4 Comparaison entre les méthodes manuelle et numérique dans le cas de glissement de terrain de Kharrata</i>	42
<i>Tableau 4.5 Résultats de l'étude paramétrique dans le cas de glissement du terrain de Kharrata avec variation dans les paramètres du sol</i>	43

LISTE DES NOTATIONS

C = cohésion du sol

C' = cohésion effective du sol

E = module d'élasticité du sol (module d'Young)

FS = coefficient de sécurité

h = hauteur du talus

L : longueur du talus

U : résultante des pressions interstitielles éventuelles

u = pression interstitielle

W = poids des terres

β = angle du talus

γ = poids volumique du sol

γ_d = poids volumique sec du sol

γ_h = poids volumique humide du sol

γ_{sat} = poids volumique saturé du sol

φ = angle de frottement interne du sol

φ' = angle de frottement interne effectif du sol

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN	
1.1 INTRODUCTION.....	02
1.2 CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	02
1.2.1 LES MOUVEMENTS LENTS ET CONTINUS	04
1.2.2 LES MOUVEMENTS RAPIDES ET DISCONTINUS	07
1.3 LE PROCESSUS DU GLISSEMENT DE TERRAIN	09
1.3.1 CARACTERISATION DES GLISSEMENTS	09
1.3.2 LA CLASSIFICATION DU GLISSEMENT DE TERRAIN.....	10
1.3.3 PRINCIPALES CAUSES DES GLISSEMENTS DE TERRAIN	12
1.4 ROLE DU GEOTECHNICIEN DANS L'ETUDE DE STABILITE	14
1.5 CONCLUSION	14
CHAPITRE 2 : METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES	
2.1 INTRODUCTION.....	15
2.2 DETERMINATION DU FACTEUR DE SECURITE	15
2.3 ELEMENTS DE BASE DU CALCUL	16
2.3.1 NOTION DE FACTEUR DE SECURITE.....	16
2.3.2 CAS DES RUPTURES PLANES (GLISSEMENTS PLANS).....	18
2.3.3 CAS DES RUPTURES CIRCULAIRES (GLISSEMENTS CIRCULAIRES).....	19
2.3.4 CAS DES RUPTURES QUELCONQUES (GLISSEMENTS NON CIRCULAIRES).....	19
2.4 METHODES A L'EQUILIBRE LIMITE	20
2.4.1 METHODE DE FELLENIOUS OU METHODE ORDINAIRE DES TRANCHES.....	20
2.4.2 METHODE DE BISHOP	21
2.4.3 COMPARAISON ENTRE METHODES DE CALCUL A LA RUPTURE	21
2.5 CALCUL AUTOMATIQUE A L'AIDE D'ORDINATEUR	21
2.6 CONCLUSION	21
CHAPITRE 3 : PROCÉDÉS DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAIN	
3.1 INTRODUCTION.....	23
3.2 FACTEURS DU CHOIX DE LA METHODE DE CONFORTEMENT.....	23
3.3 QUELQUES METHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS INSTABLES.....	24

3.3.1	DRAINAGE	24
3.3.2	TERASSEMENT	26
3.3.3	CHARGEMENT DU PIED.....	26
3.3.4	DECHARGEMENT DE LA CRETE DU TALUS	26
3.3.5	SUBSTITUTION.....	26
3.3.6	RETALUTAGE	27
3.3.7	TIRANTS D'ANCRAGE	27
3.3.8	INCLUSION D'ELEMENTS SOUPLE ET REGIDE	29
3.3.9	LES SOUTENEMENTS	30
3.3.10	BOISEMENT ET REFORESTATION	31
3.4	CONCLUSION	32
CHAPITRE 4 : ETUDE COMPARATIVE : COMPARAISON ENTRE LES MÉTHODES ANALYTIQUES ET NUMÉRIQUES		
4.1	INTRODUCTION.....	33
4.2	PRESENTATION DE SITE ETUDIE (KHARATA) REFERENCE	33
4.2.1	SITUATION DE LA ZONE D ETUDE.....	34
4.2.2	LA GÉOLOGIE DU SITE	34
4.2.3	LES DONNES DU SITE REFERENCE.....	35
4.3	ETUDE ANALYTIQUE	34
4.3.1	CALCUL DE FS PAR LA METHODE DE FELLENIUS	35
4.3.2	CALCUL DE FS PAR LA METHODE DE BISHOP	37
4.4	ETUDE NUMERIQUE	38
4.4.1	MODELE DE REFERENCE ET DONNEES DE CALCUL DANS PLAXIS 2D.....	38
4.4.2	MAILLAGE ET CONDITIONS HYDRAULIQUES	39
4.4.3	PHASES DE CALCUL NUMERIQUE	40
4.4.4	PRESENTATION DES RESULTATS NUMERIQUES	41
4.4.5	CONFRONTATION ENTRE LES METHODES ANALYTIQUES ET NUMERIQUE.	42
4.5	ETUDE PARAMETRIQUE	42
4.7	CONCLUSION	44
	CONCLUSION GENERALE.....	45
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	47

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation.

L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols ...) et par leur dimension.

Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurâtes, hydrogéologie).

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

De nombreuses méthodes de calcul ont été proposées pour traiter le problème de stabilité des pentes, on utilise les méthodes classique (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches) et les méthodes numériques (méthodes des différences finis, méthodes des éléments finis).

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en quatre chapitres :

CHAPITRE 1: Généralités sur les mouvements de terrain : définitions ; classification de mouvement ; le processus du glissement de terrain (caractéristique, classification, principales causes des glissements).

CHAPITRE 2: Les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes : calcul de stabilité (élément de base du calcul, notion de facteur de sécurité) ; méthodes à l'équilibre limite.

CHAPITRE 3: Procédés de confortement des glissements de terrain.

CHAPITRE 4: Etude comparative: comparaison entre les méthodes analytiques et numériques.

GÉNÉRALITÉS SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

1.1. INTRODUCTION

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol. D'origine naturelle (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme...) ou anthropique (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères...) (Figure 1.1).

Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes.

Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour).



Figure 1.1 Mouvements de terrain

1.2. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

La classification des mouvements des terrains, qui est un moyen de dénomination des principaux types, a préoccupé les spécialistes depuis plus d'une centaine d'années (Colas pilot et al., 1976).

Chaque auteur selon sa formation et sa nationalité propose une classification en se basant sur des critères tels que :

- La nature de la roche.
- La cinématique du mouvement.

- La vitesse du mouvement.
- La morphologie et le type de surface de rupture.
- La cause de la rupture.
- L'âge de la rupture.

Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements (Flageollet, 1989) :

2. Les mouvements lents et continus

Les affaissements.

Les tassements.

Le fluage du terrain.

Les solifluxions.

Les glissements de terrain.

2. Les mouvements rapides et discontinus

Les effondrements.

Les chutes de pierres ou de blocs.

Les éboulements ou écroulements.

Les laves torrentielles.

Les coulées boueuses.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués:

Les mouvements lents et les mouvements rapides.

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

1.2.1. LES MOUVEMENTS LENTS ET CONTINUS

Ce sont de mouvements pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

1.2.1.A. *Les affaissements*

Les affaissements se caractérisent par une dépression topographique sans rupture apparente. On rencontre les affaissements dans des régions minières où il y a rupture en profondeur des galeries de mines (Figure 1.2).

Évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amortie par le comportement souple des terrains superficiels. Ces cavités peuvent être:

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses...
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.
- Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon...).



Figure 1.2 Les affaissements

1.2.1.B. *Les tassements*

Diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement(Figure1.3). Ces phénomènes peuvent être de grande extension et affecter des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

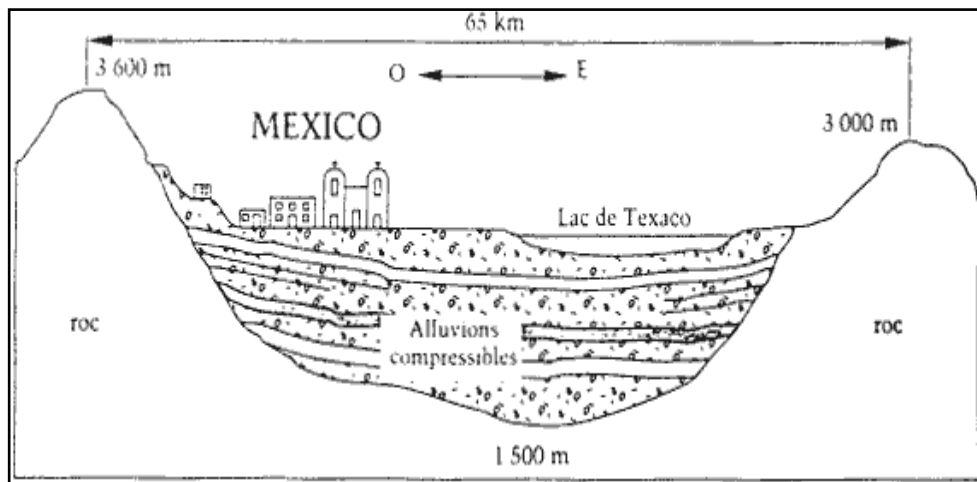


Figure 1.3 Tassement de Mexico

1.2.1.C. Le fluage des terrains

Le fluage est un mouvement de terrain très sournois. Il se fait très lentement, sans surface de rupture nette (sauf au stade ultime, à la rupture du sol) et sans variation apparente de sollicitation mécanique ou hydraulique (Figure 1.4) (Colas et Pachou, 1976).

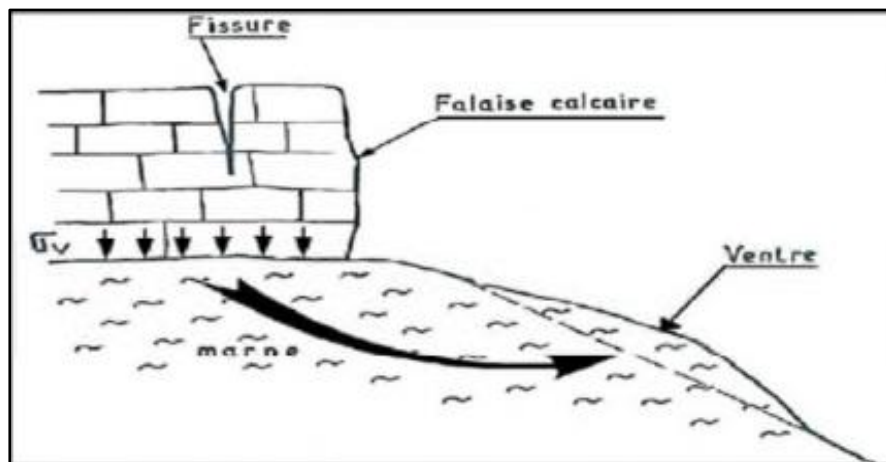


Figure 1.4 Schéma général du mécanisme de fluage

1.2.1.D. Les solifluxions

La solifluxion est un cas spécial de fluage (Figure 1.5). Ce phénomène est la conséquence des climats préglaciaires. Il est dû à l'alternance gel/dégel, de la teneur en eau du matériau superficiellement et les mouvements s'accroissent, ce phénomène peut présenter deux aspects:

- Glissement superficiel du manteau d'altération.
- Reptation, à haute altitude, du manteau de terre végétale.



Figure 1.5 Schéma de la solifluxion

1.2.1.E. Les glissements

Le glissement de terrain est un phénomène géologique qui correspond au déplacement de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture (Djabri, 2022).

Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles) (Figure 1.6).

Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements:

- Glissement plan
- Glissement rotationnels simple
- Glissement rotationnels complexes (composés).



Figure 1.6 Glissement de terrain de Mila

1.2.1.F. Les phénomènes de retrait gonflement

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse, ce phénomène accentué par la présence d'arbres à proximité, peut provoquer des dégâts importants sur les constructions (Figure 1.7). Plusieurs dizaines de milliers de constructions ont ainsi été endommagées au cours de la sécheresse qui a affecté la France de 1989 à 1992.

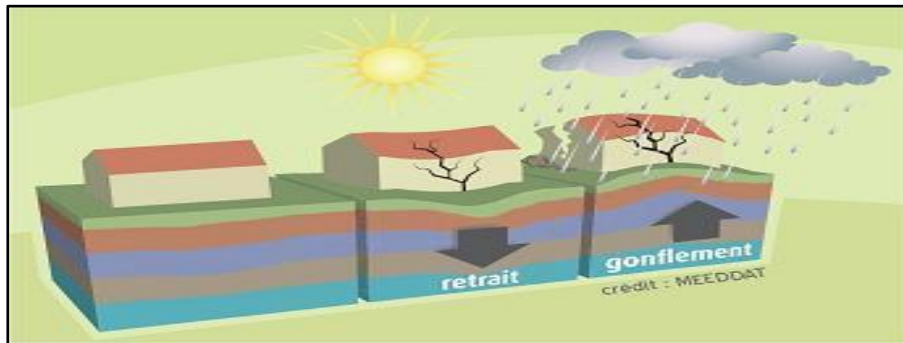


Figure 1.7 *Les phénomènes de retrait gonflement*

1.2.2. LES MOUVEMENTS RAPIDES ET DISCONTINUS

Les mouvements rapides peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.

Le premier groupe (propagation en masse) comprend :

1.2.2.A. Les effondrements

L'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire (Figure 1.8).

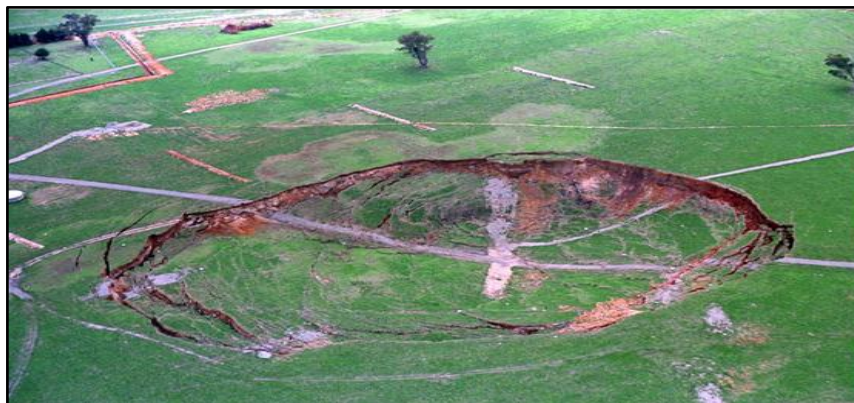


Figure 1.8 *Effondrement*

1.2.2.B. Les chutes de pierres ou de blocs

Provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés (Figure 1.9).



Figure 1.9 Chute de pierres

1.2.2.C. Les éboulements ou écroulements

Ce sont des chutes libres de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnée de mouvements de rebondissement ou de roulement (Figure 1.10).



Figure 1.10 Eboulement ou écroulement

1.2.2.D. Les laves torrentielles

Qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents de montagne (Figure 1.11).



Figure 1.11 Laves torrentielle

1.2.2.F. Les coulées boueuses

Qui proviennent généralement de l'évolution du front des glissements (Figure 1.12).



Figure 1.12 Coulée boueuse

1.3. LE PROCESSUS DU GLISSEMENT DE TERRAIN

1.3.1. CARACTERISATION DES GLISSEMENTS

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements :

1.3.1.A. Glissement plan

Mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux.

1.3.1.B. Glissement circulaire ou rotationnel

- Surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ net et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué.

- le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement.
- Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.

1.3.1.C. Glissement quelconque

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

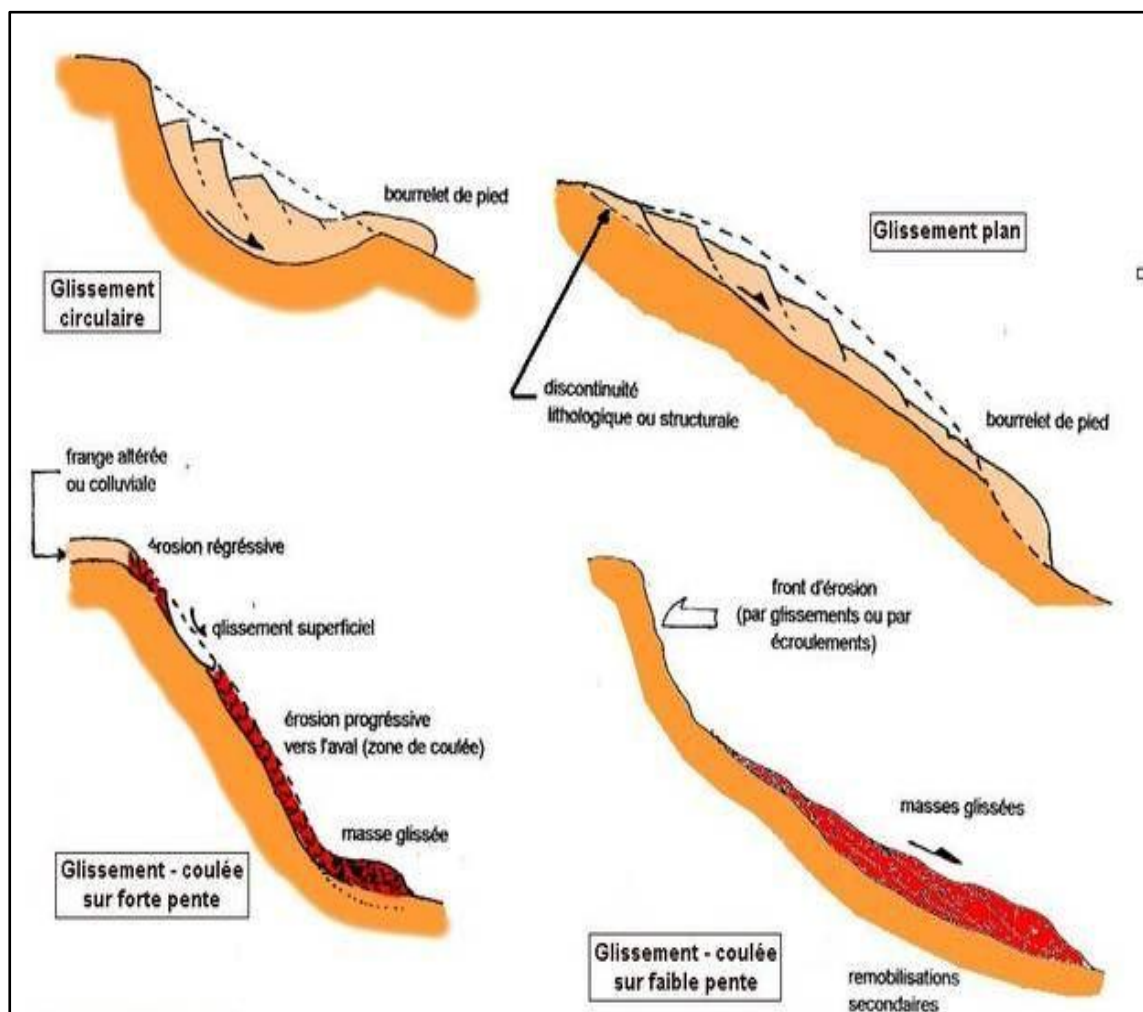


Figure 1.13 Les types de glissements de terrain

1.3.2. LA CLASSIFICATION DU GLISSEMENT DE TERRAIN

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

Tableau 1.1 La classification de glissement de terrain

glissement	surface de glissement
superficiel	0-2m
profond	2-10m
Semi- profond	10-30m
Très- profond	>30m

1.3.2.A. Glissement superficiel

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface. La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m (Figure 1.14).

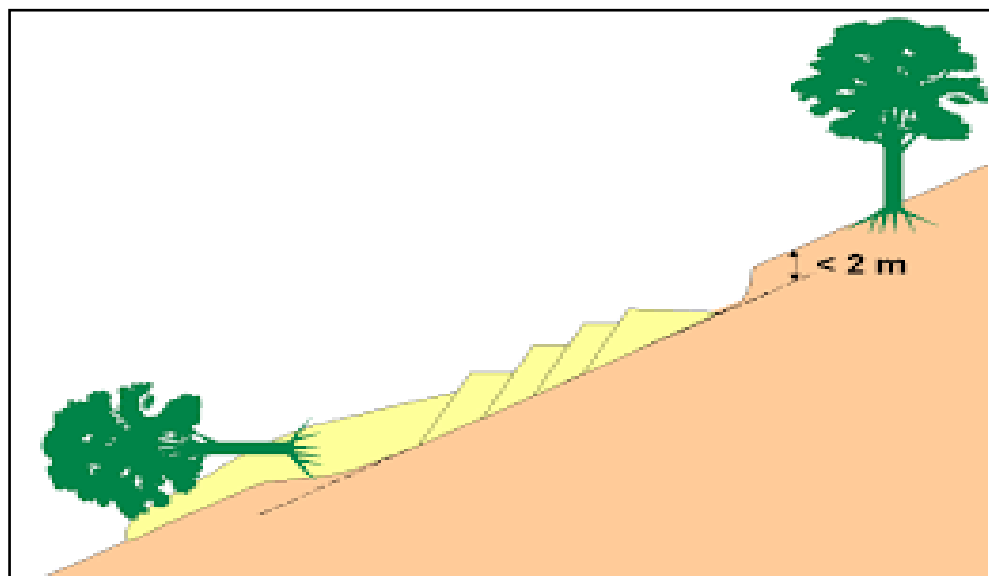


Figure 1.14 Glissement superficiel

1.3.2.B. Glissement profond

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance (Figure 1.16).



Figure 1.15 Glissement profond

1.3.3. PRINCIPALES CAUSES DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de :

1.3.3.A. La Nature du terrain

La nature de terrain dépend de la :

•Géométrie de terrain

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de La nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

•Résistance au cisaillement des sols ou des roches

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

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement.

Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique,...).

1.3.3.B. les actions extérieures qui agissent sur le sol

•Actions hydrauliques

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

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement : en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydraulique les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain.

Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale.

•Les actions climatiques et anthropiques

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau.

Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

•Pluie, neige, évapotranspiration

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

•Séismes

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain.

Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

*La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes,

*la force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

1.4. ROLE DU GEOTECHNICIEN DANS L'ETUDE DE STABILITE

L'étude de stabilité d'un terrain peut prendre plusieurs formes en fonction du problème pose.

En effet, en cas d'un terrain en mouvement, l'intervention consiste à étudier l'évolution du phénomène (vitesse de mouvement du massif), à la stabilisation ou confortement du terrain, à titre provisoire ou définitif ou enfin à mettre en place une station de surveillance.

En cas d'un glissement finalise, il peut être demande une expertise ou d'étudier la réparation de l'ouvrage endommagé.

En cas d'un projet de réalisation d'un déblai ou d'un remblai, il sera demande d'effectuer un dimensionnement, à la base d'une étude stabilité au glissement, en définissant éventuellement une méthode de construction (barrages, remblai sur sol mou,...).

Enfin, en cas d'un nouveau projet, il sera éventuellement demande en phase de terrassement, de définir les mesures préventives afin de prévenir tout risque d'instabilité à court ou long terme.

Dans tous les cas, il faut disposer d'un ensemble de données nécessaires sur le projet, issues de la reconnaissance géologique, géotechnique, et hydrogéologique.

1.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a présenté quelques définitions des mouvements des terrains pour arriver à les arranger en trois types de glissements.

Cette classification nous a permis de les différencier et les caractériser.

Souvent, le glissement de terrains provoque des dégâts humains et matériel très important.

Pour décrire le danger qui peut être engendré par un glissement de terrain, il faut passer par des études géotechniques qui permettent de vérifier la stabilité de la pente par l'intermédiaire d'un coefficient dit coefficient de sécurité.

MÉTHODES D'ANALYSE DE LA STABILITÉ DES PENTES

2.1. INTRODUCTION

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (Figure 2.1).

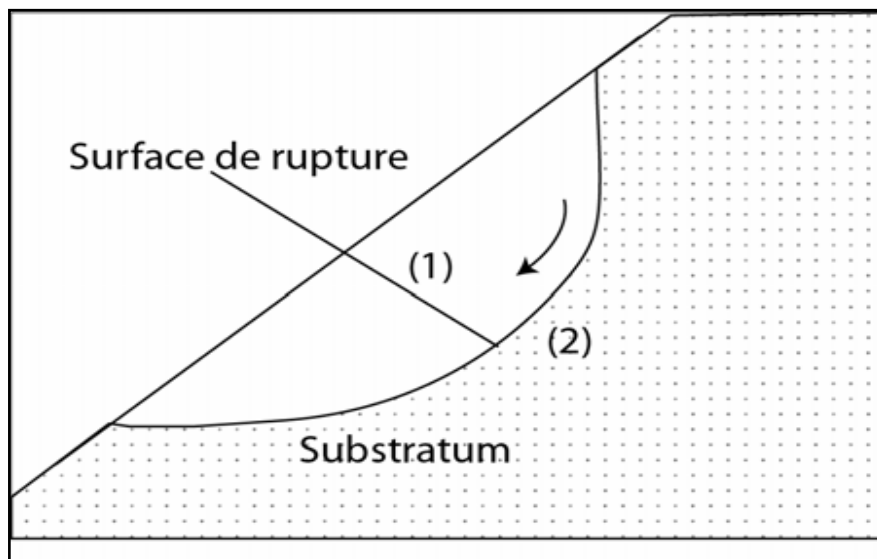


Figure 2.1 Surface de rupture

2.2. DETERMINATION DU FACTEUR DE SECURITE

Pour connaître le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F.

C'est en effet le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

$$FS = \frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces motrice}}$$

Ce rapport peut avoir l'une des valeurs suivantes :

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

Dans la réalité, et l'expérience dans le domaine de stabilité des pentes montrent que:

- Si $FS > 1,5$: le talus est stable ;
- Si $FS < 1$: il y a un glissement ;
- $1 \leq FS \leq 1,5$: le risque est réel, surtout si FS se rapproche de 1.

FS est défini comme coefficient par lequel les paramètres de résistance au cisaillement du sol devraient être répartis (divisés) pour donner l'état de glissement qui va apparaître (Karal, 1977).

Donald et Chen (1997) ont admis l'équation $FS = \frac{C}{C_m}$ (C la cohésion et la C_m cohésion mobilisée) comme la définition du coefficient de sécurité pour le matériau en frottement, les surfaces de glissement sont des surfaces de rendement potentiel, les déplacements et le mécanisme de rupture dépend du coefficient de sécurité.

2.3. ELEMENTS DE BASE DU CALCUL

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements)
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation).

2.3.1. NOTION DE FACTEUR DE SECURITE

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues.

Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité FS 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.

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul.

Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de FS inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour FS=1, les caractéristiques correspondantes.

La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le (Tableau 2.1):

Tableau 2.1 Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité (LAMBE, 1973)

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{\text{resist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F = M_{\text{resist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par ex: H / H_{\max}

Théoriquement, le talus est dit stable si $FS > 1$, l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque $FS = 1$, mais dans la pratique, le coefficient FS est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

Le tableau ci-dessous (Tableau 2.1), nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

Tableau 2.2. Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1,0-1,25	Sécurité contestable
1,25-1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1,4	Satisfaisante pour les barrages

2.3.2. CAS DES RUPTURES PLANES (GLISSEMENTS PLANS)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain (Figure 2.2).

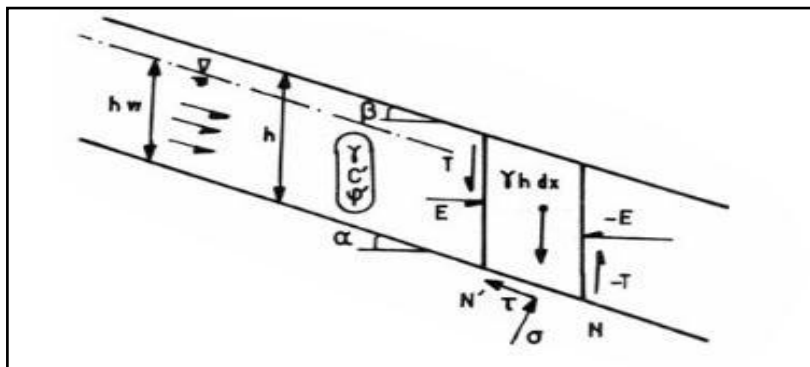


Figure 2.2 Schéma type d'une rupture plane

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$FS = \frac{c'L + (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi'}{W \sin \alpha}$$

Dans laquelle : L désigne la longueur du talus, α sa pente, W le poids des terres en mouvement, U la résultante des pressions interstitielles éventuelles, c' la cohésion effective et ϕ' l'angle de frottement interne effectif.

2.3.3. CAS DES RUPTURES CIRCULAIRES (GLISSEMENTS CIRCULAIRES)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène (Figure 2.3).

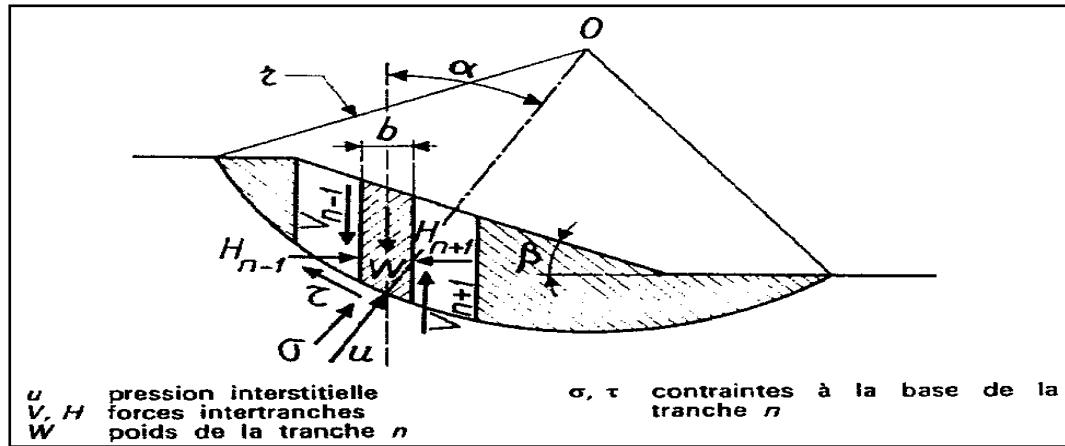


Figure 2.3 Schéma type d'une rupture circulaire

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- **la méthode de Fellenius** : dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité : Une couche de base, en grave traitée ou non traitée (Fellenius, 1927).

$$FS_{Fellenius} = \frac{\sum [c'b + (W \cos 2\alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

- **la méthode de Bishop** : dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité (Bishop A.W, 1971).

$$FS_{Bishop} = \frac{\sum [c'b + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi' / FS_{Fellenius})}{\sum W \sin \alpha}$$

2.3.4. CAS DES RUPTURES QUELCONQUES (GLISSEMENTS NON CIRCULAIRES)

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes.

Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture

2.4. METHODES A L'EQUILIBRE LIMITE

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne, par l'intermédiaire du coefficient de sécurité, une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite.

L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme.

Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre.

Le coefficient de sécurité est déterminé par un calcul manuel ou à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet sommaire et à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes ou de projets détaillés.

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

Etude de 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 (par exemple méthodes de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIARETZ...).

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 (par exemple méthodes de FELLENIUS ; BISHOP...).

On distingue, arbitrairement, trois familles de méthode de calcul à l'équilibre limite :

2.4.1. METHODE DE FELLENIUS OU METHODE ORDINAIRE DES TRANCHES

Méthode des tranches basée sur une rupture circulaire. Cette méthode ne satisfait que l'équilibre des moments. Par ailleurs les forces inter-tranches sont supposées égales ou opposées.

2.4.2. METHODE DE BISHOP

Méthode des tranches basée comme la précédente sur une rupture circulaire. Dans sa version simplifiée Elle ne satisfait que l'équilibre des moments, la composante verticale des forces inter-tranche est négligée. La version modifiée ne tient compte que des forces inter-tranches horizontales.

2.4.3. COMPARAISON ENTRE METHODES DE CALCUL A LA RUPTURE

La méthode de BISHOP simplifiée qui satisfait uniquement l'équilibre des moments donne des résultats aussi précis que celles citées précédemment sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus.

2.5. CALCUL AUTOMATIQUE A L'AIDE D'ORDINATEUR

Le calcul de stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité FS et de repérer la surface de glissement la plus probable peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. A cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.

Le logiciel comporte en général trois phases principales:

- L'entrée des données
- Le paramétrage des cercles de rupture potentiels
- Le lancement des calculs

La première phase consiste à introduire trois types de données :

- Géométriques (profil topographique),
- Géotechniques (γ , c , φ),
- Hydraulique (profil de la nappe).

La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de cercles de glissement.

2.6. CONCLUSION

Le calcul du facteur de sécurité est nécessaire pour vérifier la stabilité des terrains en pente vis-à-vis au glissement. Pour l'évaluer ; des méthodes d'analyses géotechnique sont utilisées telle que les méthodes d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis et différences finies.

Dans la pratique, les terrains en pente sont instables nécessitant des améliorations dans leur masse. Aujourd'hui, plusieurs techniques sont utilisées pour remédier au problème de glissement des terrains, ce que nous allons présenter dans la suite de notre travail.

PROCÉDÉS DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

3.1. INTRODUCTION

On présentera dans cette partie 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 du phénomène, des facteurs qui interviennent dans le déclenchement du mouvement et de son évolution dans le temps.

En peut dire que les techniques d'intervention disponibles se regroupent en trois grandes familles qui sont: les terrassements, les drainages et les renforcements.

Les aspects techniques ne sont pas uniquement qui interviennent dans la recherche d'une solution de confortement. En effet, l'impact économique, environnemental d'un projet, les délais, contraintes particulières liées aux techniques et aussi au savoir-faire des entreprises locales qui participent à la définition de la solution de confortement.

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à exécuter des travaux de stabilisation et à définir une solution confortative.

3.2. FACTEURS Du CHOIX DE LA METHODE DE CONFORTEMENT

La solution doit prendre en compte la faisabilité des travaux liée à :

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

Elle doit également tenir compte d'autres aspects tels que:

- Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase de travaux,
- Les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux,
- La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation,

- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

Aussi, le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de :

- L'analyse des paramètres techniques du site;
- La connaissance des techniques de stabilisation;
- Les impératifs technico-économiques.

La méthode retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects.

3.3. QUELQUES METHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS INSTABLES

3.3.1. DRAINAGE

C'est avec l'action géométrique, le procédé le plus efficace pour améliorer la stabilité d'un talus. Il présente l'avantage d'être toujours dans le sens de l'efficacité, puisque toute quantité d'eau drainée améliore la stabilité.

Le drainage d'un massif instable peut être réalisé de plusieurs façons :

- Par drainage superficiel pour réduire les infiltrations et l'érosion en réalisant des fossés, des descentes d'eau, caniveaux, etc.
- Par drainage profond pour rabattre la nappe en mettant en place des galeries, des tranchées, des éperons drainants, des drains subhorizontaux ou drains verticaux, puits et galeries drainantes.
- Les éperons drainants (Figure 3.1) peuvent être mis en place lorsque la hauteur du talus est faible (<5m). Ils sont réalisés perpendiculairement au talus et remplis d'un matériau drainant.

Leur efficacité est d'autant plus importante qu'ils sont profonds et peu éloignés les uns des autres (leur espacement d doit être inférieur ou égal à leur hauteur H). Leur principal avantage est que leur réalisation ne met pas en cause la stabilité du talus traité.

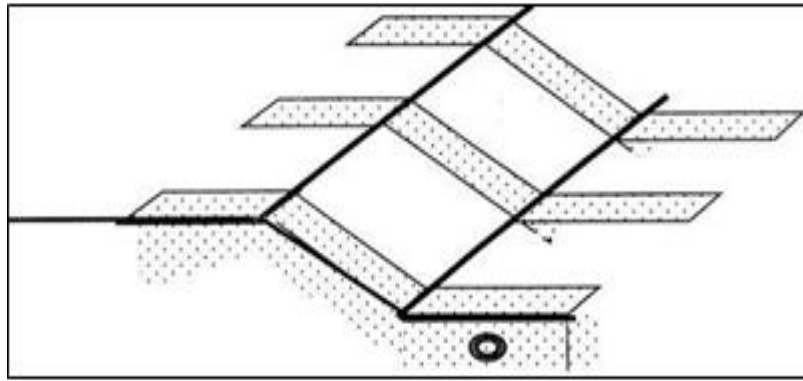


Figure 3.1 Eperons drainants

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

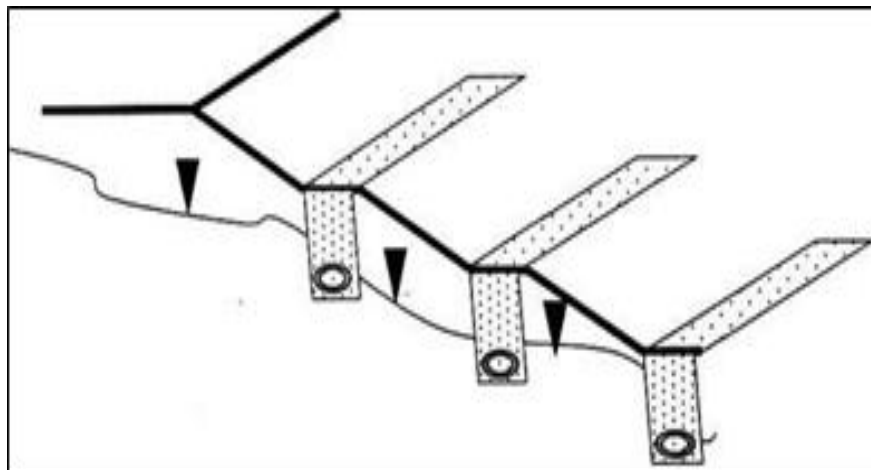


Figure 3.2 Tranchées drainants

- Les drains subhorizontaux sont envisageables lorsque on est en présence d'une nappe piégée dans un terrain imperméable (niveaux sablo-gréseux dans des argiles ou des marnes par exemple). Ce sont des tubes en PVC, crépines, d'un diamètre de 50 à 80 mm mis en place dans des forages subhorizontaux. Leur longueur peuvent atteindre 50, 80 ou 100 m. dans le cas des grands glissements de terrain, ils sont quelquefois associés à une galerie drainante qui joue le rôle d'un drain principal à partir duquel partent les faisceaux de drains. Du fait du risque de colmatage, ces drains nécessitent une surveillance régulière pour assurer leur bon fonctionnement.

3.3.2. TERASSEMENT

On s'intéressera ici à l'action de renforcement des géosynthétiques dans les chaussées souples. En effet, les bénéfices dus à l'utilisation des géosynthétiques sont moins marqués dans le cas d'une chaussée rigide. Une chaussée souple plus susceptible de se déformer permettra d'observer plus nettement la capacité de renforcement d'une géogrille ou d'un géotextile.

Également, le renforcement de sols mous est efficace pour de grandes déformations, il permet donc de faciliter la construction sur sol mous, il sera donc plus efficace pour des chaussées sans revêtements (plus apte à se déformer).

3.3.3. CHARGEMENT DU PIED

Un des moyens les plus simples pour stabiliser un glissement de terrain est de buter le talus par un massif de volume suffisant pour contrebalancer les efforts moteurs. On réalise ainsi des butées ou des banquettes, suivant le cas. L'expérience montre que si la butée de pied qui offre la meilleure amélioration de sécurité. Cette solution a finalement été retenue, malgré les problèmes d'emprise qui en résultent.

3.3.4. DECHARGEMENT DE LA CRETE DU TALUS

Cette solution intervient généralement avant le commencement des travaux. Le fait de décharger la crête du talus entraîne une réduction des poussées, donc amélioration de la stabilité ; c'est pourquoi il est nécessaire de commencer les travaux de terrassement par l'amont.

3.3.5. SUBSTITUTION

Cette solution consiste à éliminer toute la masse glissée en la remplaçant par un bon matériau. La purge est évidemment un traitement très radical qui nécessite toutefois de prendre quelques précautions :

- Etre bien certain du volume concerné par le glissement
- Purge plus profondément que la surface de glissement sous peine de réaliser un confortement sans aucune efficacité.
- Assurer un bon accrochage au contact massif sol en place et un bon drainage du massif de substratum.
- S'assurer que les travaux ne présentent pas de phase dangereuse et que l'on ne risque pas de provoquer d'autre mouvement plus en amont.

3.3.6. RETALUTAGE

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain naturel dans la définition des efforts moteurs. On peut assez simplement augmenter la sécurité en réalisant un talutage de façon à adoucir les pentes.

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne (Figure 3.3). Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.



Figure 3.3 Retalutage des berges du ruisseau de l'Étang

3.3.7. TIRANTS D'ANCRAGE

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de 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 :

- Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- Qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Généralement, les tirants sont mis par nappes de forages parallèles (Figure 3.4). L'espacement entre tirants d'une même nappe est fonction de l'effort total désiré et de la tension admissible par tirant.

On vérifiera dans le cas des ancrages actifs, que le sol n'atteint pas l'état de butée, auquel cas il y aurait plastification (déformation) du sol derrière les plaques de réaction entraînant une diminution de la tension dans les ancrages. Il est judicieux de prévoir un dispositif de suivi des déformations du terrain.

Cette technique n'est pas recommandée en première solution, et sera limitée à des sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé, le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la (Figure 3.4) :

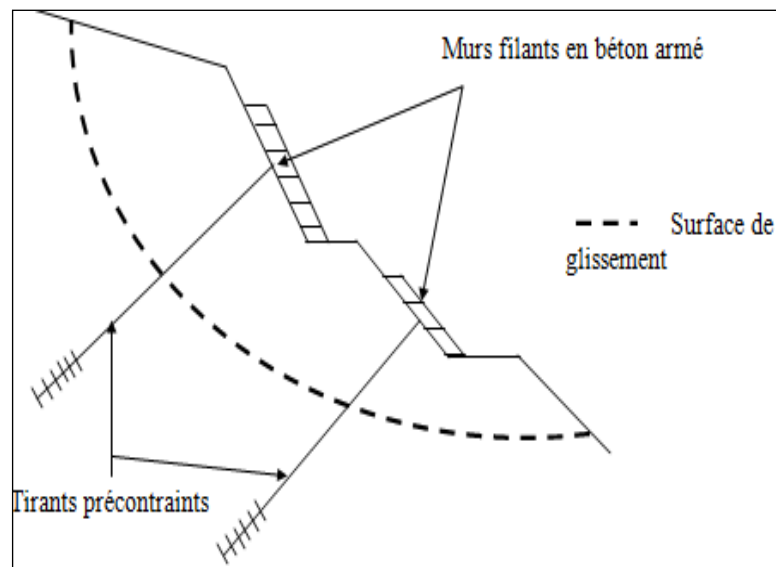


Figure 3.4 Stabilisation par tirants d'ancrages

Les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc $ABCD$ avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B) (Figure 3.5).

Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initiale est donné par :

$$FS = \frac{c'l + (W \cos \beta + B \sin \beta - P \sin \beta) \tan \varphi'}{W \sin \beta + P \cos \beta - B \cos \beta}$$

Avec c' et φ' caractéristiques de cisaillement du sol.

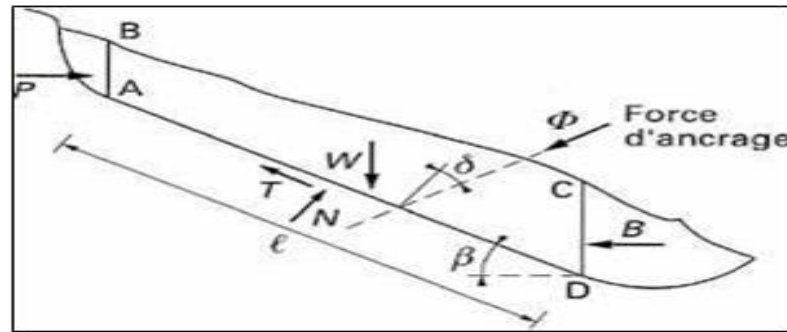


Figure 3.5 Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

Si l'on applique un effort d'ancrage ϕ , le coefficient de sécurité devient :

$$FS + \Delta F = \frac{a + \phi \cos \delta \tan \varphi'}{b - \phi \sin \delta}$$

3.3.8. INCLUSION D'ÉLÉMENTS SOUPLE ET RIGIDE

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison est qu'il est facile et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site (*Sellami et Belamri, 2014*).

On distingue habituellement trois catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- Les clous et micro-pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement (*Cartier, 1986*) ;
- Les pieux et barrettes (futs de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement ;
- Géosynthétiques et géogrilles souples.

3.3.9. LES SOUTÈNEMENTS

3.3.9.A. *Les ouvrages rigides*

Les ouvrages rigides, souvent par mur en béton armé préfabriqué (Figure 3.6), ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.



Figure 3.6 Mur en béton armé préfabriqué

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe.

La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

3.3.9.B. *Les ouvrages souples*

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métallique, par nappes de géotextiles, par grilles métallique ou synthétiques (Figure 3.7).

Ces ouvrages fonctionnent comme des massif poids, on les dimensionne en deux phases :

- Vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques.
- Vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.



Figure 3.7 Parement préfabriqué devant le massif en géotextile (service d'étude technique des routes et autoroutes(SETRA)).

3.3.10. BOISEMENT ET REFORESTATION

L'action stabilisatrice d'un couvert végétale, et notamment d'une forêt, sur un versant, préventivement ou en guise de remède, est un fait acquis chez les scientifiques et les techniciens, et les services forestiers des pays de montagnes affectés par des glissements ont entrepris depuis longtemps des reboisements là où la déforestation est précisément rendue responsable de l'aggravation des phénomènes.

Quelques auteurs ont cependant fait entendre une opinion quelque peu divergente, selon laquelle, dans un premier temps, la disparition de la forêt entraînerait plutôt une stabilisation. Cela serait dû à l'élimination de la surcharge, au ralentissement de la reptation du sol. Mais au bout d'un certain temps, la diminution de l'évapotranspiration et la remontée de la nappe phréatique joueraient, en sens inverse, en faveur de l'instabilité.

Le rôle de la végétation est, d'une part, mécanique, joué par les racines. Des cas de glissement on été mis en relation avec la destruction du système racinaire, après déforestation, et pour des forêts de types différents, de l'Alaska au Brésil, ou dans les Alpes.

Plusieurs spécialistes n'estiment qu'un couvert forestier ne produit qu'une surcharge faible, qui ne peut contribuer à l'instabilité que dans le cas de versant dont l'inclinaison dépasse l'angle de friction interne du matériau. L'effet du vent sur la stabilité, dans une forêt et après déforestation, n'a pas encore été réellement évalué. Il en est de même pour l'effet de pénétration des racines dans le sol et, ou, la roche. On peut faire remarquer qu'il ne peut jouer un grand rôle en milieu forestier tropical, puisque le réseau racinaire y reste très superficiel (*Sellami et Belamri, 2014*).

3.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes technique de renforcement des talus instables, parmi ces techniques on cite, les drainages, le terrassement ...etc. Le choix d'une technique par rapport à l'autre est base sur différentes critères.

Donc, les géotechniciens doivent passer par une étude profonde pour déterminer la meilleure technique pour l'amélioration de certain type de terrain en pente. Toutefois, il faut impérativement passer par le calcul de coefficient de sécurité vis-à-vis au glissement.

Dans la suite de notre travail, on essayera de faire une comparaison entre différentes méthodes analytiques pour le calcul du coefficient de sécurité.

Ensuite, on entamera une étude paramétrique pour évaluer l'influence des paramètres de cisaillement du sol sur la variation du facteur de sécurité.

ÉTUDE COMPARATIVE : COMPARAISON ENTRE LES MÉTHODES ANALYTIQUES ET NUMÉRIQUES

4.1. INTRODUCTION

En règle générale, les mécanismes de rupture sont schématisés par le glissement d'un bloc sur une surface de rupture cylindrique plane ou circulaire et les méthodes de calcul reposent sur des hypothèses simplistes.

Cependant une longue expérience a été acquise tant dans les méthodes de calcul, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. Par conséquent, la modélisation numérique est un outil puissant et rapide pour le calcul de stabilité des terrains en pente.

Notre étude est scindée en trois parties :

- La première partie consiste de faire une comparaison entre les méthodes analytique (Bishop, Fellenius) pour un cas de référence,
- La deuxième partie, une confrontation entre le calcul analytique et le calcul numérique à l'aide d'un logiciel en éléments fins (PLAXIS 2D 8.2),
- La troisième partie s'intéresse à une étude paramétrique sur l'effet de changement des paramètres de cisaillement du sol sur le coefficient de sécurité.

4.2. PRESENTATION DE SITE ETUDIE (CAS DE REFERENCE)

Kherrata est une commune de Kabylie en Algérie, située dans la wilaya de Bejaïa à environ 60 km du chef-lieu.

La composition stratigraphique et pédologique calcaire a la base reposant sur des couches argileuse ce qui rend non seulement la sismicité un facteur majeur, mais aussi des glissements de terrains actifs ; tel le glissement de terrain de Tamaleht, ou un éboulement actif fait face depuis plus de deux décennies.

Dans notre travail on s'intéresse au glissement dans cette zone pris comme modèle de référence (Sellami et Belamri, 2014).

4.2.1. SITUATION DE LA ZONE D ETUDE

Un glissement de terrain (Figure 4.1) a affecté un tronçon du chemin de wilaya CW16 au lieu-dit « ichhen », a Ait Idris daïra de Darguina (Figure 4.2).

4.2.2. LA GÉOLOGIE DU SITE

Sur le plan géologique, la région d'Ait Idris est essentiellement représentée par :

- Le facies classique de marnes schisteuses noires a filonets de calcite de calcite, surmonté de marnes parfois conchoïdales a lentilles de calcaires jaunes. Ces formations sont d'âge Séinien.
- Brèches de calcaires et éboulis de pente formés en majeure partie de débris liasiques et Jurassiques fortement cimenté.



Figure 4.1 Photos prise sur site montrant la géomorphologie du terrain



Figure 4.2 Situation du site (Illustration par Google Map)

4.2.3. LES DONNES DU SITE REFERENCE

Les donnes sont déjà existées d'après une étude faite sur le site.

La coupe lithologique fournie par le sondage destructif est la suivante :

- 0.00 à 5.00 m : remblais (tufs, argiles sableuse limoneuses).
- 5.00 à 9.00 m : Eboulis de pente constitués essentiellement par des blocs de calcaire enveloppés dans une matrice argileuse (argiles limoneuses).
- 9.00 à 20.00 m : Intercalation de bancs de marnes de couleur grise et des marnes schisteuses friables.

Les caractéristiques des couches sont mentionnées sur le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 Caractéristiques physico-mécaniques du sol

Profondeur (m)	Données mécaniques	Natures des couches de sol
0.00 à 5.00	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ $C = 0.05 \text{ bars}$ $\varphi = 35^\circ$	Argiles sableuse limoneuses Faible caractéristiques mécaniques
5.00 à 9.00	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ $C = 0.14 \text{ bars}$ $\varphi = 20^\circ$	argiles limoneuses Faible caractéristiques mécaniques
9.00 à 20.00	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$ $C = 0.24 \text{ bars}$ $\varphi = 25^\circ$	Marnes Bonne caractéristiques mécaniques

4.3. ETUDE ANALYTIQUE

4.3.1. CALCUL DE FS PAR LA METHODE DE FELLENIUS

Plusieurs méthodes de calcul des glissements circulaires, ont été établies pour le calcul de coefficient de sécurité Fs.

Dans notre mémoire, on a choisi, tout d'abord, la méthode des tranches de Fellenius qui consiste à diviser le volume instable en un certain nombre de tranches verticales, et le calcul se fait en considérant chaque tranche comme un solide indépendant, et en équilibre limite sur la ligne de glissement.

Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraires (Figure 4.3).

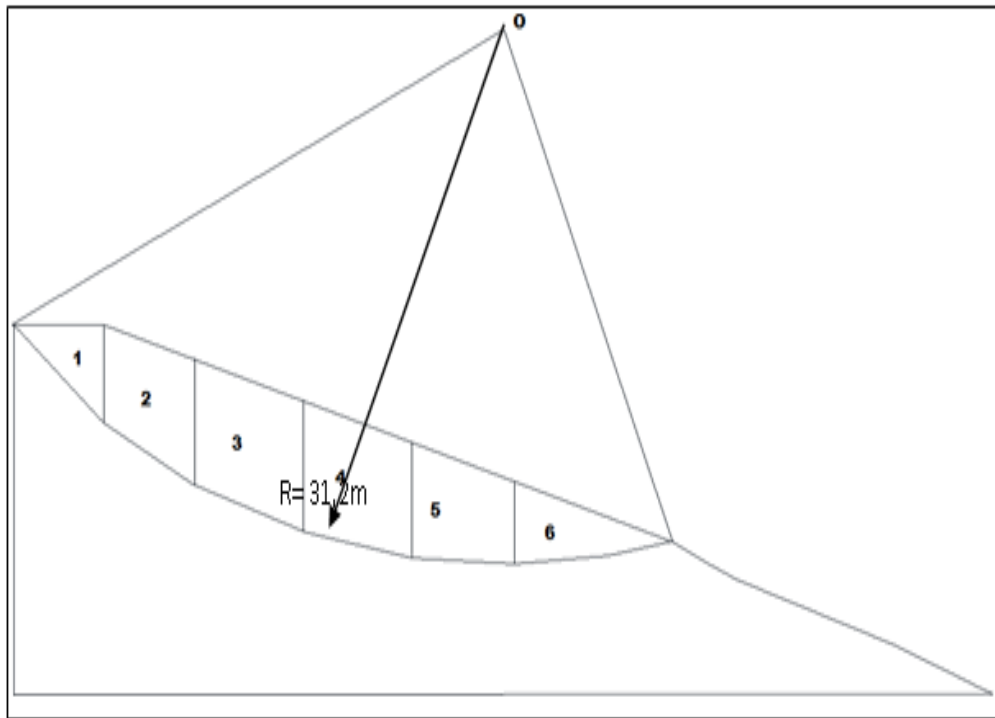


Figure 4.3 Découpage de tranches de talus

Le calcul manuel de la stabilité d'un talus se fait par tâtonnement en cherchant la ligne de glissement la plus défavorable tout en observant de façon critique la géométrie, les caractéristiques géotechniques et hydrauliques du talus. Ceci conduit à étudier bien peu de surfaces.

Avant de faire l'analyse par logiciel, on commence par un calcul manuel en considérant un cercle de rupture et on calcule le coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius (Tableau 4.2).

Le cercle a les caractéristiques suivantes :

- **Rayon : $R = 31,2 \text{ m}$**
- **Centre O de coordonnées : $O = (26,8 , 720,83 \text{ m})$.**
- **$\alpha = 36^\circ$**

On calcule le poids W et l'angle θ de chaque tranche.

Les résultats obtenus sont donnés dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 Résultats de calcul de la méthode des tranches de Fellenius

N° de la tranche	1	2	3	4	5	6
$W_i(t)$	255.94	590.06	811.63	785.76	591.74	372.16
$\theta_i(^{\circ})$	50	37	26	14	4	-9
$W_i \cos \theta_i(t)$	164.52	471.24	729.49	762.42	690.30	367.58
$W_i \sin \theta_i(t)$	196.06	355.11	355.8	190.09	41.28	-58.22
$L_i(m)$	7.49	6.03	6.36	6.89	5.55	7.91

Avec :

- $C = 2c. R. \sin \alpha$
- $\sum CL_i = 14.51 \text{ m}$
- $\sum W_i. \cos \theta_i = 3085.55$
- $\sum W_i. \sin \theta_i = 1080.12$
- $\varphi = 15^{\circ}$

$$FS_{Fellenius} = \frac{\sum (C_i. L_i + W_i. \cos \theta_i . \tan \varphi_i)}{\sum W_i \sin \theta_i} = \mathbf{0.78}$$

4.3.2. CALCUL DE FS PAR LA METHODE DE BISHOP

Pour comparer entre les méthodes analytiques, on calcul le coefficient de sécurité par la méthode Bishop tout en gardant le modèle de référence précédemment analysé par la méthode de Fellenius.

Le calcul du coefficient de sécurité se fait par la méthode de Bishop comme suit :

$$FS_{Bishop} = \frac{\sum [c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg } \varphi'_i]}{\sum W_i \sin \alpha_i} / (\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \text{tg } \varphi'_i / FS_{fellenius}) = \mathbf{0.82}$$

Les résultats du calcul par les deux méthodes sont très proches, et la méthode de Fellenius sous-estime le coefficient de sécurité (Tableau 4.3).

On peut dire que le calcul d'après la méthode de Fellenius est plus défavorable. Alors, dans les calculs qui suivent on se concentre sur la méthode de Fellenius.

Tableau 4.3 Comparaison entre les méthodes manuelles (Bishop ; Fellenius) dans le cas de référence (Glissement de Kherrata)

C	φ	γ	FS Bishop	FS Fellenius
14	27.5	19	0.82	0.78

4.4. ETUDE NUMERIQUE

Dans cette partie, une étude numérique est menée afin de calculer le coefficient de sécurité par la méthode des éléments finis intégré dans le code Plaxis 2D (V8.2) (Brinkgereve et Vermeer, 2003a ; Brinkgereve et Vermeer, 2003b). L'objectif est faire confronter les résultats numériques avec celles analytiques.

4.4.1. MODELE DE REFERENCE ET DONNEES DE CALCUL DANS PLAXIS 2D

L'analyse numérique est effectuée sur le modèle de référence déjà calculé manuellement par les méthodes analytiques (Figure 4.4). Les paramètres d'entrée du sol sont ceux utilisés dans le calcul analytique (Figure 4.5). Le modèle du sol choisit est celui de Mohr-Coulomb.

La fonction « Out Put » du code Plaxis nous permis de visualiser le maillage régulier opté pour notre étude (Figure 4.6).

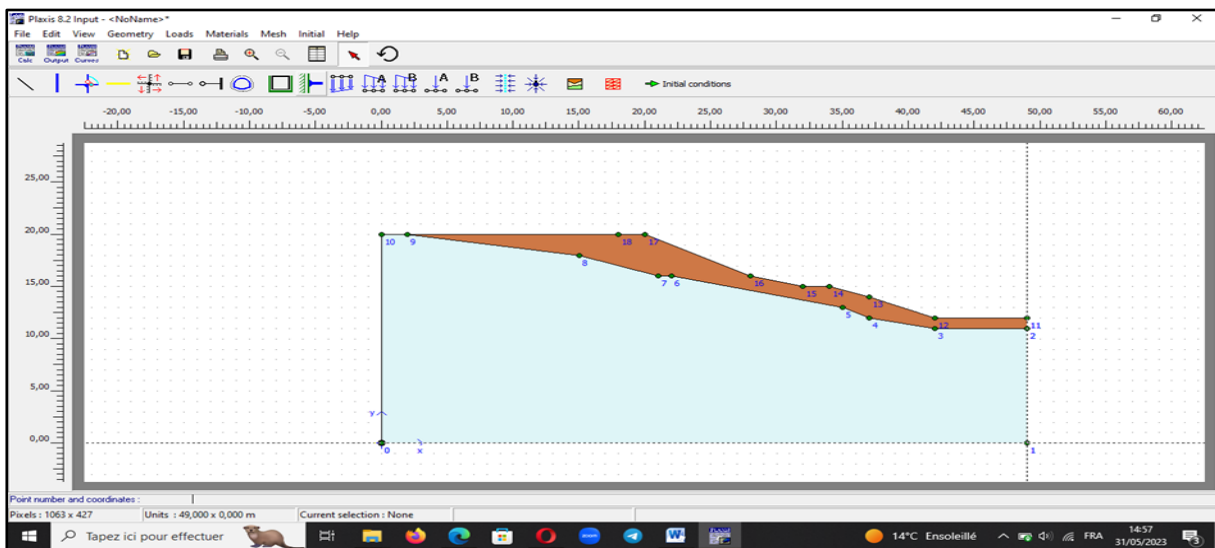


Figure 4.4 Modèle de référence sous le code Plaxis (Programme In put)

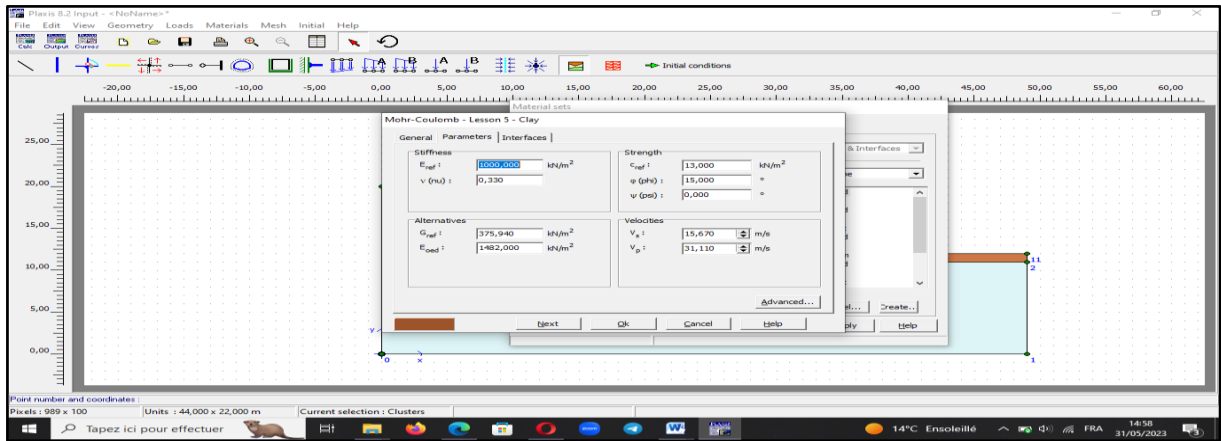


Figure 4.5 Entrée des données dans le modèle de référence

4.4.2. MAILLAGE ET CONDITIONS HYDRAULIQUES

Avant le lancement du calcul, il faut passer l'option générer le modèle afin de choisir le niveau de l'eau (conditions hydrauliques). Dans notre étude, le sol est supposé sec, le niveau piézométrique se trouve au dessous- de la surface glissante (Figure 4.7). Ainsi, peut aussi visualiser les contraintes effectives (Stress effectifs) dans le modèle (Figure 4.8).

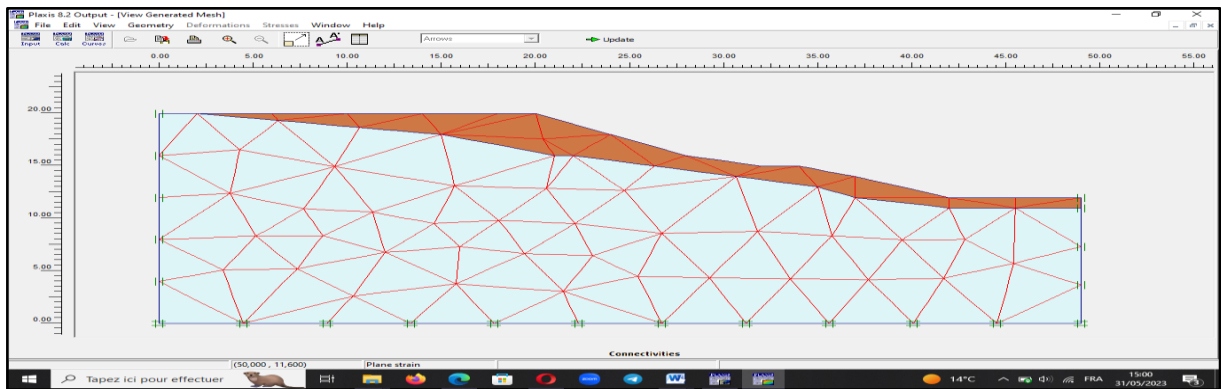


Figure 4.6 Maillage du modèle de référence

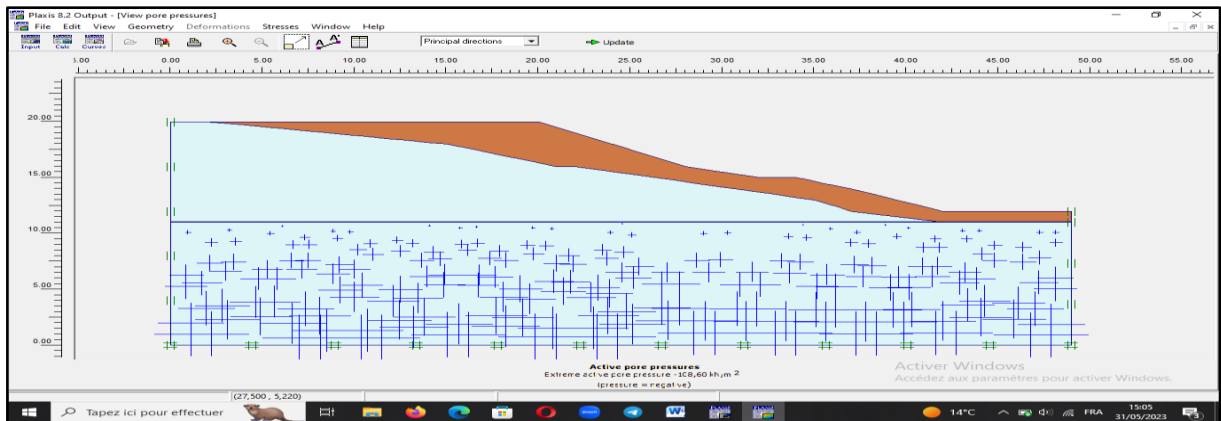


Figure 4.7 Résultats des forces et présentation de niveau piézométrique

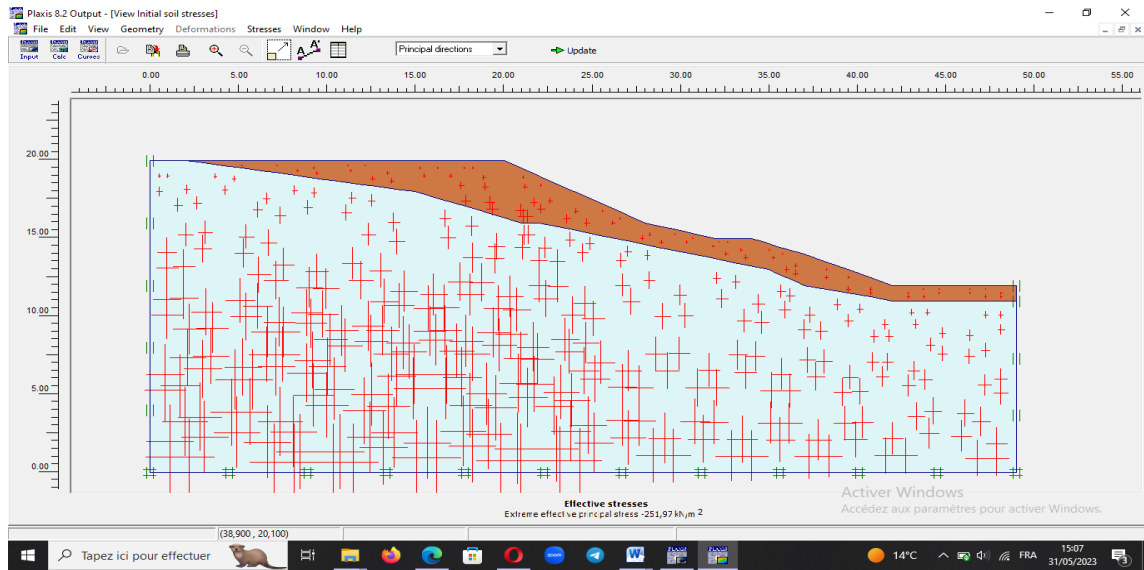


Figure 4.8 présentation des contraintes effectives (stress effectifs)

4.4.3. PHASES DE CALCUL NUMERIQUE

La fonction « Calculate » permet de faire des analyses par plusieurs méthodes qui nous souhaitons. Dans notre cas, on adopte le mode « Phi/C réduction ». Le mode « Phi/C réduction » est utilisé dans un calcul de facteur de sécurité où les paramètres de cisaillement du sol sont les plus dominants (Figure 4.9).

Deux phases de calcul se succèdent, la première consiste à la construction du talus, la deuxième consiste à calculer le coefficient de sécurité (Figure 4.9)

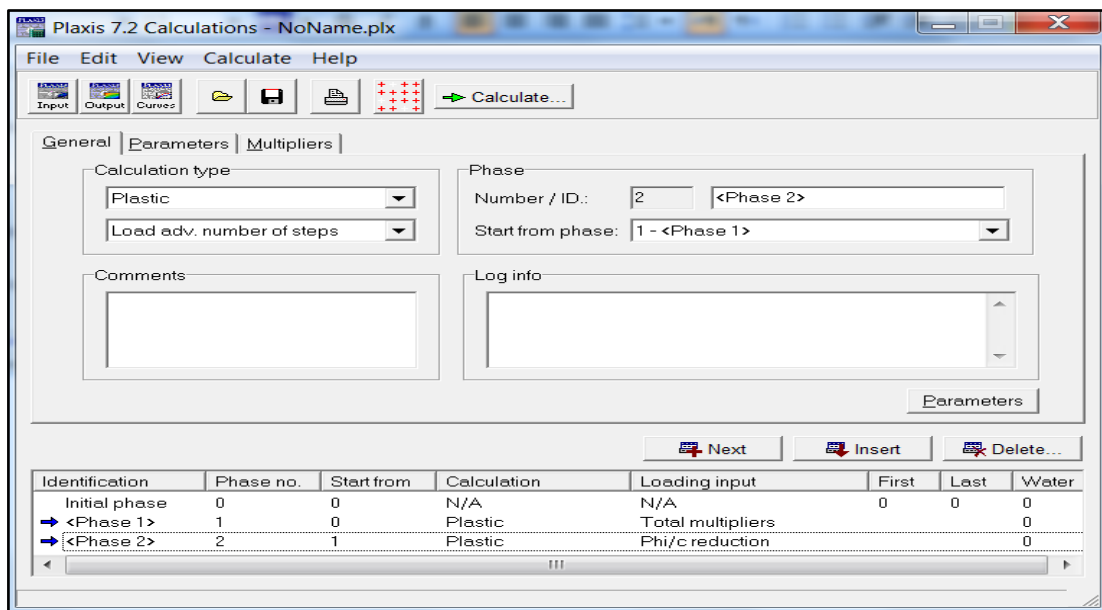


Figure 4.9 Le menu « Calculate » dans le modèle de référence

4.4.4. PRESENTATION DES RESULTATS NUMERIQUES

On s'intéresse sur le déplacement total du sol et le calcul du coefficient de sécurité.

Le menu « *Out put* » nous permet de visualiser l'allure du déplacement total, il s'agit bien d'un glissement rotationnel (Figure 4.10).

Le menu « *Curves* » nous donne l'allure et la valeur du coefficient de sécurité du talus étudié (Figure 4.11). La valeur du coefficient de sécurité est **FsPlaxis=0.72**.

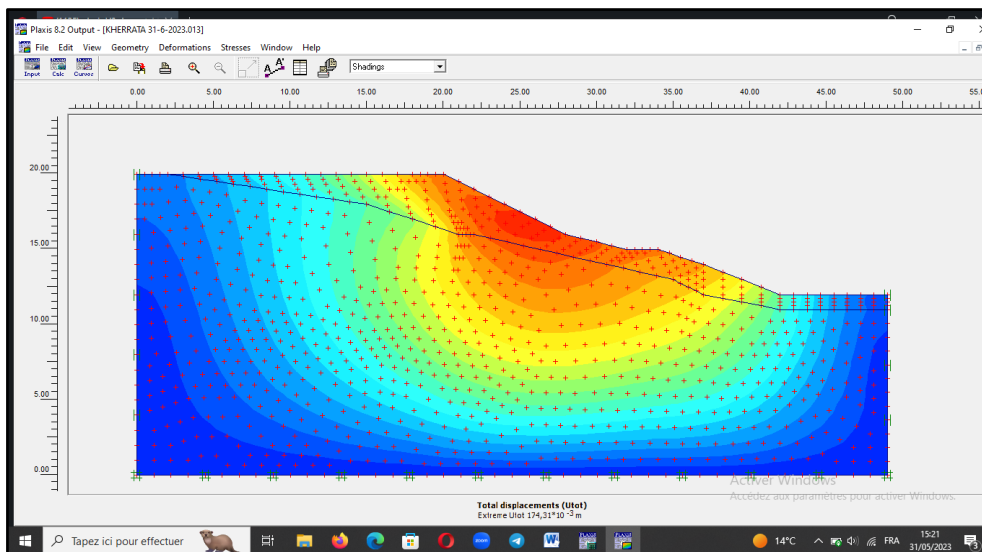


Figure 4.10 Déformation totale (Total deformation)

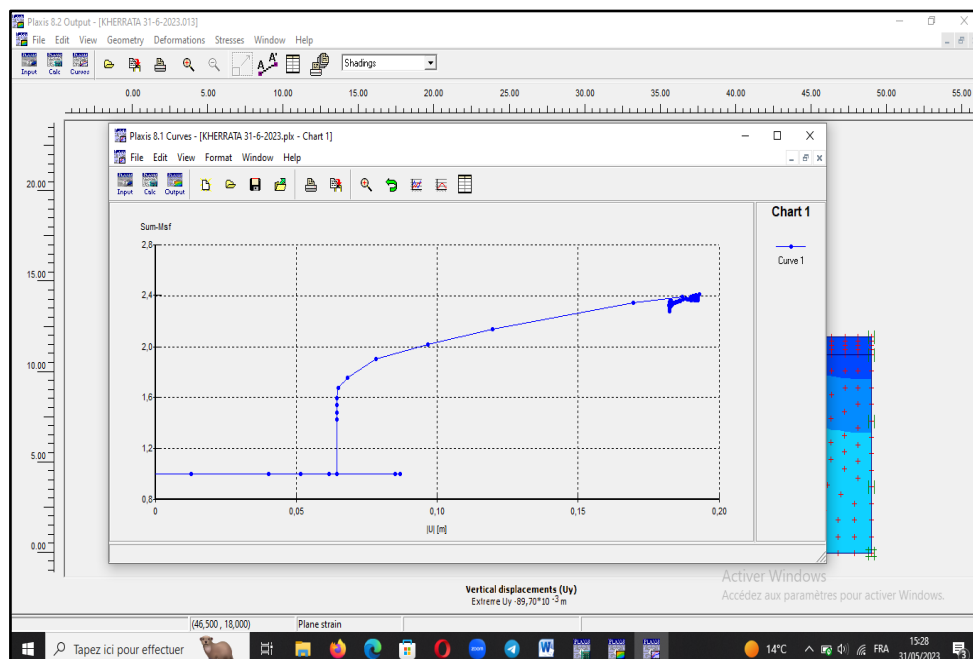


Figure 4.11 Calcule de facteur de sécurité « Menu Curves »

4.4.5. CONFRONTATION ENTRE LES METHODES ANALYTIQUES ET NUMERIQUE

On présente les résultats de calcul analytique et numérique dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.4 Comparaison entre les méthodes manuelle et numérique dans le cas de glissement de terrain de Kharrata

C	φ	γ	Fs Bishop	Fs Fellenius	Fs plaxis
14	27.5	19	0.82	0.78	0.72

Les résultats du calcul par la méthode analytique de Bishop et par la méthode numérique en utilisant le code Plaxis sont très proches, et sont sous-estimés de 1% à 4 % par rapport à la méthode analytique de Fellenius.

4.5. ETUDE PARAMETRIQUE

Dans cette partie, on essaiera de changer les paramètres de cisaillement (angle de frottement et la cohésion du sol) en alternance et on calcul le facteur de sécurité par la méthode analytique de Fellenius. L'angle de talus est 36° , le poids volumique de sol est 19kN/m^3 .

En plus du modèle de référence, seize autres modèles ont été sélectionné pour l'étude paramétrique. Tous les résultats sont arrangés dans le Tableau 4.5.

Selon les résultats obtenus, on peut conclure que :

- Les deux paramètres de cisaillements c et φ ont un effet sur le changement de facteur de sécurité.
- Si la cohésion est inférieure à 1, le talus est instable quel que soit la valeur d'angle de frottement.
- On trouve que les valeurs critiques des paramètres de cisaillement sont presque :
 - $C=40$ mPa
 - $\varphi=30^\circ$

On remarque aussi que la cohésion est le paramètre plus dominant dans la variation du facteur de sécurité que l'angle de frottement.

Tableau 4.5 Résultats de l'étude paramétrique dans le cas de glissement du terrain de Kharrata avec variation dans les paramètres du sol

Modèles	C	φ	Angle du talus	Fs Fellenius
Référence	14	27.5	36	0.78
M1	5	10	36	0.75
M2	5	20	36	0.757
M3	5	30	36	1.01
M4	5	34	36	1.08
M5	20	10	36	0.88
M6	20	20	36	0.848
M7	20	30	36	0.744
M8	20	34	36	0.694
M9	40	10	36	2.924
M10	40	20	36	1.913
M11	40	30	36	1.507
M12	40	34	36	1.927
M13	60	10	36	3.535
M14	60	20	36	3.234
M15	60	30	36	2.804
M16	60	34	36	3.104

4.7. CONCLUSION

Par interprétation des résultats de calcul de facteur de sécurité avec la variation des paramètres dans la méthode de Fellenius on conclut que :

- ✓ Le facteur dominant dans la variation du facteur de sécurité est la cohésion.
- ✓ Les résultats de calcul de facteur de sécurité soit par les méthodes analytiques ou par la méthode numérique (PLAXIS 2D) se convergent. Alors on peut utiliser tous les méthodes selon les conditions existantes (données, le temps, la précision ...etc).
- ✓ La modélisation de phénomène de glissement en forme mathématique et informatique simplifier le mode d'étude de ce phénomène ce qui nous permet d'éviter leur danger.
- ✓ Les études très profondes dans les zones des glissements de terrain peuvent recommandées des solutions de confortement du sol adéquat.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'analyse de la stabilité d'un terrain au glissement est une opération complexe dans la mesure où une multitude d'aspect s'interfèrent, notamment l'incertitude sur les paramètres géotechniques. Le mécanisme de glissement est en outre complexe et n'est décrit par les méthodes de calcul de stabilité des talus que d'une manière simpliste.

Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture. Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformation, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques du massif en plus de celles de résistance.

L'étude présentée dans ce mémoire analyse la stabilité au glissement des terrains en pente avec une étude du cas du talus de KHERRATA« ichhen », a Ait Idris daïra de Darguina (willaya de Bejaïa), ainsi que les calculs du coefficient de sécurité par les différentes méthodes (analytiques et numériques) à titre de comparaison entre les résultats.

L'analyse du glissement du talus par les méthodes analytiques de l'équilibre limite implantées dans le logiciel Plaxis a montré que "Fellenius" sous-estime les valeurs du facteur de sécurité par rapport à ceux calculés par "Bishop ". Ainsi, l'étude analytique nous a permis de déterminer les valeurs critiques si $FS=1.5$.

Cette étude nous a permis de mettre en évidence que les résultats obtenus par l'analyse de deux approches, malgré que leur principes soient totalement différents, sont plus au moins comparables.

L'étude paramétrique en variant les paramètres du cisaillement du sol à savoir la cohésion et l'angle de frottement a montré que la cohésion est la plus dominante dans le changement de facteur de sécurité.

Les résultats analytiques et numériques se convergent, alors on peut extraire une valeur proche de la réalité de facteur de sécurité.

Le confortement du sol nécessite une étude plus profonde pour déterminer la meilleure technique pour améliorer le sol. Ce sujet peut être traité ultérieurement.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Bishop A.W.** (1971). « The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis », *Geotechnique*, vol 21, n2, pp 168-172
- Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.** (2003). ‘PLAXIS version 8, manuel de référence’, DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas
- Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.** (2003). ‘PLAXIS version 8, material model manual’, DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas
- Cartier G .** (1986). ‘ Méthodes de dimensionnement des clouages des versants instables’, Bulletin des Laboratoires des ponts et Chaussées LCPC, Paris N°34
- Colas & Pachou.** (1976). Mécanismes du fluage
- Djabri M.** (2022). « Cours de mécanique des sols », Master 1 géotechnique, Université de Tébessa, Algérie
- Donald I.B. et Chen Z.** (1997). « Slope stability analysis by the upper bound approach, Fundamentals and methods », *Canadian Géotechnical Journal*, J34, pp 853-862
- Flageollet J.C.** (1989). ‘ Les mouvements de terrain et leur prévention’, Collection Géographie, Paris, Masson, 224 p
- Kalkoul N.** (2015). ‘ Analyse de stabilité et stabilisation d’un versant sous séisme application au cas du versant de Sidi Ahmed wilaya de Bejaia’, Mémoire de fin d’étude de Master, université de M’sila, Algérie
- Karal K.** (1977). « Energy method for soil stability analyses », *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, V103, GT5
- Khelil N. et Senad B.** (2014). ‘Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements MEZGHITANE (JIJEL)’, Mémoire Master génie civil, Université de Béjaia, Algérie
- Khemissa M.** (2005). « Méthodes d’Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes », Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d’éboulement Rocheux, Université de Guelma, Algérie
- Fellenius W.** (1927).

« Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion (Adhasion) und unter Annahmekreiszyllindrischer Gleitflächen. Ernst & Sohn, Berlin

Lambe T.W. (1953). «The structure of inorganic soil», Proceedings, ASCE, vol. 79, N° 315, 49 pp

Lambe T.W. (1973). « Predictions in soils engineering », Geotechnique, n23

Pierre A. et Dennis F. (1980). ‘Géologie appliquée au génie civil’, Broché – 1, Edition Masson

Pilot G. (1966). « Calcul de la stabilité des pentes utilisation de l’ordinateur CAE510 du laboratoire central », Bulletin de liaison N22

Sellami S. et Belamri S. (2014). ‘Etude de stabilité et confortement de glissement de terrain CW 16 ait Idriss-Béjaia’, Mémoire de master, Université de Bejaia, Algérie

LES SITES INTERNETS

- ✓ <https://www.mementodumaire.net/les-risques-naturels/rn-3-mouvements-de-terrain/>
- ✓ [http://bib.univoeb.dz:8080/jspui/bitstream/123456789/7438/1/HAOUES%20NAS SIMA-LOUCIF%20SARA.pdf](http://bib.univoeb.dz:8080/jspui/bitstream/123456789/7438/1/HAOUES%20NAS%20SIMA-LOUCIF%20SARA.pdf)
- ✓ <https://la1ere.francetvinfo.fr>
- ✓ <https://www.georisques.gouv.fr/minformer-sur-les-mouvements-de-terrain>
- ✓ <http://www.ikonet.com/fr/ledictionnairevisuel/terre/geologie/mouvements-de-terrain.php>