

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR – ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'Ingéniorat

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

**ETUDE DE LA STABILITE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN
PAR DIFFERENTES METHODES DE CALCULS**

Présenté par : *TOURE Dramane*

KOUYATE Penda

Encadrant : *Professeur SBARTAI BADREDDINE*

U.B.M. Annaba

Jury de Soutenance :

Pr. HASEN CHAOUCH ABDELMJID	Professeur	U.B.M. Annaba	Président
SBARTAI BADREDDINE	Professeur	U.B.M. Annaba	Encadrant
KAFFEF TAREK	MAA	U.B.M. Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciements :

Nous tenons tout d'abord remercier notre créateur ALLAH le tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné la patience et le courage afin d'accomplir ce travail.

Nous adressons tous nos sincères et chaleureux remerciements :

A nos parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Au Pr. SBARTAI BADREDDINE, pour l'orientation, la disponibilité, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

Aux membres de jury, pour avoir accepté de juger notre travail.

Enfin à tous les enseignants ayant contribué à notre formation.

Sommaire

Introduction générale :	1
I. CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN	2
I.1 Introduction :	2
I.2 Définition d'un glissement de terrain :	2
I.3 Description des glissements de terrain :	3
I.3.1 Les glissements de terrain :	4
I.3.2 Les écroulements et les chutes de blocs :	7
I.3.3 Les mouvements de fluage :	9
I.3.4 Les coulées :	10
I.4 Causes et dommages des glissements de terrains :	12
I.4.1 L'eau et les risques de glissements de terrain :	13
I.4.2 Les facteurs anthropiques :	14
I.4.3 Les facteurs sismiques :	15
I.5 Conclusion :	15
II. Chapitre II : Etude d'un glissement de terrain	16
II.1 Introduction :	16
II.2 Etudes géologiques et géomorphologiques du site :	16
II.3 Etude hydrologique et hydrogéologique :	17
II.4 Etude géotechnique :	17
II.4.1 Sondage et prélèvement d'échantillon :	18
II.4.2 Essais in-situ :	19
II.4.3 Essais au laboratoire :	19
II.5 Conclusion :	19
III. CHAPITRE III : LES METHODES DE CALCULS	20
III.1 Introduction :	20
III.2 Notion du coefficient de sécurité :	20
III.2.1 Méthode des éléments finis :	22
III.2.2 Méthodes basées sur l'équilibre limite :	22
III.3 Méthode globale :	23
III.4 Méthodes des tranches :	25
III.4.1 Méthode de Fellenius :	27
III.4.2 Formule de BISHOP :	28
III.4.3 Méthode de Morgenstern et Price (1965) :	29
III.4.4 Méthode de spencer :	29

III.4.5	Méthode de Janbu simplifiée :	29
III.5	Méthode des perturbations :	30
III.6	Choix de la méthode à utiliser et le coefficient de sécurité :	31
III.7	Choix des caractéristiques mécaniques à prendre à compte :	31
III.8	Conclusion :	31
IV.	Chapitre IV : Méthodes de confortements des glissements de terrain	32
IV.1	Introduction :	32
IV.2	Terrassement :	32
IV.2.1	Remblai de pieds :	33
IV.2.2	Allègement en tête :	34
IV.2.3	Reprofilage :	34
IV.2.4	Purge des matériaux remaniés :	35
IV.2.5	Substitution totale ou partielle :	36
IV.3	Le drainage :	36
IV.3.1	Tranchées drainantes :	37
IV.3.2	Drains subhorizontaux :	38
IV.3.3	Masques et éperons drainants :	38
IV.3.4	Drains verticaux, puits et galeries drainantes :	40
IV.4	Le reboisement :	40
IV.5	Élément résistant :	40
IV.5.1	Murs de soutènements :	41
IV.5.2	Tirants d'ancrages, clouage, pieux et barrette :	43
IV.6	Conclusion :	47
V.	Chapitre V : Calcul de la stabilité par PLAXIS et SLIDE	48
V.1	Introduction :	48
V.2	Programme PLAXIS :	48
V.2.1	Hypothèses générales :	49
V.2.2	Les modèles de comportement utilisés par PLAXIS :	49
V.3	Étapes de modélisation :	51
V.4	Calcul du coefficient de sécurité :	51
V.4.1	Modèle géométrique (Tracé du profil) :	52
V.4.2	Génération du maillage :	53
V.4.3	Modélisation numérique :	53
V.5	Interprétation des résultats :	62
V.6	Présentation du logiciel SLIDE :	63
V.7	: Étapes de modélisation :	64
V.8	Calcul du coefficient de sécurité :	65
V.8.1	Bishop simplified :	65

V.8.2	Janbu corrected :	70
V.8.3	Janbu simplified :	70
V.8.4	Ordinaly Fellenius :	71
V.8.5	Spencer :	72
V.9	Conclusion :	74
	Conclusion générale :	75
	Bibliographie :	76

Tables des figures

Figure I.1 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.....	3
Figure I.2 : Les différents types du mouvements de terrain (Gilles,S.Pierre, P.1998).....	4
Figure I.3 : Glissement plan (Durville, J. Gilles, S.2000).	5
Figure I.4 : Glissement circulaire (Durville, J. Gilles, S.2000).	5
Figure I.5: Glissement rotationnel simple.	6
Figure I.6 : Glissement rotationnel complexe.	6
Figure I.7 : Quatre schémas de différents types de glissement de terrain en fonction de la typographie.7	
Figure I.8 : Aspect de l'écroulement.....	8
Figure I.9 : Chute de pierres et blocs.	9
Figure I.10 : Aspect de fluage.	10
Figure I.11 : Exemple de coulée de boue, boulevard Grande-Baie Sud.....	10
Figure I.12 : Deux formes de coulées.	11
Figure II.1 : coupe géologique et lithostratigraphie synthétique extraites de la carte géologique Rhafsay-Kelaa des Sels en 1/50000.	17
Figure II.2: Quelques machines du sondage.....	18
Figure III.1 : Découpage d'un talus en tranches (BENAÏSSA.2003).	25
Figure III.2 : Les forces agissantes sur une tranche.	26
Figure III.3: Détail des tranches.	27
Figure III.4 : Mise en œuvre de la méthode des perturbations.	30
Figure IV.1 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.	33
Figure IV.2 : Représentation de la butée de pied.	34
Figure IV.3 : Allègement en tête.	34
Figure IV.4 : Reprofilage : (a) Adoucissement ; (b) Risberme.	35
Figure IV.5 : Purge :	35
Figure IV.6 : : Substitution partielle (Durville et Gille, 2008).	36
Figure IV.7 : Coupe d'une tranchée drainante.....	37
Figure IV.8 : Drains Subhorizontaux.	38
Figure IV.9 : Schéma d'un masque drainant (Achoui et Dahmani, 2013).	39
Figure IV.10 : Schéma d'éperons drainants (Achoui et Dahmani ,2013).	39
Figure IV.11 : Galerie drainante (APAT, 2003).	40
Figure IV.12 : Mur de soutènement.	41
Figure IV.13 : Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).	42
Figure IV.14 : Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).	43
Figure IV.15 : Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41, (Haute-Savoie).....	44
Figure IV.16 : : Un versant stabilisé par clouage.....	45
Figure IV.17 : Photos pendant la réalisation de pieux battus.	46
Figure IV.18 : Différentes étapes de la réalisation d'un pieu foré.	47
Figure V.1 : Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS.	49
Figure V.2 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	51
Figure V.3 : Modèle géométrique du talus.	52
Figure V.4 : Maillage du modèle.	53
Figure V.5 : Définition du multiplicateur pour la procédure K0.	54
Figure V.6 : Déformée du maillage.	55
Figure V.7 : Coefficient de sécurité.	55
Figure V.8 : Déformée du maillage.	56
Figure V.9 : La valeur du coefficient de sécurité.....	57
Figure V.10 : Déformée du maillage.	58

Figure V.11 : Le coefficient de sécurité.....	58
Figure V.12 : Déformée du maillage.	59
Figure V.13 : Le coefficient de sécurité.....	60
Figure V.14: Déformée du maillage.	61
Figure V.15 : Le coefficient de sécurité.....	61
Figure V.16 : La courbe de variation du coefficient de sécurité en fonction du coefficient sismique horizontal K_h	63
Figure V.17 : Modélisation du modèle.	65
Figure V.18 : Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop simplified.	66
Figure V.19 : Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop simplified pour 0.05 de K_h	67
Figure V.20 : Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop simplified pour 0.1 de K_h	67
Figure V.21: Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop simplified pour 0.13 de K_h	68
Figure V.22: Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop simplified pour 0.14 de K_h	69
Figure V.23 : Courbe de Bishop Simplified.	69
Figure V.24 : Courbe de Janbu corrected.	70
Figure V.25 : Courbe de Janbu simplified.	71
Figure V.26: Courbe de Ordinaly Fellenius.	72
Figure V.27 : Courbe de Spencer.....	73
Figure V.28 : Courbes comparatives du coefficient de sécurité du PLAXIS et de SLIDE.	74

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Éléments caractérisant les différents mouvements de terrain.....	12
Tableau III-1 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité.	20
Tableau III-2 : Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité. [23].....	21
Tableau III-3: Différentes définitions d'un coefficient de sécurité.	21
Tableau III-4: Méthode de calcul à utiliser.	22
Tableau V-1 : Paramètres géotechniques des couches formant le profil du talus étudié.	52
Tableau V-2 : Tableau de variation du coefficient de sécurité et du coefficient sismique horizontal.	62
Tableau V-3: Les données et les résultats du logiciel. [1].....	64
Tableau V-4 : Paramètres géotechniques des couches.	64
Tableau V-5 : Résultat des coefficients de sécurité par la méthode de Janbu corrected.	70
Tableau V-6 : Résultat des coefficients de sécurité par la méthode de Janbu simplified.....	71
Tableau V-7 : Résultat des coefficients de sécurité par la méthode de Ordinaly Fellenius.	71
Tableau V-8 : Résultat des coefficients de sécurité par la méthode de Spencer.....	72
Tableau V-9 : Tableau comparatif du coefficient de sécurité du PLAXIS et de SLIDE.....	73

Liste des symboles

γ	Poids propre
\emptyset	Angle de frottement
\emptyset_u	Angle de frottement drainé
\emptyset_m	Paramètre de résistance mobilisée
C	La cohésion
C_u	La cohésion drainée
C_m	Paramètre de résistance mobilisée
U	Pression interstitielle
Z_C	La longueur de la fissure de traction
P_w	La pression de l'eau
W	Le poids propre appliqué au centre de gravité G
W'	Le poids propre de l'eau
τ	La contrainte de cisaillement
τ_r	La contrainte de résistance
τ_m	La contrainte de cisaillement mobilisée
σ	La contrainte normale
M_o	Moment moteur
M_R	Moment résistant
L_a	Longueur de l'arc
F_S	Le facteur de sécurité

F_c	Le facteur de sécurité partiel pour la cohésion
F_ϕ	Le facteur de sécurité partiel pour l'angle de frottement
L	Longueur de la corde
a	Position de la résultante des forces cohésives
b	Largeur de la tranche
l	Longueur de la surface de glissement.
Y_1 et Y_2	Efforts de cisaillement
E_1 et E_2	Efforts normaux
α	Pente de la surface de rupture de la pente
r	Rayon du cercle de glissement
E	Le module de Young
ν	Le coefficient de poisson
ε	Déformation
ψ	L'angle de dilatance

Resumé :

Les glissements de terrain sont des phénomènes très dangereux qui dépendent de plusieurs paramètres et critères très répandus dans le monde. Cette étude porte sur l'analyse du glissement de terrain.

Ce travail a pour objectif de réaliser une étude géotechnique du phénomène. Pour cela, on a débuté notre étude par des généralités sur les glissements des terrains ensuite une analyse de la stabilité par les méthodes classiques et une analyse numérique de la pente avec deux codes de calcul, PLAXIS et SLIDE dans le but de déterminer le coefficient de sécurité dans différentes situations avec différentes méthodes de calculs.

L'analyse des résultats obtenus indique une instabilité du talus, caractérisée par un coefficient de sécurité faible.

Mots clés : glissement, confortement, PLAXIS, SLIDE

Abstract :

Landslides are very dangerous phenomena that depend on several parameters and criteria that are widespread around the world. This study focuses on the analysis of the landslide.

The aim of this work is to carry out a geotechnical study of the phenomenon. To do this, we started our study with generalities on landslides and then an analysis of stability by conventional methods and a numerical analysis of the slope with two calculation codes, PLAXIS and SLIDE in order to determine the safety factor in different situations with different methods of calculation.

Analysis of the results indicates instability of the slope, characterized by a low safety factor.

Keywords: slip, Reinforcement, PLAXIS, SLIDE

موجز

إن الانهيارات الأرضية ظواهر خطيرة جداً تعتمد على عدة معايير ومقاييس منتشرة في جميع أنحاء العالم. تركز هذه الدراسة على تحليل الانهيار الأرضي

والهدف من هذا العمل هو إجراء دراسة جيوتقنية لهذه الظاهرة. للقيام بذلك، بدأنا دراستنا مع العموميات على الانهيارات PLAXIS الأرضية ومن ثم تحليل للاستقرار بالطرق التقليدية والتحليل العددي للمنحدر مع اثنين من رموز الحساب، من أجل تحديد معامل السلامة في حالات مختلفة مع أساليب مختلفة من الحساب SEDS و

تحليل النتائج يشير إلى عدم استقرار المنحدر، الذي يتميز بمعامل أمان منخفض

، الشريحة PLAXIS الكلمات الرئيسية: زلة، والراحة،

Introduction générale :

Les glissements de terrain sont un des risques naturels les plus présents et ils affectent toutes les régions du monde, causant chaque année d'énormes dégâts tant en vie humaines qu'en dommages matériels. Ils provoquent des déformations qui peuvent toucher tous les sols dans des conditions différentes et se développent dans la plupart des massifs de sols meubles.

Ces mouvements se produisent lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines et sous-marines, etc.), et ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers.

Le travail qui nous a été confié consiste à une « **étude de la stabilité d'un glissement de terrain par différentes méthodes de calcul.** »

L'objectif de ce travail présenté dans ce mémoire est d'analyser la stabilité d'un talus.

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

La première partie est consacrée à l'étude théorique, sur les mouvements de terrain (leurs circonstances, leurs caractéristiques, leurs types, et leurs différentes causes), ainsi les différentes méthodes d'analyse et de calcul de la stabilité et les différents systèmes de confortements.

La deuxième partie est de déterminer les coefficients de sécurité par plaxis et slide et de les comparer.

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

I. CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

I.1 Introduction :

Les mouvements sont des phénomènes naturels qui consistent en une descente d'une masse de matériaux tels que de la terre, des roches, des déchets miniers...etc. Ils peuvent engendrer des dégâts matériels et parfois causer des victimes. Généralement causés par de fortes pluies, des tremblements de terre, des éruptions volcaniques...etc. Aussi, les glissements de terrain sont des déplacements lents d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane. Ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme. Leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. Les méthodes de calculs les plus courantes permettant d'évaluer la stabilité des pentes et des talus sont décrites en utilisant le concept de coefficient de sécurité. Toute étude de stabilité doit être précédée d'une investigation géologique et géotechnique détaillée du site considéré. [1]

I.2 Définition d'un glissement de terrain :

Un glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. [2]

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Les différents éléments d'un glissement de terrain sont représentés sur la figure ci-dessous : [1]

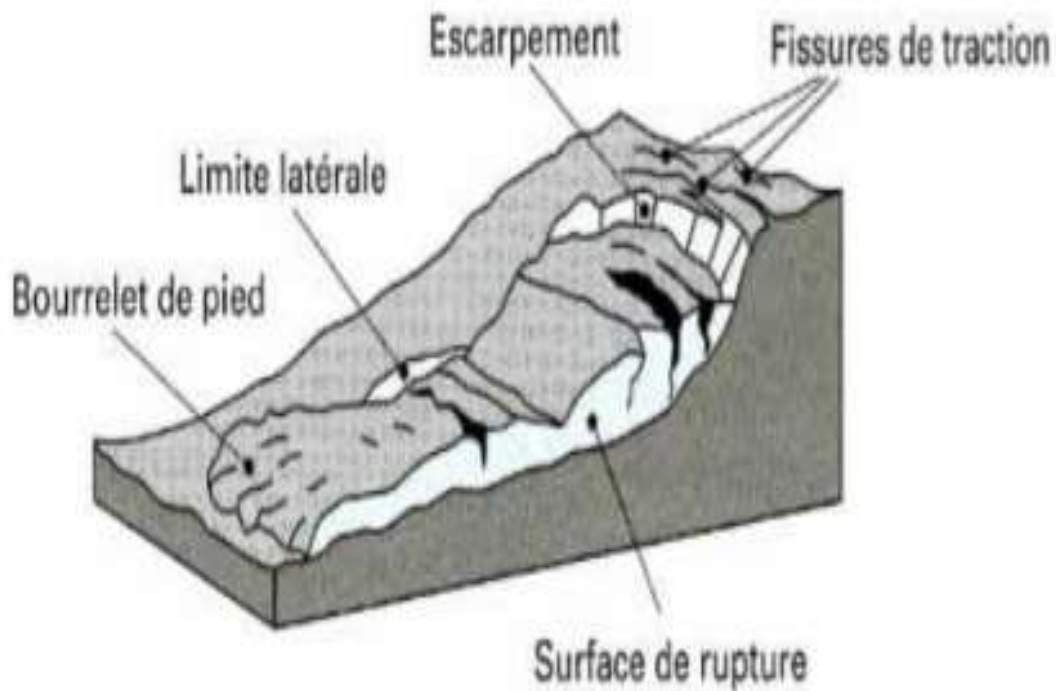


Figure I.1 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.

I.3 Description des glissements de terrain :

De nombreuses classifications sont données dans la littérature technique, elles s'appuient toutes sur des notions de cinématique, de nature de sols, de stratigraphie, etc. De manière générale, nous distinguons quatre classes distinctes de mouvements de terrain :

- Les glissements de terrain
- Les écroulements et les chutes de blocs
- Les mouvements de fluage
- Les coulées

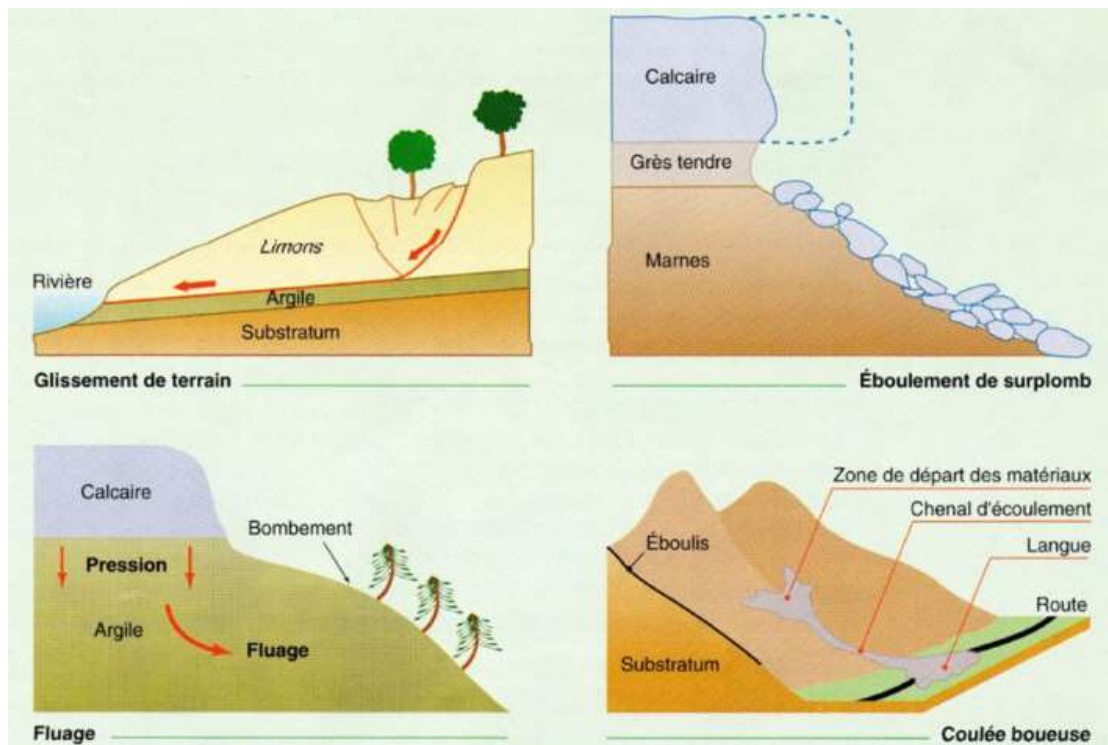


Figure I.2 : Les différents types du mouvements de terrain (Gilles,S.Pierre, P.1998).

I.3.1 Les glissements de terrain :

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissement :

- ❖ Glissement plan, le long d'une surface plane.
- ❖ Glissement circulaire ou rotationnel, le long d'une surface convexe.
- ❖ Glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types (Philippe, R. 1988). [3]

I.3.1.1 Glissement plan :

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

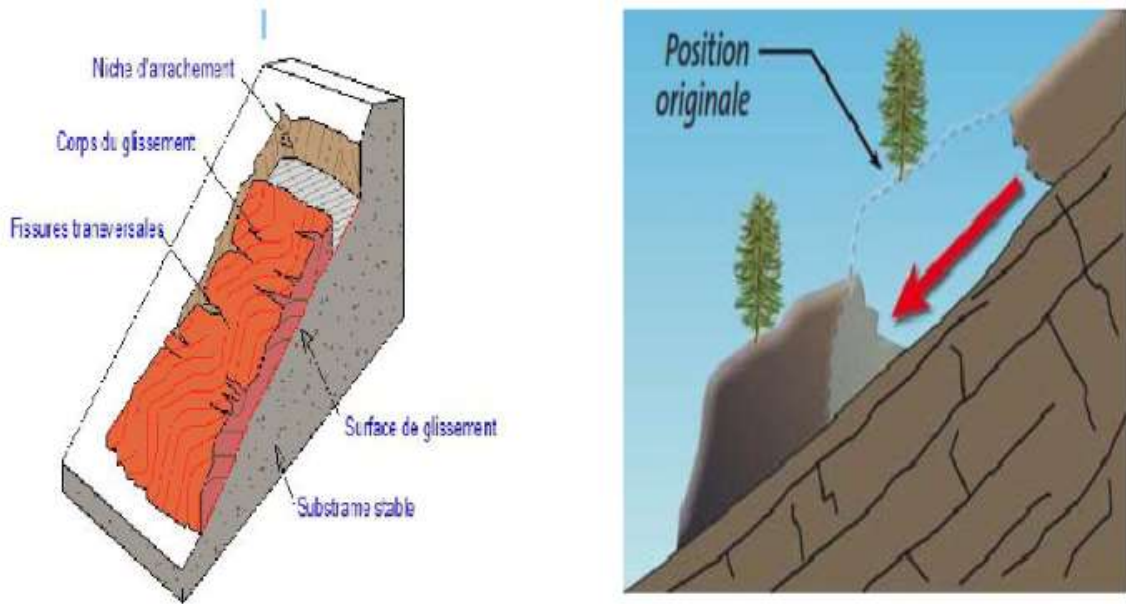


Figure I.3 : Glissement plan (Durville, J. Gilles, S.2000).

I.3.1.2 Glissement rotationnel :

Lors de glissement rotationnel, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux- sable très fin.

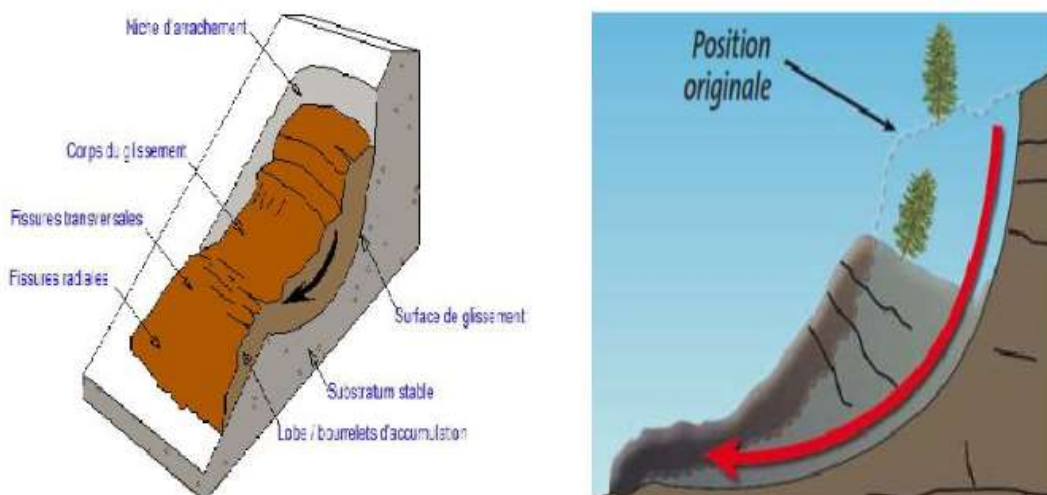


Figure I.4 : Glissement circulaire (Durville, J. Gilles, S.2000).

On distingue deux types de glissement rotationnel :

I.3.1.2.1 Glissement rotationnel simple :

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

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

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

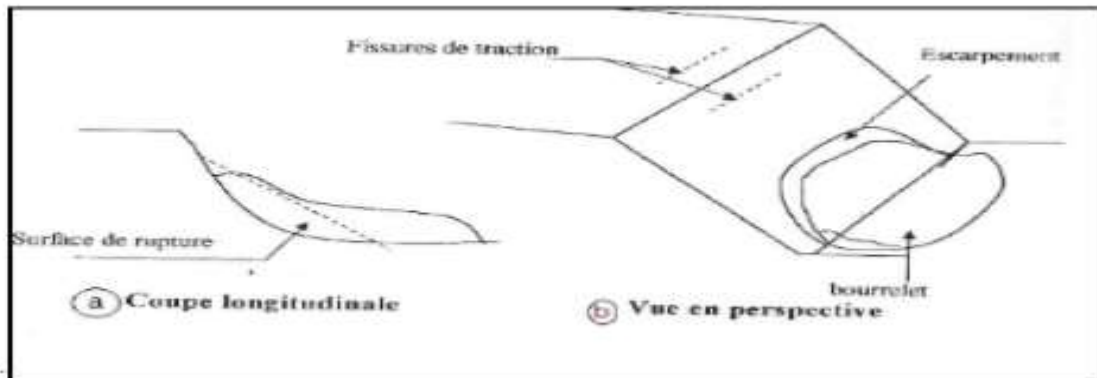


Figure I.5: Glissement rotationnel simple.

I.3.1.2.2 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. [4]

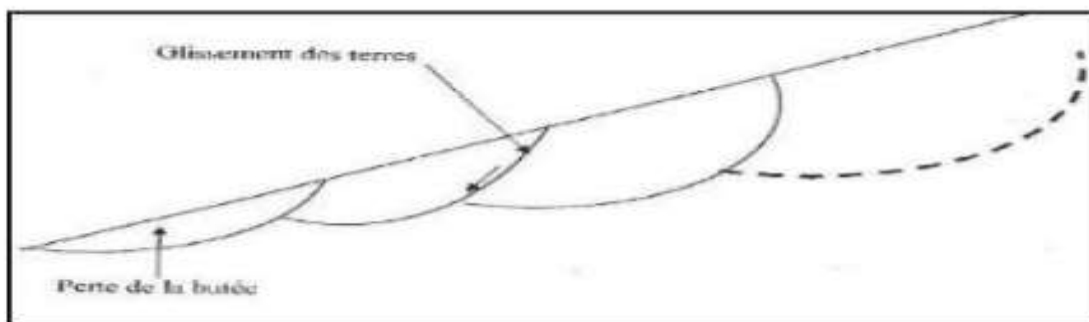


Figure I.6 : Glissement rotationnel complexe.

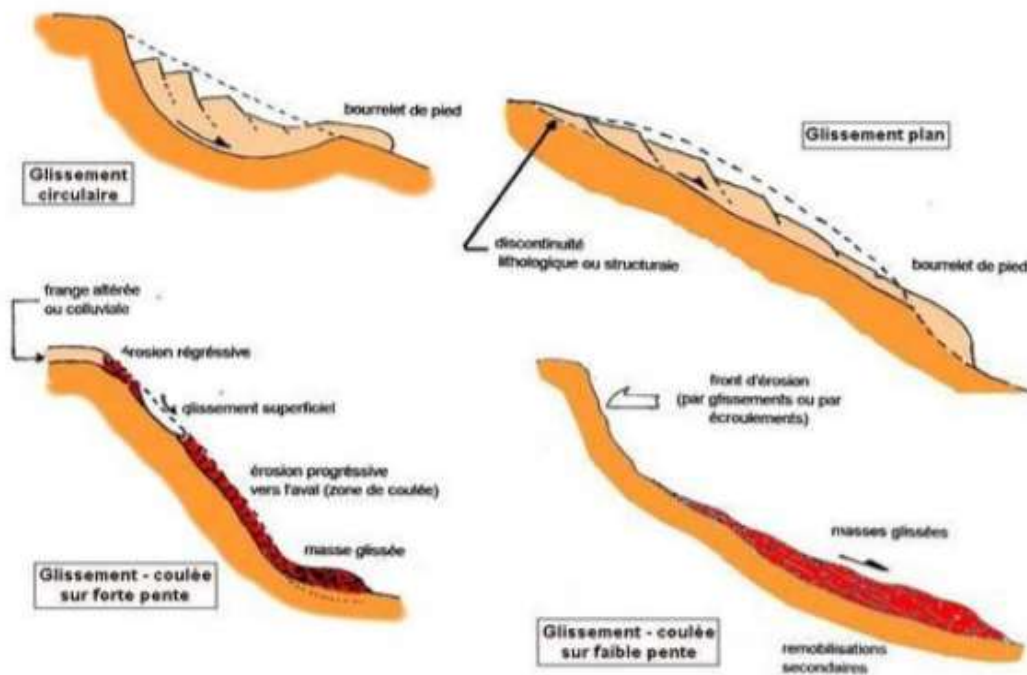


Figure I.7 : Quatre schémas de différents types de glissement de terrain en fonction de la typographie.

I.3.2 Les écroulements et les chutes de blocs :

I.3.2.1 Les écroulements :

Il s'agit de la chute soudaine des masses rocheuses importantes, il est spectaculaire et dangereux. Le traitement de ce phénomène relève de la mécanique des roches. [5]

Le mécanisme initial peut s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composantes de la masse écroulée et par leur fragmentation intense. Comme illustre la figure 8. [6]



a. Le mécanisme de l'éroulement

b. Eroulement (RN11, Damous, Algerie)

Figure I.8 : Aspect de l'éroulement.

I.3.2.2 Les chutes 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 I.9). 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 I.9). Dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les mouvements tendent en général à s'arrêter.



Figure I.9 : Chute de pierres et blocs.

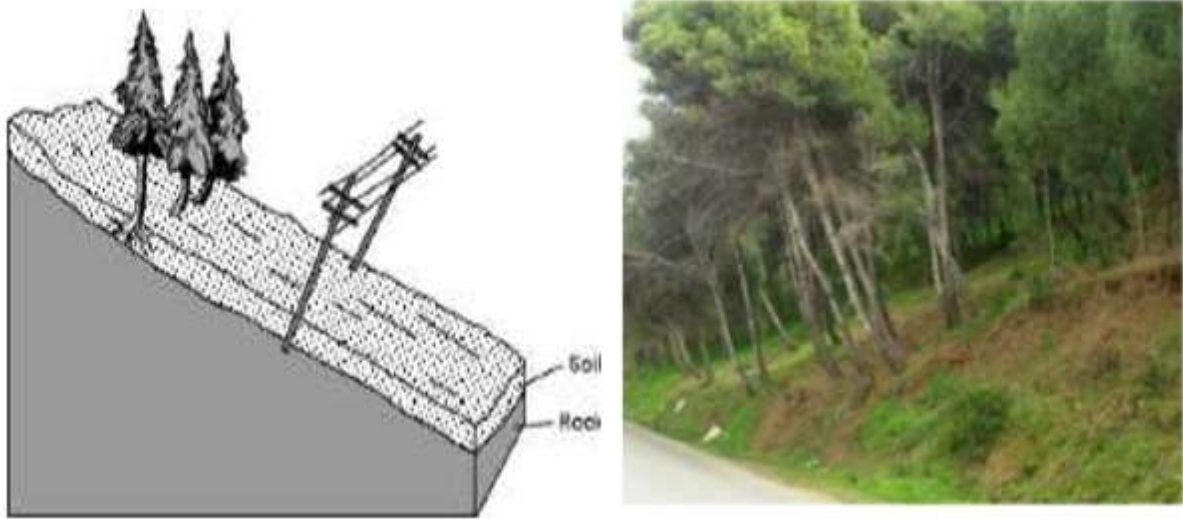
I.3.3 Les mouvements de fluage :

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 intergranulaire 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. [7]



a. Le mécanisme de fluage

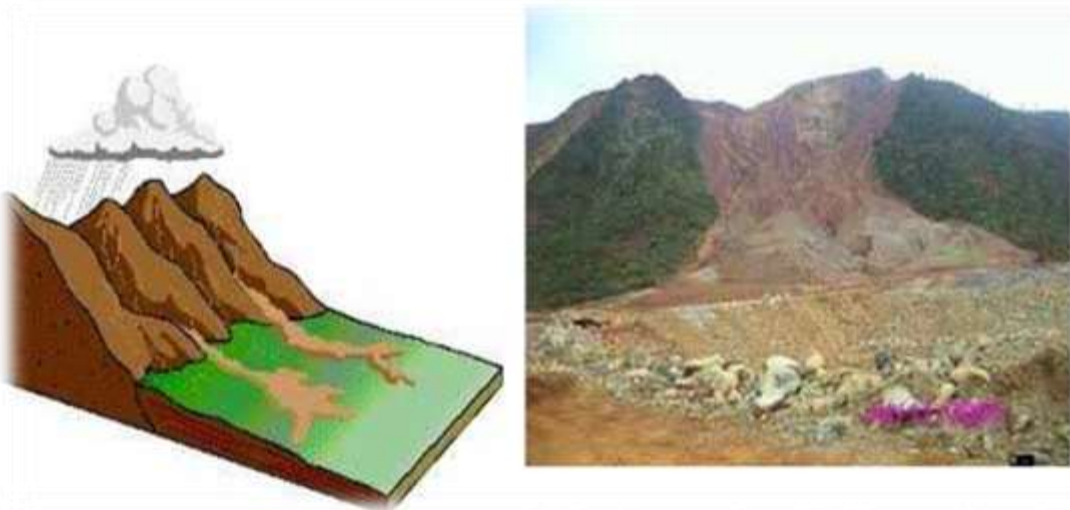
b. fluage (RN 11, Cherchell, Algérie)

Figure I.10 : Aspect de fluage.

I.3.4 Les coulées :

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.



a. Le mécanisme de coulée de boue

b. Coulée de boue a Houailou

Figure I.11 : Exemple de coulée de boue, boulevard Grande-Baie Sud.

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

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 I.12 schématise deux formes de coulées.[8]

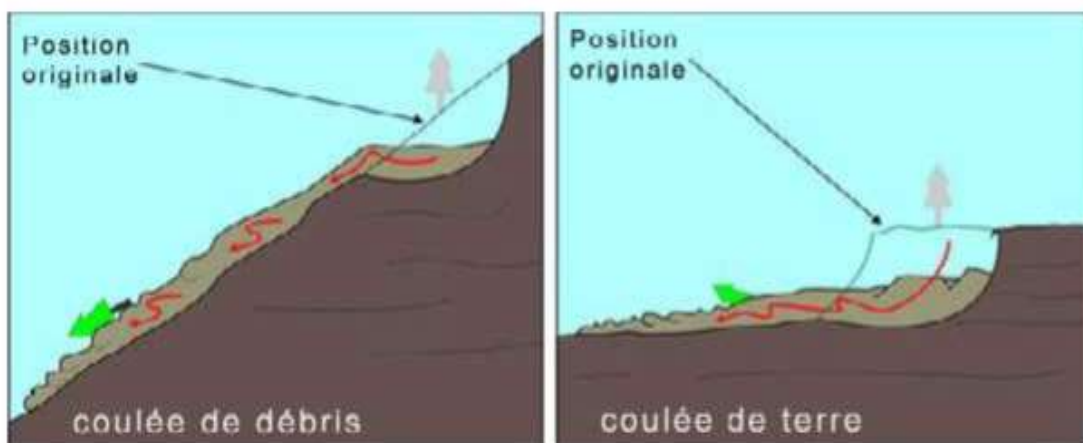


Figure I.12 : Deux formes de coulées.

Tableau I-1 : Éléments caractérisant les différents mouvements de terrain.

Terrain		Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchant
Glissement	Sols massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m ³ à plus de dix millions de m ³	Eau, terrassements
Fluage	Formations meubles	Très lente	De quelques m ³ à plus de dix millions de m ³	Chargement, évolution du matériau
Écroulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelque m ³ à plus de dix mille m ³	Eau, gel dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m ³	Très forte pluies rupture de digues

I.4 Causes et dommages des glissements de terrains :

Les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées et/ou de terrain meuble (sols y compris) et d'eau, sous l'effet de la gravité. Ils peuvent se produire sous forme de processus brutaux (chute de pierres et de blocs, éboulement et écroulement, glissement soudain, coulée boueuse, effondrement) ou lents et progressifs (fluage, glissement lent permanent). Les processus à l'origine des mouvements de terrain sont très complexes et dépendent rarement d'une seule cause. La géologie, le relief et l'exposition sont des paramètres fondamentaux, plus ou moins constants sur de longues périodes ; ils déterminent la prédisposition générale du terrain aux phénomènes d'instabilité. Le processus qui mène à une telle instabilité commence en fait dès la formation de la roche, c'est à dire lorsque les propriétés chimiques et physiques de celle-ci sont bien établies. Ces propriétés déterminent notamment son comportement face à l'altération et à l'érosion. Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement,

soit à la suite de l'érosion par une rivière au pied du versant, soit, mais plus rarement, suite à un tremblement de terre.

En général, l'eau joue un rôle déterminant pour les mouvements de terrain, elle produit des pressions hydrostatiques dans les pores (pressions interstitielles), les fissures et les failles, de même que des forces de percolation.

A l'état de glace, elle a en plus la capacité d'induire des mécanismes de rupture notables. Par ailleurs, elle peut provoquer le gonflement des minéraux argileux (pression de gonflement). La stabilité des pentes en équilibre critique peut être sensiblement réduite par ces divers effets.

Le déclenchement d'un processus dangereux survient lorsque la valeur limite d'un des facteurs déterminants est atteinte ou dépassée. Les cycles de gel / dégel, les précipitations éventuelles, de forte intensité ou de longue durée - éventuellement combinées à la fonte des neiges -, conduisent souvent à des mouvements de terrain spontanés.

Il n'est pas rare que les mouvements de terrain soient favorisés par des influences anthropiques. Ainsi, la surcharge d'une pente par des bâtiments et des remblais, les excavations sans dispositifs de protection dans un versant lors de travaux de construction, la surélévation du niveau de l'eau souterraine, le dynamitage, l'exploitation inappropriée de matières premières ou l'affectation inadéquate du sol peuvent accroître le danger de mouvements de terrain. Les effets anthropiques peuvent aussi contribuer à une déstabilisation à long terme du versant, en relation avec d'autres activités comme le déboisement, l'entretien insuffisant des forêts, le surpâturage, l'exploitation intensive et la dénudation du sol.

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

I.4.1 L'eau et les risques de glissements de terrain :

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches. Pour prévenir ces risques, la modélisation hydromécanique et hydrogéologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance. Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants : glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

- Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau : cet effet est le plus souvent mineur ;
- Changement de comportement rhéologique : le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux ; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente. Par ailleurs, des

circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques ;

- Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine.

La lutte contre l'eau est une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain. La connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant.

Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes.

L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet d'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un traitement par drainage. Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe. Pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfaite.[9]

I.4.2 Les facteurs anthropiques :

L'aménagement de terrain provoque des déséquilibres qui généralement, à l'échelle humaine, passent inaperçus, mais lorsqu'une situation est à l'état d'équilibre précaire, la moindre intervention peut générer des désordres importants. Malgré l'état actuel des connaissances, il est encore fréquent de constater des instabilités, suite à des travaux et à une mauvaise anticipation de la stabilité.

La construction d'ouvrages sur des versants provoque de fréquents glissements avec surcharge et génération de fortes pressions interstitielles ou bien une diminution de la perméabilité des sols sous-jacents avec une perturbation de l'écoulement de la nappe et augmentation des pressions interstitielles.

Le terrassement ou la création d'un talus routier peut entraîner la suppression de la butée au pied de versant et activer le glissement.

Le déboisement d'un versant entraîne fréquemment, et dans un délai généralement assez court, l'apparition de glissement de terrain, le risque associé au déboisement est grand lorsque celui-ci est accompagné d'un dessouchage qui désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- L'ancrage par les racines.
- Le drainage par évapotranspiration.
- La rétention des eaux de pluie.
- La protection contre l'érosion.

I.4.3 Les facteurs sismiques :

La stabilité d'un massif est fonction du rapport des forces stabilisantes sur les forces déstabilisantes. Lors d'un séisme, il y a émission d'ondes sismiques (ou ondes élastiques) qui se propagent dans le sol. On distingue deux types d'ondes : les ondes de volume (ondes longitudinales et ondes transversales) et les ondes de surface (ondes de Love et ondes de Rayleigh). Généralement, les séismes engendrent des ondes de surface caractérisées, lors de leur passage, par un mouvement horizontal de va-et-vient. Ces ondes sont dispersives, c'est à dire que leur célérité est fonction de leur fréquence. Les ondes de Rayleigh agitent le sol selon une trajectoire elliptique. Ces ondes ont une amplitude qui décroît exponentiellement avec la profondeur.

Les ondes sismiques provoquent une sollicitation dynamique supplémentaire qui s'ajoute dans le bilan des forces d'un massif. Ce nouvel état pose un problème dynamique complexe, qui est représenté (dans le bilan) par une accélération. Cette accélération intervient dans le bilan d'équilibre et fonctionne comme une force déstabilisatrice. Cette déstabilisation peut se manifester immédiatement et peut provoquer des glissements de terrains, des coulées, des chutes de blocs et des dérangements engendrés par la thixotropie des sables. A plus long terme, si le phénomène se manifeste régulièrement, il peut y avoir modification de la résistance (fatigue du matériau) et rupture. (Passage pour le matériau de sa résistance de pic à sa résistance résiduelle). [10]

I.5 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de glissements qui existent dans la nature. Le traitement et l'étude de ces différents cas, nécessite quelques documentations à savoir les cartes : topographiques, géologiques, hydrogéologique, en vue de procéder à une étude détaillée du site instable. [9]

II. Chapitre II : Etude d'un glissement de terrain

II.1 Introduction :

Les glissements de terrain apparaissent lorsque les sols ou des roches se déplacent, fragilisés par les activités humaines ou par des phénomènes naturels qu'ils soient climatiques, géologiques ou encore géomorphologiques. Certains matériaux réagissent particulièrement aux glissements de terrain, comme les argiles, les marnes, les gypses ou les formations superficielles d'altérites.

Dans ce chapitre on étudie les causes majeures qui conduisent au déclenchement des glissements de terrain.

II.2 Etudes géologiques et géomorphologiques du site :

La stabilité d'un terrain est liée d'une part, à la nature géologique et d'autre part, à sa morphologie (pente, escarpement...).

Il est impensable de faire une étude de stabilité d'un terrain sans une étude géologique, car elle représente un élément fondamental dans toute étude d'instabilité.

L'objectif principal de la présente étude est de placer ce glissement de terrain dans son contexte géomorphologique, d'étudier les caractéristiques mécaniques des terrains suspecter les causes tant naturelles qu'anthropiques possibles et analyser le mécanisme à l'origine de ce glissement.

L'étude géologique doit être complétée par une étude géomorphologique faite à partir de la photographie aérienne et d'observation sur le terrain.

Les facteurs géologiques sont souvent intrinsèques aux massifs de sols ou des roches, ils affectent sa stabilité mais aussi sa résistance à la dégradation en fonction de la présence des matériaux fragiles qui se nomment matériaux favorables à la rupture. [17]

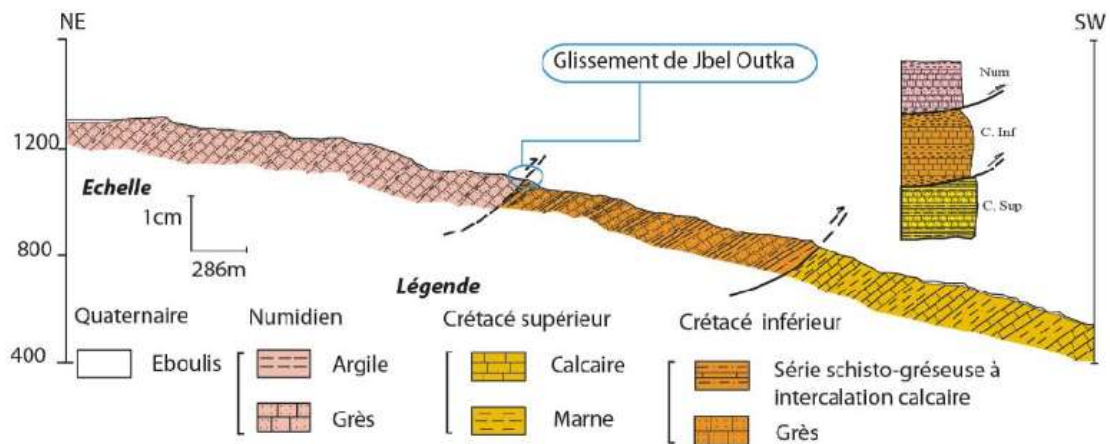


Figure II.1 : coupe géologique et lithostratigraphie synthétique extraites de la carte *géologique* Rhafsay-Kelaa des Sels en 1/50000.

II.3 Etude hydrologique et hydrogéologique :

Etant donné que l'eau joue un rôle très important dans un glissement de terrain alors pour l'étude hydrologique, il est indispensable d'avoir une idée sur la pluviométrie de la région et sur les irrigations du bassin versant, puis de constater le débit d'eau sur la surface. Mais pour l'étude hydrogéologique, il faut une idée sur la nappe souterraine, et elle a pour but de mettre en évidence les problèmes posés par la présence d'eau et de fournir des éléments nécessaires à leur solution. Elle conduit à localiser le niveau aquifère et à établir l'inventaire hydrogéologique (relevé des puits et des piézomètres existants, repérage et mesure du débit des sources) qui permet pour sa part de dénombrer les nappes et de les situer.

II.4 Etude géotechnique :

Une étude géotechnique consiste à déterminer toutes les caractéristiques mécaniques d'un sol à partir des essais in-situ et au laboratoire.

Cette étude a pour but de :

- Définir la nature du sol étudié
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pentages
- Définir la forme géométrique de la masse en mouvement
- Déterminer les caractéristiques mécaniques du sol prélevé
- Repérer le niveau piézométrique de la formation aquifère.

II.4.1 Sondage et prélèvement d'échantillon :

Les sondages vont permettre la reconnaissance géologique du terrain et la réalisation d'essais in-situ. La bonne exécution de sondage dans l'étude du sol pour les ingénieurs est déterminante.

Les techniques du sondage doivent être adaptées aux terrains rencontrés et réalisés de façon rigoureuse.

Le sondage a pour objectif :

- La reconnaissance géologique du sol par prélèvement d'échantillons
- La réalisation d'essais pressiométriques
- La pose de piézomètres.

Le prélèvement est la première étape de l'analyse du sol, et a autant d'importance que l'analyse elle-même. Il peut se faire à la tarière pour la mesure des propriétés physico-chimiques des sols et au carottier pour la mesure des caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols. [1]

Foreuse GEO 305 Cornacchio



Largeur : 1,40 m
Chenillard : 1,45 m
Hauteur : 3,10 m
Long. : 4,80 m
Poids : 3800 kg

Foreuse GEO 205 Cornacchio



Largeur : 1,10 m
Chenillard : 1,45 m
Hauteur : 2,43 m
Long. : 3,80 m
Poids : 2800 kg

Pagani - TG63



Largeur : 1,05 m
Chenillard : de 0,75 à 1,15 m
Hauteur : 2,40 m
Long. : 2,35 m

Figure II.2: Quelques machines du sondage.

II.4.2 Essais in-situ :

Les essais in-situ sont des essais directement réalisés sur terrain d'où le nom « in-situ ». Ils sont souvent utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très incohérents quand les carottes prélevées sont très remaniées.

Les essais sont principalement :

- L'essai pressiométrique (réalisés dans un sondage)
- L'essai pénétrométrique (mesure directe de résistivité du sol par enfoncement d'une pointe)
- Des essais de vérification de compacte de terrain (essai par plaque, pénétromètre léger de type panda). [3]

II.4.3 Essais au laboratoire :

A partir des échantillons prélevés sur terrain par carottage, on détermine :

- Les poids spécifiques
- La teneur en eau naturelle
- Le degré de saturation
- Les limites d'Atterberg
- La granulométrie
- Le cisaillement à la boîte (C' et φ' : à long terme ; C_u et φ_u : à court terme). [3]

II.5 Conclusion :

Finalement nous pouvons conclure que la zone d'étude se situe dans la catégorie des sols fins et meubles et en plus la présence d'eau et le degré de sismicité élevé donc il y a un risque d'instabilité d'où il est nécessaire de procéder à une étude de la stabilité.

III. CHAPITRE III : LES METHODES DE CALCULS

III.1 Introduction :

Le calcul de la stabilité des talus a pour but de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité, et de réparer la surface de rupture la plus probable et qui correspond à cette valeur. On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus :

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

III.2 Notion du coefficient de sécurité :

Le calcul de la stabilité des talus est généralement utilisé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité F_S . Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre force résistante et la force motrice. En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau III-1 ci-dessous.

Tableau III-1 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité.

Facteur de sécurité F_S	Etat de l'ouvrage
$F_S < 1$	Danger
$F_S = 1$	Stabilité limite.
$F_S \in]1, 1.25[$	Sécurité contestable.
$F_S \in]1.25, 1.40[$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais par contre c'est une sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert.
$F_S > 1.4$	Sécurité satisfaisante.

A l'issue des expériences une classification a été proposée par la société internationale de la mécanique des roches dans le tableau III-2 ci-dessous :

Tableau III-2 : Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité. [23]

$F_s < 1$	Talus instable.
$1 < F_s < 1.5$	Glissement possible.
$F_s > 1.5$	Généralement stable.

Le facteur de sécurité pourrait être calculé, pour un paramètre sélectionné, en prenant le ratio de la valeur à la rupture, par la valeur calculée sous les conditions de projet de ce paramètre, ce dernier peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau III-3 : [15]

Tableau III-3: Différentes définitions d'un coefficient de sécurité.

	Définition	Formule	Commentaires
1	Rapport de contraintes	$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$	Méthode à la rupture
2	Rapport de forces	$F = \frac{E_{résistant}}{E_{moteur}}$	Direction de déplacement
3	Rapport de moments	$F = \frac{E_{résistant}}{E_{moteur}}$	Rotation
4	Paramètres réduits	$P = \frac{p}{F}$	Cf. Eurocode
5	Probabilité à x%	Distribution de F	Cf. Monte-carlo
6	Marge de sécurité	Par ex : $\frac{H}{H_{max}}$	Sur une grandeur
7	Nombre flou	Utilisation logique flou	En développement

III.2.1 Méthode des éléments finis :

Il s'agit d'une méthode de calcul numérique de type variationnelle qui a été utilisé au début dans l'industrie aéronautique, et appliquée par la suite dans d'autres disciplines comme les sols

Les méthodes des élément finis permettent d'accrocher le problème de mieux en mieux mais même quand celles-ci sont utilisées, le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture est encore déterminé le plus souvent par une méthode d'équilibre limite qui permet de tenir compte de l'hétérogénéité et de la variabilité de la résistance au cisaillement. [1]

Elle permet aussi de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace.

Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tels que le Plaxis. [5]

Tableau III-4: Méthode de calcul à utiliser.

	Pré-rupture	Rupture	Post-rupture	Réactivation
Chute ou écoulement	Eléments finis si massif continu. Eléments volumiques si massif faillé	Sans objet	Méthodes énergétiques	Sans objet
Glissement	Eléments finis car ligne de rupture inconnue	Calcul à la rupture sur une ligne de rupture supposée	Méthodes énergétiques	Calcul à la rupture sur ligne de rupture connue
Fluage	Eléments finis	Sans objet	Sans objet	Eléments finis
Coulée	Eléments finis	Eléments finis	Eléments finis	Sans objet

III.2.2 Méthodes basées sur l'équilibre limite :

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le coefficient de sécurité, ces méthodes d'équilibre limite se caractérisent de la même difficulté qui est de déterminer : la surface critique, les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface, le facteur de sécurité en partant des équations d'équilibre. Le calcul peut se faire avec plusieurs logiciels tels que le slide...

III.3 Méthode globale :

Cette méthode suppose le milieu homogène et isotrope défini par γ , ϕ , c et u s'il y a présence d'une nappe aquifère, en admettant dans ce calcul que le massif est en équilibre limite et que le glissement est circulaire. L'hypothèse consiste à assimiler la ligne de glissement MA à un arc de cercle de centre O. La méthode est composée de deux cas : le sol saturé ($\phi_u=0$) et le sol partiellement saturé ($\phi = \text{cercle}$).

1^{er} cas : Pentes saturées ($\phi_u=0$) :

$$Z_c = 1.33 \times \frac{c_u}{\gamma} \quad (1)$$

$$P_w = \frac{1}{3} Z_c \quad (2)$$

ABCD étant le coin de glissement.

$$W = (\text{volume de ABCD})\gamma$$

$$\tau = C_m + \sigma \tan \phi_u \quad (3)$$

Avec $\phi_u = 0$ donc $\tau = C_m$ et $\tau_r = C_u$

$$F_s = \frac{\tau_r}{\tau_m} \quad (4)$$

$$\tau_m = \frac{\tau_r}{F_s} \quad (5)$$

$$M_o = W.x + P_w.z \quad (6)$$

$$M_R = \sum(\tau_m \cdot l) \cdot r = \tau_m \cdot r \sum l \quad (7)$$

On remplace τ_m par sa valeur dans l'équation (7) donc M_R sera :

$$M_R = \frac{C_u}{F_s} \cdot r \cdot La \quad (8)$$

$$\text{Avec } La = \left(\frac{\pi}{180^\circ} \times \alpha\right) \times r \quad (9)$$

Pour un équilibre moment moteur est égal au moment résistant.

$$M_o = M_R$$

$$W.x + P_w.z = \frac{C_u}{F_s} \cdot r \cdot La$$

$$F_s = \frac{C_u \cdot La \cdot r}{W.x + P_w.z} \quad (10)$$

Et pour les pentes partiellement submergées :

On aura W' comme le poids propre de l'eau $w' = (\text{volume du sol submergé})\gamma$

$$M_o = W.x + W'.x' + P_w.z \text{ et } M_R = \frac{C_u}{F_s} \cdot r \cdot La$$

Pour un équilibre $M_o = M_R$

$$W \cdot x + W' \cdot x' + P_W \cdot z = \frac{C_u}{F_S} \cdot r \cdot La$$

$$F_S = \frac{r \cdot C_u \cdot La}{W \cdot x + W' \cdot x' + P_W \cdot z} \quad (11)$$

2^{ème} cas : Sol partiellement saturé ($\phi = \text{cercle}$) :

Le degré de saturation est inférieur à 85% et on a trois facteurs de sécurité qui sont : le facteur de sécurité global (F_S), le facteur de sécurité partiel pour la cohésion (F_c) et le facteur de sécurité partiel pour l'angle de frottement (F_ϕ).

$$\tau_r = C_u + \sigma \tan \phi_u$$

$$\sigma_m = \frac{\tau_r}{F_S} \quad (5)$$

On remplace τ_r par sa valeur dans l'équation (5)

$$\sigma_m = \frac{C_u}{F_S} + \frac{\sigma \tan \phi_u}{F_\phi}$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi_u}{F_\phi} \quad \text{et} \quad C_m = \frac{C_u}{F_S}$$

$$\sum C_m \cdot \Delta L = C_m \sum \Delta L = C_m L$$

$$C_m \sum \Delta L r = C_m L a$$

$$L a \cdot r = L a$$

$$a = \frac{La}{L} r \quad (13)$$

Les étapes à suivre pour déterminer le coefficient de sécurité :

1. Choisir un cercle de rupture de rayon r ; calculer le poids propre W et trouver le centre de gravité de la masse de sol instable.
2. Choisir une valeur de F_ϕ , calculer ϕ_m et tracer les cercles de frottement de rayon $r \cdot \sin \phi_m$.
3. Calculer "a" pour trouver la position de la résultante des forces cohésives.
4. La direction de R est obtenue en traçant une ligne tangente au cercle ϕ et passant par l'intersection de W et de la résultante des force cohésives ($C_m \cdot La$).

Si maintenant l'amplitude et la direction du poids propre du sol W sont connus, ainsi que les directions de la résultante R et la force cohésive ($C_m \cdot La$), alors le diagramme des forces peut être représenté. Ce polygone de forces fermé permet de déduire l'amplitude de la force cohésive et de calculer la valeur de la cohésion mobilisée dans le sol C_m .

5. Trouver $F_c = C_u / C_m$.

6. Répéter les séquences (2-6) pour d'autres valeurs de F_ϕ et trouver le coefficient

$$F_s = F_c = F_\phi$$

7. Répéter les étapes (1-7) pour d'autres cercles de rupture.
8. Le coefficient de sécurité sera la plus petite valeur trouvée. [25]

III.4 Méthodes des tranches :

Dite aussi méthode suédoise due à Paterson en 1916, puis développée par Fellinius pour les ruptures circulaires en 1927, puis perfectionnée par Bishop en 1954, puis étendue par Nonveiller en 1965. Puisque dans la nature la ligne de glissement est rarement un cercle, le terrain est rarement homogène. Donc il est nécessaire de diviser le massif en tranches. [1]

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (Figures III.1).

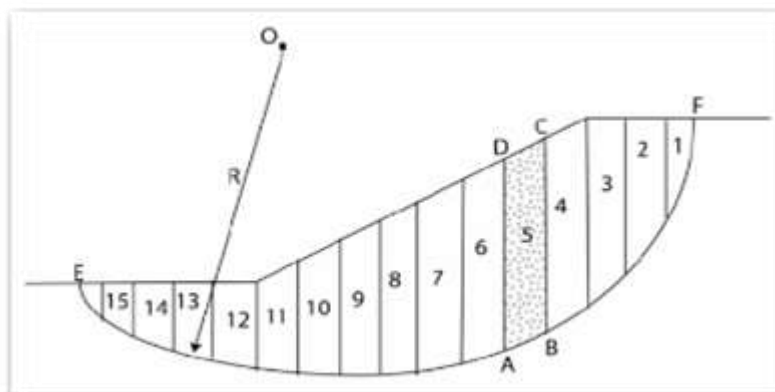


Figure III.1 : Découpage d'un talus en tranches (BENAISSA.2003).

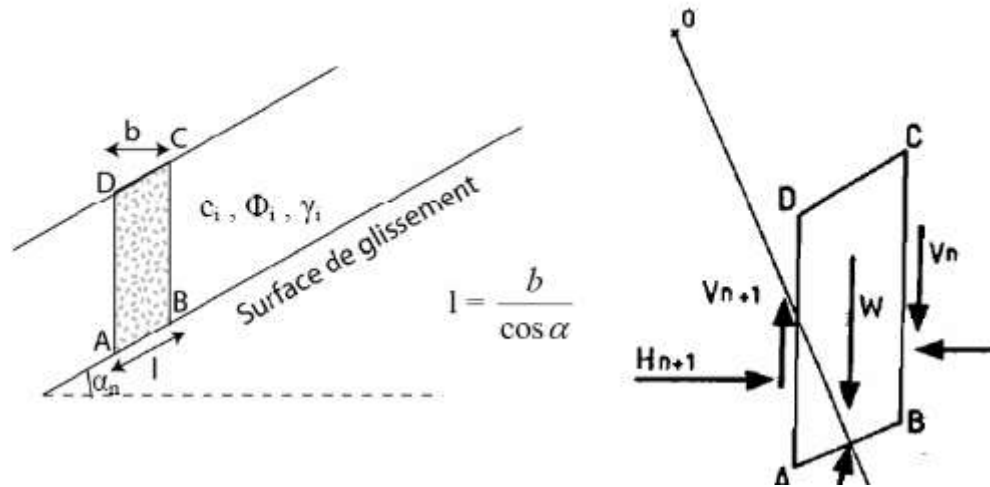


Figure III.2 : Les forces agissantes sur une tranche.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à : [12]

$$W = (b \cdot h \cdot l \cdot m) \gamma$$

$$N = N' + Ul$$

$$M_o = \sum W \cdot r \cdot \sin \alpha$$

$$M_R = \sum T \cdot r$$

$$\text{Avec : } T = \frac{1}{F_S} (C'l + N' \tan \phi')$$

Pour un équilibre moment moteur égal moment résistant.

$$M_o = M_R$$

$$\sum \frac{1}{F_S} (C'l + N' \tan \phi') r = \sum W \cdot r \cdot \sin \alpha$$

$$\text{Donc } F_S = \frac{\sum (C'l + N' \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{Sol hétérogène}) \quad (13)$$

$$F_S = \frac{c'l + \tan \phi' \sum N'}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{Sol homogène}) \quad (14)$$

Il y a deux inconnues F_S et $\sum N'$ donc pas de solutions, cette équation est indéterminée, des hypothèses de calculs sont alors nécessaires pour aboutir à une solution acceptable. [25]

III.4.1 Méthode de Fellenius :

Il est supposé que la résultante des forces (horizontales et verticales) inter-tranche est égale à zéro.

$$(E_2 - E_1) = 0 \text{ et } (X_2 - X_1) = 0$$

Et que la seule force agissant sur l'arc de rupture est le poids W , qui est décomposé en deux forces, l'une normale à l'arc (N_n) et l'autre tangentielle (T_n).

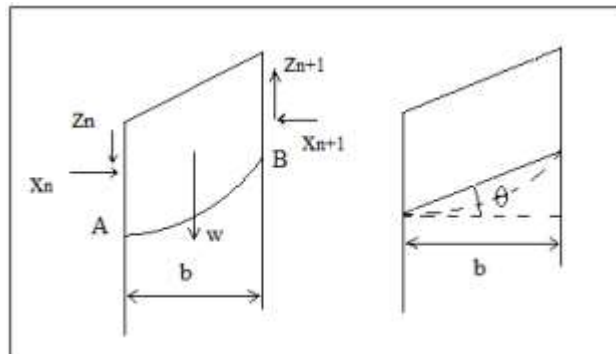


Figure III.3: Détail des tranches.

$$\cos \alpha = \frac{N' + Ul}{W}$$

On aura $N' = W \cos \alpha - Ul$

Donc on remplace N' par sa valeur dans l'équation (14)

$$F_S = \frac{c'l + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - Ul)}{\sum W_i \sin \alpha} \quad (15)$$

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$W_i = b_i \cdot h_i \cdot \gamma$$

On utilise la contrainte effective, si on veut calculer la pression interstitielle (U). Dans le cas contraire on utilisera la contrainte totale.

Lorsqu'il s'agit de la contrainte totale les paramètres de résistance sont : C_U et ϕ_U donc on remplace C' par C_U et N' par $W \cos \alpha$ dans l'équation (15) alors on aura :

$$F_S = \frac{C_U L a + \tan \phi_U \sum W \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (XVI)$$

Pour $\phi_U = 0$

$$F_S \text{ sera : } F_S = \frac{C_U L a}{\sum W \sin \alpha} \quad (XVII)$$

Compatible avec la méthode $\phi_U = 0$ [25]

III.4.2 Formule de BISHOP :

La méthode de Bishop est partagée en deux méthodes qui sont les suivantes :

La méthode détaillée et la méthode simplifiée. Dans notre cas nous utiliserons que la méthode simplifiée.

La méthode simplifiée :

La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.

Sommes des forces extérieures par rapport à y sont nulles.

$$W + (X_2 - X_1) - N' \cos \alpha - U \cos \alpha - T \sin \alpha = 0$$

On cherche effort normal N' pour remplacer par sa valeur dans l'équation de la méthode de la tranche (14).

$$T = \frac{\tau_r}{F_S} \times \text{Section} = \frac{1}{F_S} (C' + \sigma' \tan \phi') (1 \times l)$$

$$\text{Donc } N' = \frac{W + (X_2 - X_1) - U \cos \alpha - \frac{C'l \sin \alpha}{F_S}}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F_S}} \quad (18)$$

Après substitution de la valeur de N' dans l'équation (14). Le terme $\sum (X_2 - X_1) \tan \phi$ apparaît dans l'équation de facteur de sécurité.

Il est supposé nul, et il engendre une erreur acceptable de 1%, $\sum (X_2 - X_1) \tan \phi = 0$

$$\text{Donc } F_S = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [\{ C' b + W (1 - r_u) \tan \phi' \} m_\alpha]$$

Si on pose ($r_u = \frac{U \cdot h}{\gamma}$) rapport de pression interstitielle, alors pour toute tranche (i) $r_u = \frac{u}{W/b}$

$$m_\alpha = \frac{\text{seca}}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F_S}} \text{ et } \text{seca} = \frac{1}{\cos \alpha}$$

La méthode des tranches est très convenable pour une programmation sur l'ordinateur.

Ci-dessous sont les étapes à suivre :

1. Choisir un cercle de rupture et calculer le coefficient de sécurité par la méthode de FELLENIUS :

$$F_{S_1} = \frac{c'l + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - Ul)}{\sum W_i \sin \alpha}$$

2. Remplacer F_{S_1} dans l'équation de BISHOP et calculer le nouveau facteur de sécurité :

$$F_{S_2} = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [\{ C' b + W (1 - r_u) \tan \phi' \} \frac{\text{seca}}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F_{S_1}}}]$$

Par la méthode de BISHOP, vérifier si $F_{S_2} = F_{S_1}$ arrêter le calcul ; le facteur de sécurité étant déterminé, sinon aller à l'étape 3.

3. Remplacer F_{S_2} dans l'équation de BISHOP et calculer F_{S_3} , vérifier l'équation sinon aller à l'étape 4.
4. Remplacer F_{S_3} pour calculer F_{S_4} , vérifier l'égalité ainsi de suite jusqu'à ce que F_S à gauche est égal à F_S à droite. [25]

III.4.3 Méthode de Morgenstern et Price (1965) :

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches : $\tan \theta_i = \frac{x}{E} = f(x'_i)$

Où :

θ_i : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement ;

λ : est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité ;

$f(x'_i)$: est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement ;

x'_i : est la normalisation linéaire des coordonnées x_i , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire. [23]

III.4.4 Méthode de spencer :

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern et Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($f(x) = 1$), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches.

Spencer [79] a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire, Wright [84] l'a développé pour une surface non circulaire.

III.4.5 Méthode de Janbu simplifiée :

Cette méthode elle a comme hypothèse, les forces inter-tranches sont horizontales, ce qui sous-estime le coefficient de sécurité. Dans cette méthode les forces verticales inter-tranches sont supposées nulles. Le facteur de sécurité est calculé à partir d'équilibre des forces horizontales, puis un facteur de correction empirique est multiplié par ce coefficient de sécurité pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches. L'équilibre des moments n'est pas satisfait.

En 1977, Fredlund et Krahn [20] ont entrepris une étude de comparaison en déterminant le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul. L'exemple d'un talus simple a été traité

avec plusieurs combinaisons de la géométrie, des propriétés du sol et des conditions piézométriques. Mis à part la méthode ordinaire (méthode de Fellenius [18]), les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données, n'excèdent pas de plus de 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Spencer, Janbu simplifiée, Janbu rigoureuse, Morgenstern et Price). Dans ces cas-là, la différence entre le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop simplifiée et celui obtenu par les méthodes de Spencer et Morgenstern-Price (avec λ choisi pour satisfaire les forces et les moments d'équilibre), ne dépasse pas 0.4%. [24]

III.5 Méthode des perturbations :

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al. (1974) et développée par Faure (1985). Elle peut s'énoncer de la façon suivante (Figure III.4)

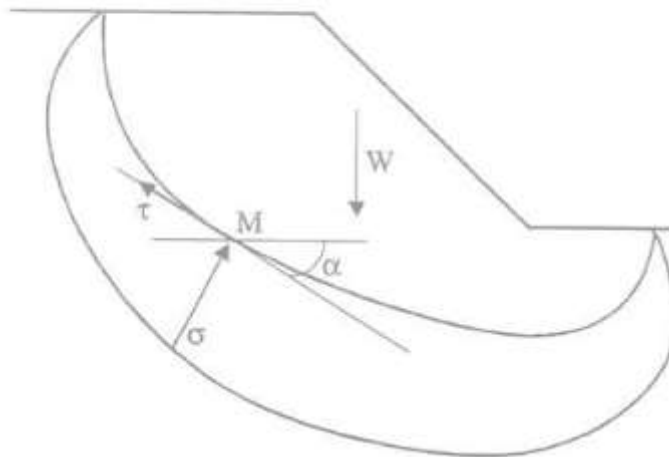


Figure III.4 : Mise en œuvre de la méthode des perturbations.

Soit un massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque. Il est en équilibre sous son propre poids et la réaction du sol sous-jacent. La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres. La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme 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 et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée. Une variante de la méthode des perturbations est celle où la contrainte normale approchée est calculée avec l'aide du cercle de Mohr. Elle conduit à un lobe des contraintes normales calculées le long de la courbe de rupture plus réaliste et plus semblable à ceux déterminés par une méthode d'éléments finis. De ce fait, cette méthode peut avoir des

extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions, ou pour le développement de méthodes en déplacements. [13]

Cette méthode n'est pas applicable dans le cas d'une rupture plane, et donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture. [1]

III.6 Choix de la méthode à utiliser et le coefficient de sécurité :

La méthode de Fellenius donne généralement des coefficients de sécurité plus faibles par rapport à la méthode de Bishop, les écarts peuvent atteindre 10%, ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de la sécurité.

La méthode de Bishop simplifiée est couramment utilisée contrairement à la méthode détaillée puisque les écarts entre ces deux méthodes sont négligeables devant les incertitudes dont sont entachés les différents paramètres (résistance au cisaillement, hétérogénéité du sol...etc.).

Il faut attacher au coefficient de sécurité une valeur probabiliste. L'expérience a montré que sauf erreur grossière sur les hypothèses de calcul :

- ✓ Les talus restent toujours stables si $Fs \geq 1.5$.
- ✓ Le glissement est pratiquement inévitable si $Fs < 1$.

Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque qui tend à augmenter si Fs diminue. Généralement le coefficient global de sécurité minimal requis est entre 1.4 et 1.5 (G.Philipponnat, 1998).

III.7 Choix des caractéristiques mécaniques à prendre à compte :

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est en fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale, lorsqu'il s'agit de sol argileux, le calcul à court terme conduit à un coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques non drainées (C_u et φ_u). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car le long terme sera atteint rapidement, alors les caractéristiques mécaniques qui sont utiles sont (C' et φ'). [10]

III.8 Conclusion :

Dans cette partie nous avons pris une idée générale sur les différentes méthodes d'analyse de glissement ainsi que le calcul du coefficient de sécurité par ces différentes méthodes pour faire ressortir la solution adopter pour conforter le glissement. Ces méthodes sont basées essentiellement sur la détermination de coefficient de sécurité Fs . [11]

IV. Chapitre IV : Méthodes de confortements des glissements de terrain

IV.1 Introduction :

Le confortement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Les méthodes de confortement peuvent être regroupées en trois catégories :

- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution) ;
- Renforcement ;
- Drainage.

IV.2 Terrassement :

Le terrassement peut être défini comme l'ensemble des opérations permettant de préparer un terrain : travaux de fouilles, tranchées, enlèvement de terre, transport des déchets et autres actions antérieures à une construction, un aménagement ou une transformation de l'espace extérieur. Les travaux de terrassement représentent l'étape préalable l'édification ou au renforcement d'un ouvrage. On distingue trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pieds
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable. [1]

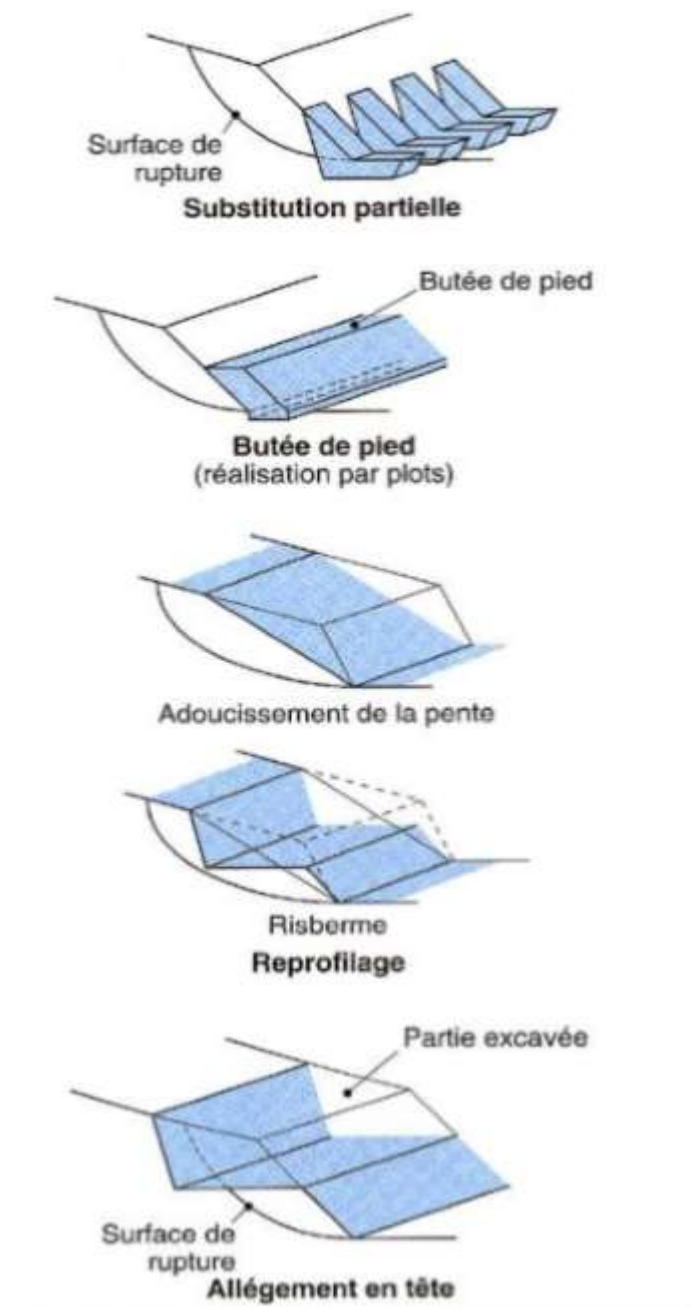


Figure IV.1 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.

IV.2.1 Remblai de pieds :

Ce procédé consiste à édifier un ouvrage de butée pour mieux soutenir la charge des terrains et retenir les déplacements.

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit stable, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. [5]

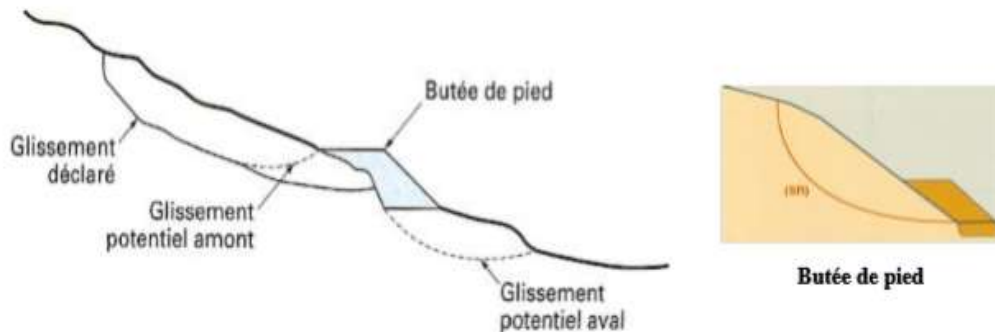


Figure IV.2 : Représentation de la butée de pied.

IV.2.2 Allègement en tête :

Allègement en tête de glissement consiste à alléger la tête du glissement afin de diminuer la masse des terrains et réduire les forces exercées. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. [16]

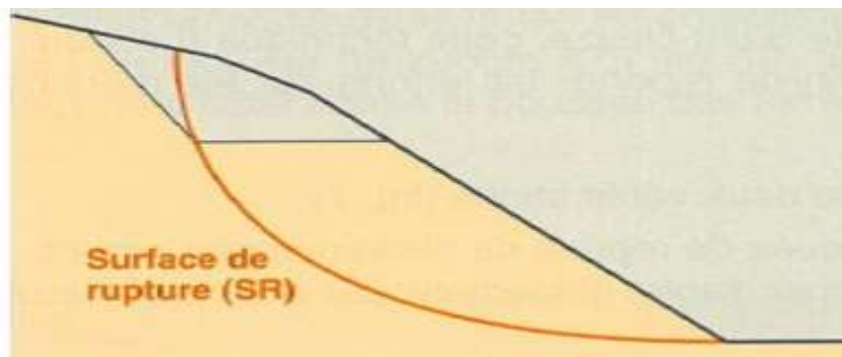


Figure IV.3 : Allègement en tête.

IV.2.3 Reprofilage :

Ce procédé consiste à un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes à l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien et des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il est mis en jeu des volumes de sol très importants. [18]

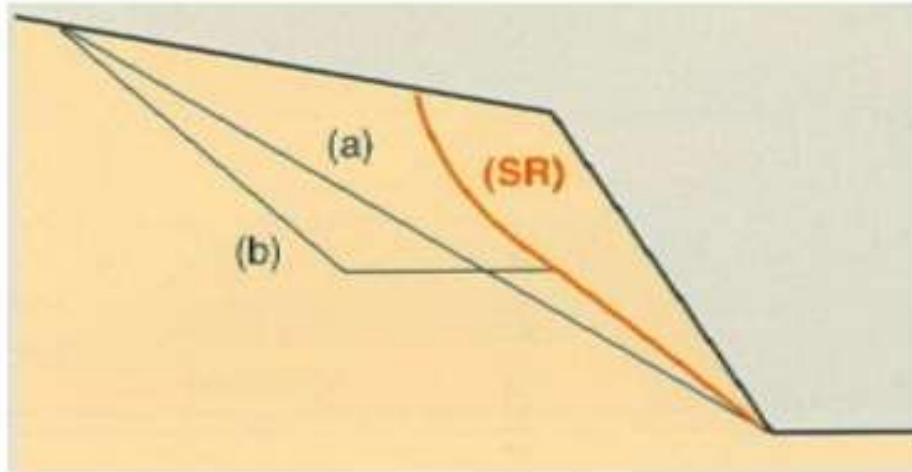


Figure IV.4 : Reprofilage : (a) Adoucissement ; (b) Risberme.

IV.2.4 Purge des matériaux remaniés :

Cette solution est applicable que sur un glissement de terrain de taille réduite et après que le glissement eu lieu. Cela consiste à dégager le matériel glissé. [18]

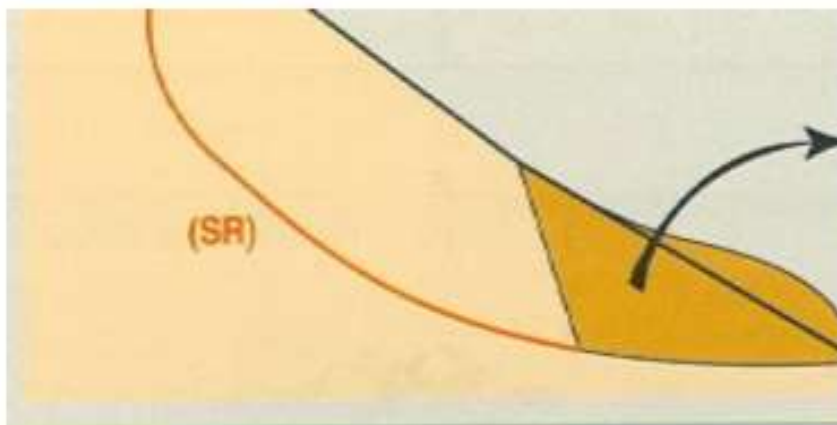


Figure IV.5 : Purge :

- Partielle : avant traitement complémentaire
- Totale : avant reconstitution éventuelle

IV.2.5 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 matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage 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 bûches ou de contreforts 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. [19]

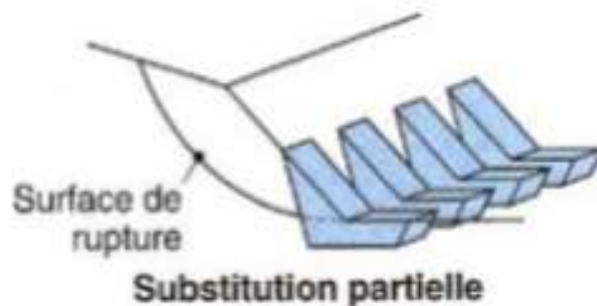


Figure IV.6 : : Substitution partielle (Durville et Gille, 2008).

IV.3 Le drainage :

L'eau est considérée comme le facteur prépondérant de l'instabilité et donc des glissements des terrains. Ce dispositif permet de réduire l'action de l'eau (drainage, dissolution...) ainsi que de la canaliser pour l'évacuer hors des terrains instables. Il a pour objectif de diminuer la teneur en eau du sol grâce à l'interception des écoulements et au rabattement de la nappe phréatique, puisque son niveau s'abaisse lorsque son alimentation en eau diminue, ce qui permet donc de réduire la pression interstitielle qui s'exerce dans le sol, et joue un rôle central dans la déstabilisation des terrains argileux.

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 présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes : [20]

IV.3.1 Tranchées drainantes :

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- À la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;
- À la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;
- À la haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable. [20]

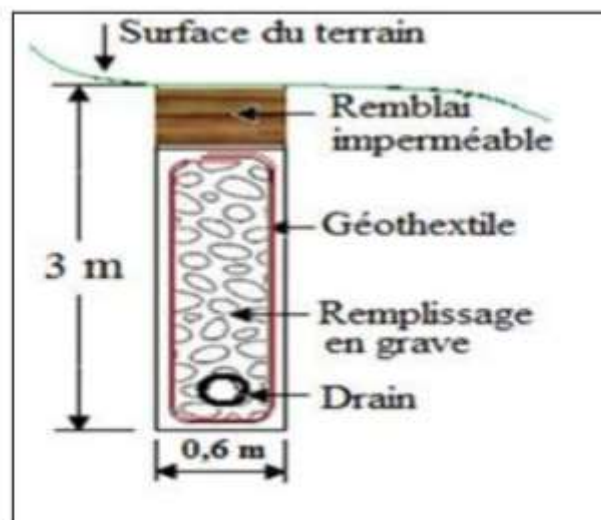


Figure IV.7 : Coupe d'une tranchée drainante.

IV.3.2 Drains subhorizontaux :

Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain.

Leur exécution présente des difficultés liées par exemple à la longueur du drain à réaliser dans le cas de terrains à faible pente.

Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible.

La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas. [20]

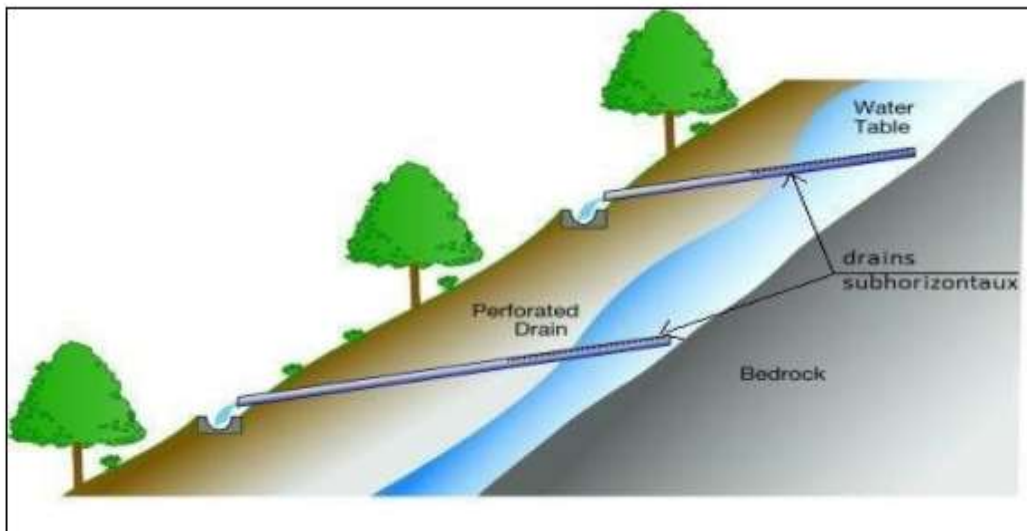


Figure IV.8 : Drains Subhorizontaux.

IV.3.3 Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires frottant, très perméables mis en œuvre en parement de talus. Le masque drainant remplit deux fonctions, il permet :

- D'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain
- De rabattre la nappe et apporter un gain de stabilité.

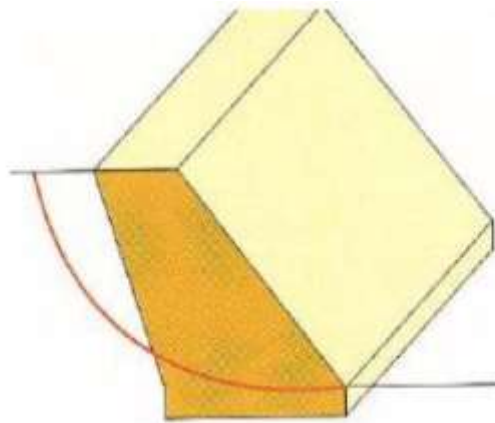


Figure IV.9 : Schéma d'un masque drainant (Achoui et Dahmani, 2013).

Généralement, pour une meilleure efficacité, la largeur moyenne L , du masque doit être supérieure à la moitié de la hauteur H , du talus. Généralement, on limite la hauteur à environ 5 ou 6 m. (Gilles. S, Pierre.P.1998).

Les éperons drainants (masque discontinu) sont des saignées perpendiculaires au talus, assez profondes, régulièrement espacées et remplies de matériaux drainants et frottant. Les éperons drainants remplissent les mêmes fonctions qu'un masque drainant. Pour être efficaces, les éperons doivent entamer très profondément le talus (plusieurs mètres) et ne pas être trop espacés ($d = H$). Dans le cas de sols peu perméables ($k < 10$ m/s), la solution éperons drainants devient moins économique car il faut réduire l'espacement des éperons. (Gilles. S, Pierre.P.1998).

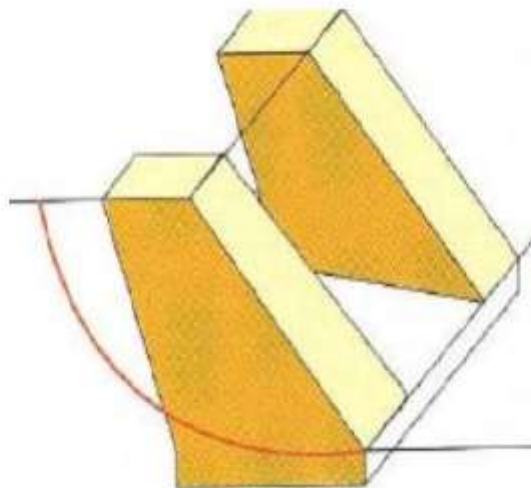


Figure IV.10 : Schéma d'éperons drainants (Achoui et Dahmani ,2013).

IV.3.4 Drains verticaux, puits et galeries drainantes :

Les techniques des drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisés pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage.

Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limités en profondeur. Les galeries drainantes constituent un autre type d'ouvrage profond à partir duquel il est possible, comme pour les puits, de forer des drains subhorizontaux qui augmentent le rayon d'action du drainage. [14]

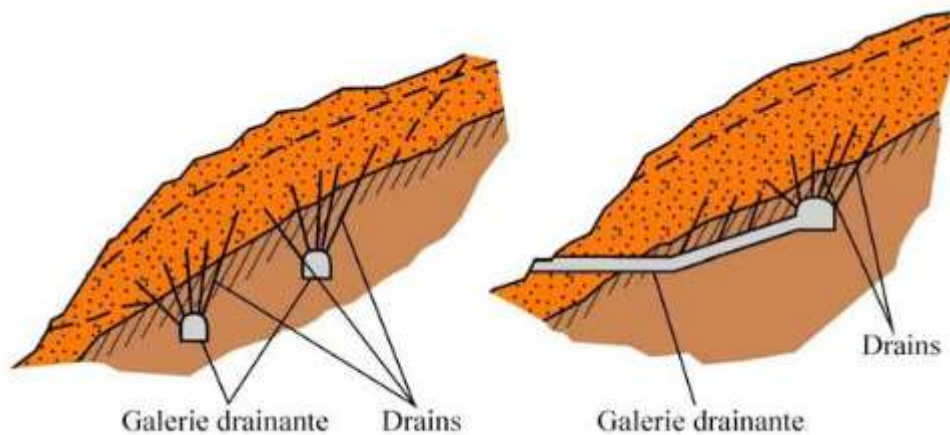


Figure IV.11 : Galerie drainante (APAT, 2003).

IV.4 Le reboisement :

La couverture végétale s'avère d'une importance considérable pour stabiliser les pentes, car les racines renforcent et fixent les couches de sols. C'est pourquoi les arbres et arbustes sont dotés de racines profondes et denses sont plus efficaces de réduire les mouvements de sols. La végétation aide surtout à prévenir les glissements de terrains superficiels, soit ceux d'une profondeur d'un à deux mètres. Les glissements plus profonds sur les pentes très abruptes, eux, sont moins influencés par le couvert végétal. [21]

IV.5 Élément résistant :

La mise en place d'éléments résistants n'influe pas directement sur la cause du mouvement mais sur ses conséquences.

Les éléments résistants (types ouvrages de soutènements, tirants, ancrages, rangées de pieux...) visent à réduire ou arrêter les déformations. Ces techniques sont intéressantes dans le cas où les techniques de stabilisation type terrassement ou drainage ne peuvent être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

IV.5.1 Murs de soutènements :

Il existe plusieurs types d'ouvrages destinés à résister à la poussée des terres on distingue : les ouvrages rigides (murs en béton armé, béton...) et les ouvrages flexibles (rideau de palplanches).

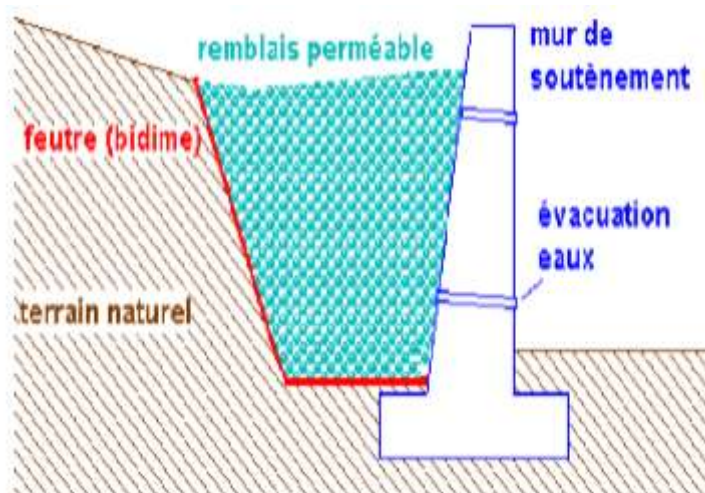


Figure IV.12 : Mur de soutènement.

Les murs de soutènements sont réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids ou leurs rigidités.

➤ **Ouvrages rigides :**

Les ouvrages rigides ne sont pas toujours les mieux adaptées à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement peut prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

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), et on cite à titre d'exemple les murs en béton.



Figure IV.13 : Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d'Etude Technique *des* Routes et Autoroutes (SETRA)).

➤ **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 métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et 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. [10]



Figure IV.14 : Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).

IV.5.2 Tirants d'ancrages, clouage, pieux et barrette :

IV.5.2.1 Tirants d'ancrage :

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement.

Un tirant est constitué par une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantaine de millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain.

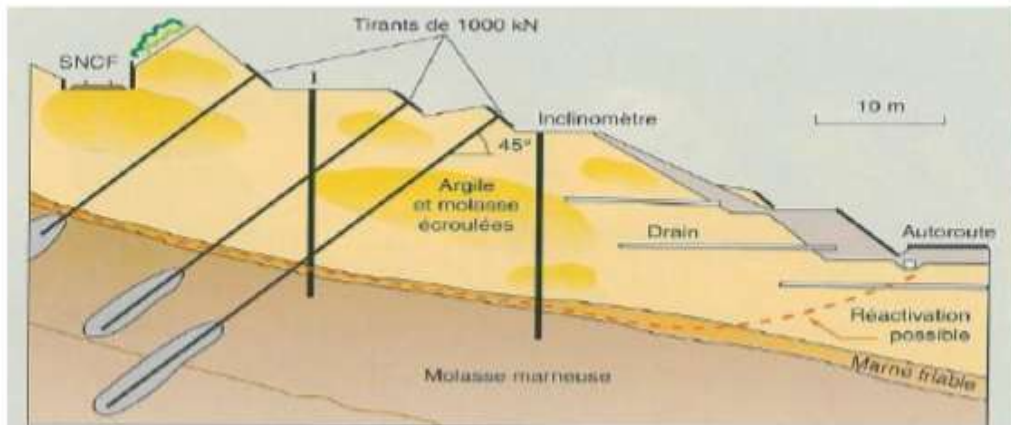


Figure IV.15 : Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41, (Haute-Savoie).

IV.5.2.2 Le clouage :

Désignée aussi par le terme cloutage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.



Figure IV.16 : : Un versant stabilisé par clouage.

IV.5.2.3 Pieux et Barrette :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles (Sadaoui. O, 2015).

Le clouage de glissement par des pieux avec leurs inerties importantes d'où les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux à trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site. Si cette technique à trouver tant d'applications dans le renforcement des talus, c'est parce qu'elle est rapide à mettre en œuvre et quelle n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue deux grands groupes de pieux :

❖ Pieux battus :

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécuté en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.



Figure IV.17 : Photos pendant la réalisation de pieux battus.

- Les pieux sont fabriqués en béton précontraint et ont des dimensions fixes.
- Les pieux sont battus dans le sol à l'aide d'un mouton diesel ou hydraulique.

❖ **Pieux forés :**

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettent d'assurer la stabilité des parois de forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusque à la base du pieu. [18]

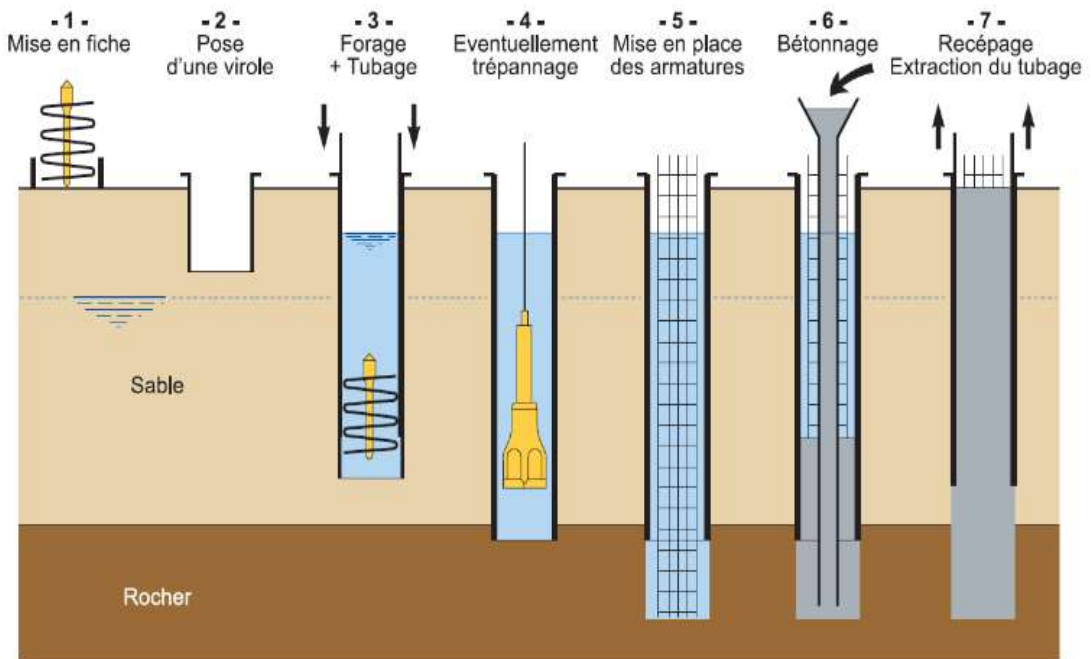


Figure IV.18 : Différentes étapes de la réalisation d'un pieu foré.

IV.6 Conclusion :

Le choix de la méthode de confortement dépend essentiellement de caractéristiques mécaniques, hydrologiques et morphologiques... des terrains instables. Les méthodes de confortement peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments rigides (soutènements...).

V. Chapitre V : Calcul de la stabilité par PLAXIS et SLIDE

V.1 Introduction :

La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans les domaines sans exception.

Dans ce chapitre on doit étudier la stabilité du site déjà présenté en chapitre précédent, en utilisant les différentes méthodes de calcul.

Il existe plusieurs types de programmes parmi lesquels on citera le programme PLAXIS et SLIDE qui ont été utilisés dans ce mémoire, l'un basé sur la méthode d'analyse limite (SLIDE) et l'autre basé sur la méthode des éléments finis MEF (PLAXIS).

V.2 Programme PLAXIS :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux, trois, n dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle en déformations planes ou en asymétries. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis sur la coupe verticale de l'ouvrage ou du talus à étudier.

Le développement du PLAXIS code commence en 1987 à l'université technique de Delft, en Hollande. La première version de Plaxis a été publiée par Windows qui permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (Fondation, tunnels, ouvrages de soutènement, glissement, etc.).

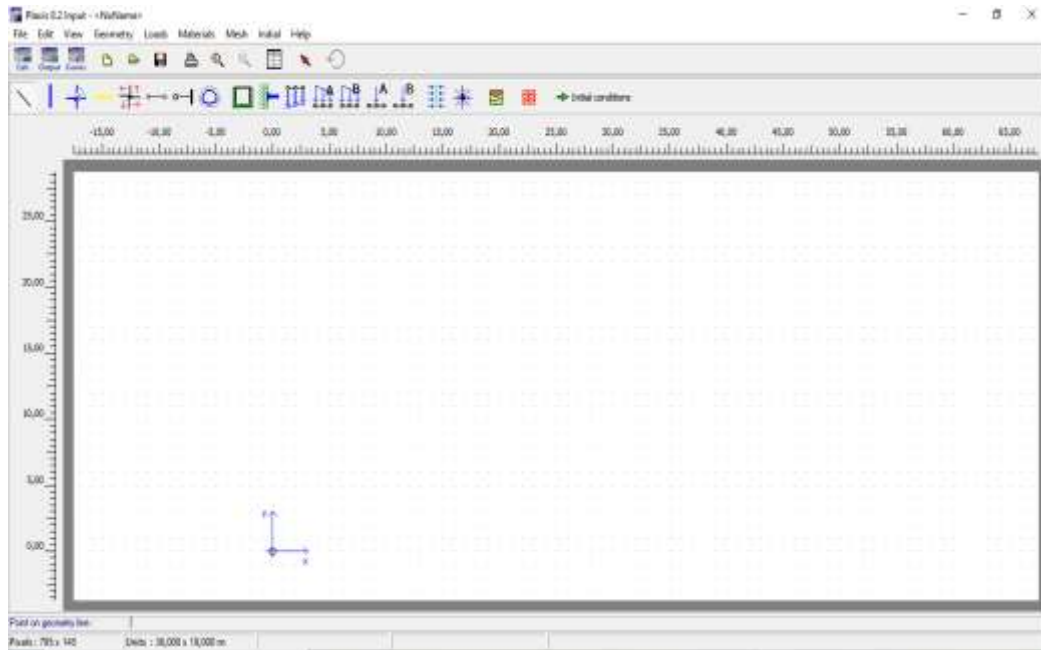


Figure V.1 : Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS.

V.2.1 Hypothèses générales :

Les hypothèses prises pour l'analyse de glissement avec PLAXIS sont les suivantes :

- Le sol est supposé être milieu continu
- Les déformations sont considérées planes
- Le comportement du sol obéit à la loi de MOHR-COULOMB
- Le poids volumique de l'eau utilisé est de 10KN/m³
- Le régime hydraulique est statique
- Le terrain modélisé est considéré étant saturé d'eau.

V.2.2 Les modèles de comportement utilisés par PLAXIS :

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles d'éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes d'éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués : élastiques linéaire, Mohr-Coulomb, etc.

V.2.2.1 Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique linéaire utilisé dans plaxis est classique, il représente la loi de Hooke

($\sigma = E \cdot \varepsilon$) Relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont : les paramètres de rigidité élastique, le module de Young (E) et le coefficient de poisson ν .

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches.

V.2.2.2 Modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires de ce modèle sont :

Le module de Young (E), le coefficient de poisson (ν), la cohésion (c), l'angle de frottement (φ), l'angle de dilatance (Ψ).

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoire ou des corrélations entre les différents essais (laboratoire et in-situ).

Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins à long terme (argile et limon).

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure V.2.

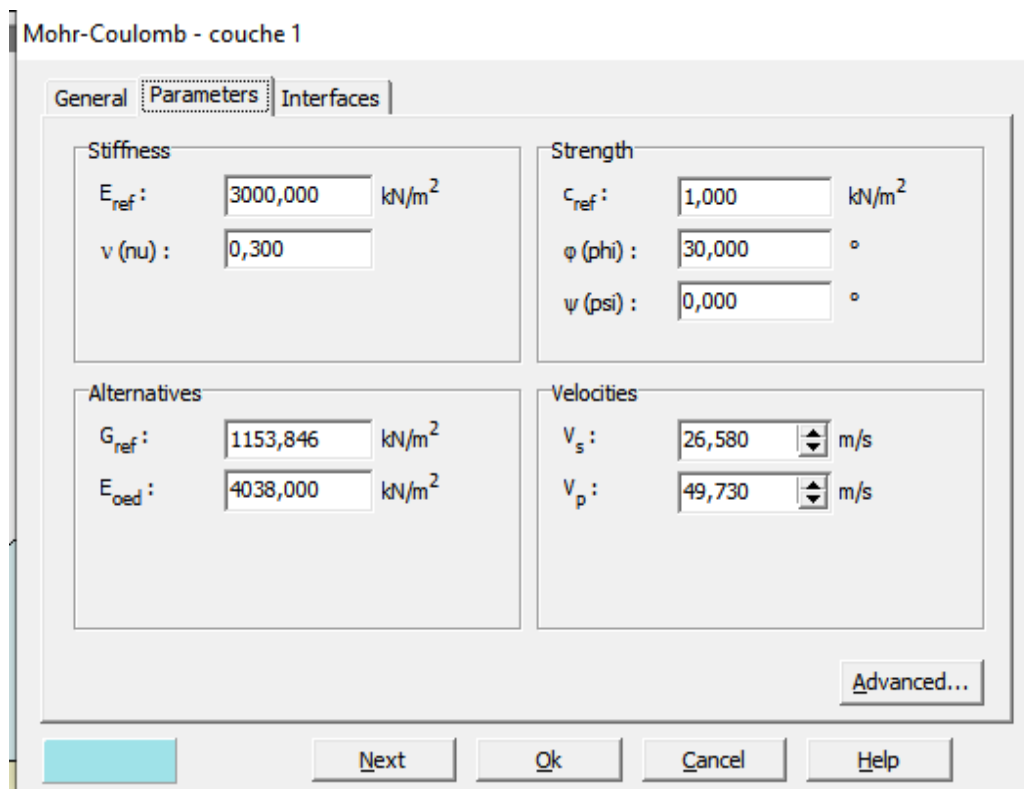


Figure V.2 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

V.3 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.

- a) **Le Programme d'entrée de données input** : l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.
- b) **Le programme calculation** : permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.
- c) **Le programme output** : nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (déformation de maillage).
- d) **Le programme curves** : ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charge déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations et temps-déplacement.

V.4 Calcul du coefficient de sécurité :

Le calcul du coefficient de sécurité (phi-réduction) doit être sélectionné lorsque l'on souhaite de calculer un coefficient de sécurité global pour une situation donné

Fs= Forces résistantes / Forces motrices

Le coefficient total $\sum Msf$ permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse.

V.4.1 Modèle géométrique (Tracé du profil) :

Le cas utilisé dans ce mémoire est constitué de deux couches superposées par un modèle géométrique plan 2D) de 30m de longueur, 20m de hauteur avec un talus de 10m, représenté sur la figure V.3.

Les caractéristiques géotechniques des couches formant ce talus sont regroupées dans le tableau V-1 ci-après.

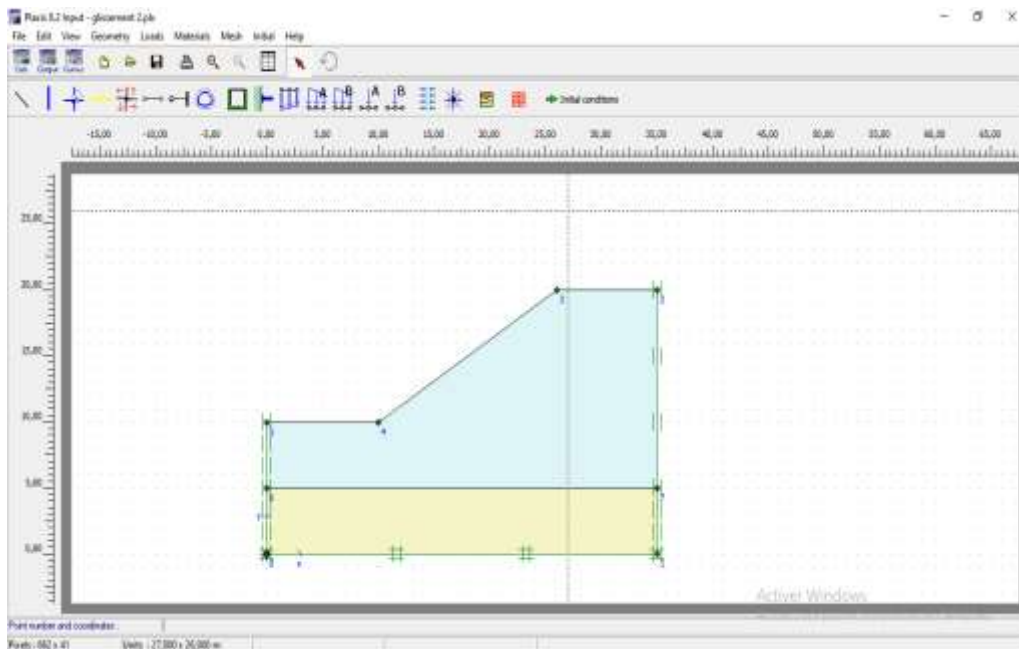


Figure V.3 : Modèle géométrique du talus.

Tableau V-1 : Paramètres géotechniques des couches formant le profil du talus étudié.

Sols	Caractéristiques	γ_{unsat} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	C (Kpa)	φ (°)	E (Kpa)	ν	Ψ (°)
Couche 1		16	20	1	30	3000	0.3	0
Couche 2		8	11	5	20	3500	0.3	0

V.4.2 Génération du maillage :

Ce modèle est discrétisé avec des éléments plaque triangulaires à 15 nœuds. Dans notre modèle on a utilisé 62 éléments et 549 nœuds. Le maillage est représenté sur la figure V.4.

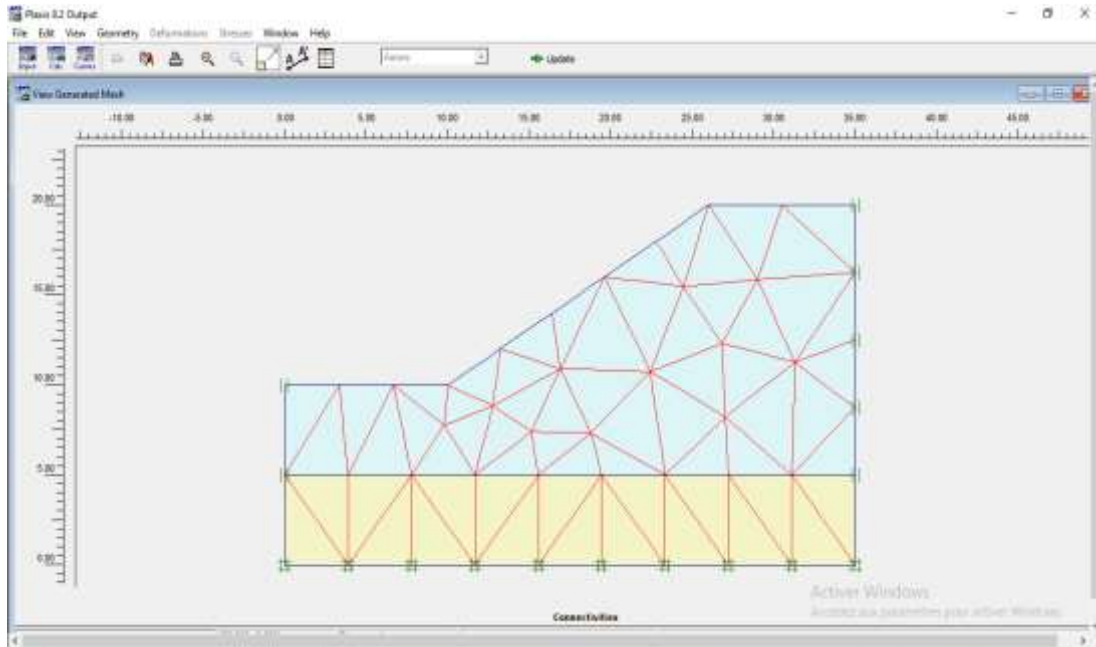


Figure V.4 : Maillage du modèle.

V.4.3 Modélisation numérique :

Nous avons analysé deux cas d'études (statiques et sismiques), la modélisation de ce glissement permet la détermination des déplacements, des contraintes, du coefficient de sécurité...etc. ils sont représentés sur les figures ci-dessous.

Le calcul avec la procédure gravitaire est effectué en définissant un facteur $\Sigma \text{weight} = 0$ (figure V.5).

Donc aucune contrainte initiale n'est générée dans cette étape de calcul.

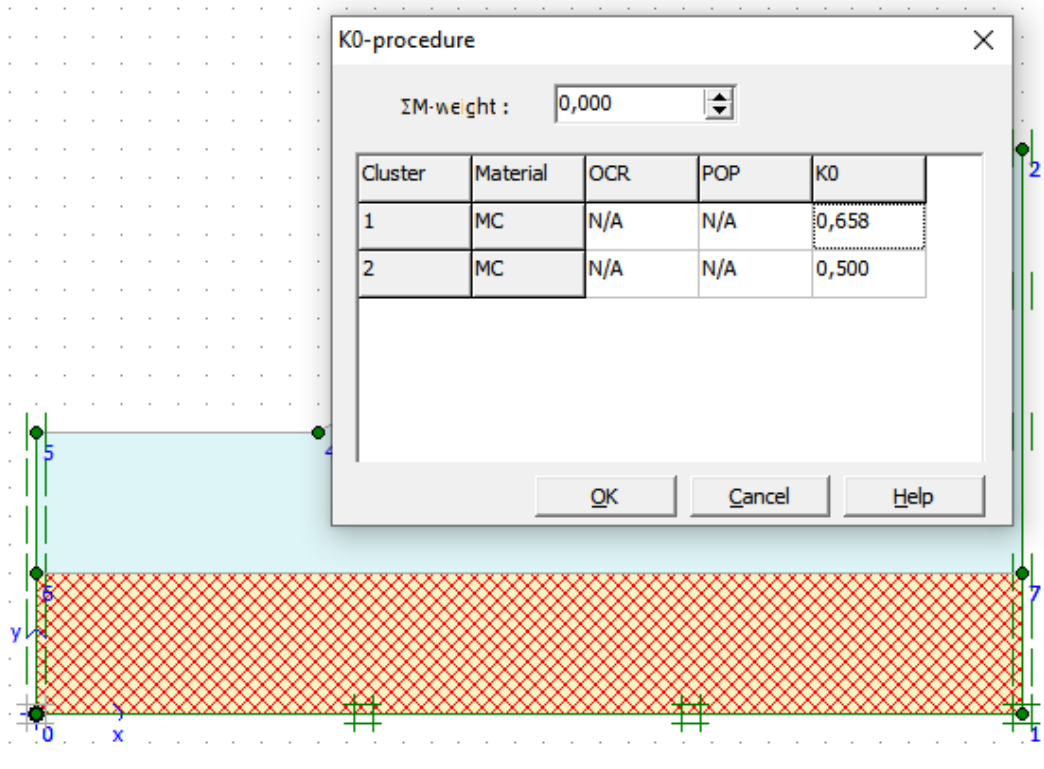


Figure V.5 : Définition du multiplicateur pour la procédure K0.

➤ Cas statiques :

Dans ce cas, les coefficients d'accélération horizontales et verticales sont nuls ($K_h=0$ et $K_v=0$).

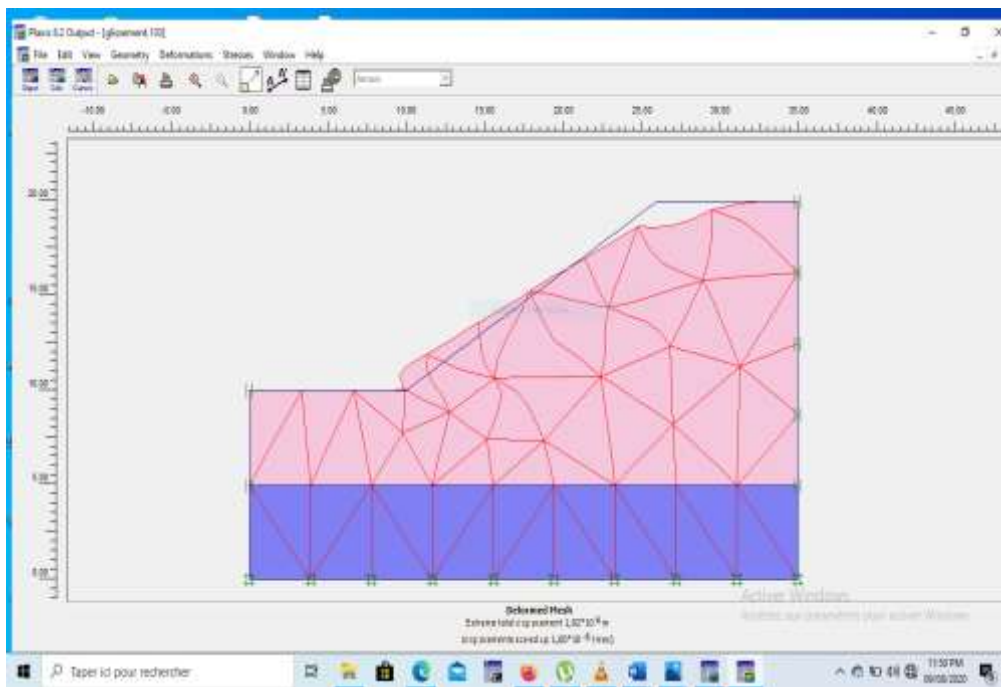


Figure V.6 : Déformée du maillage.

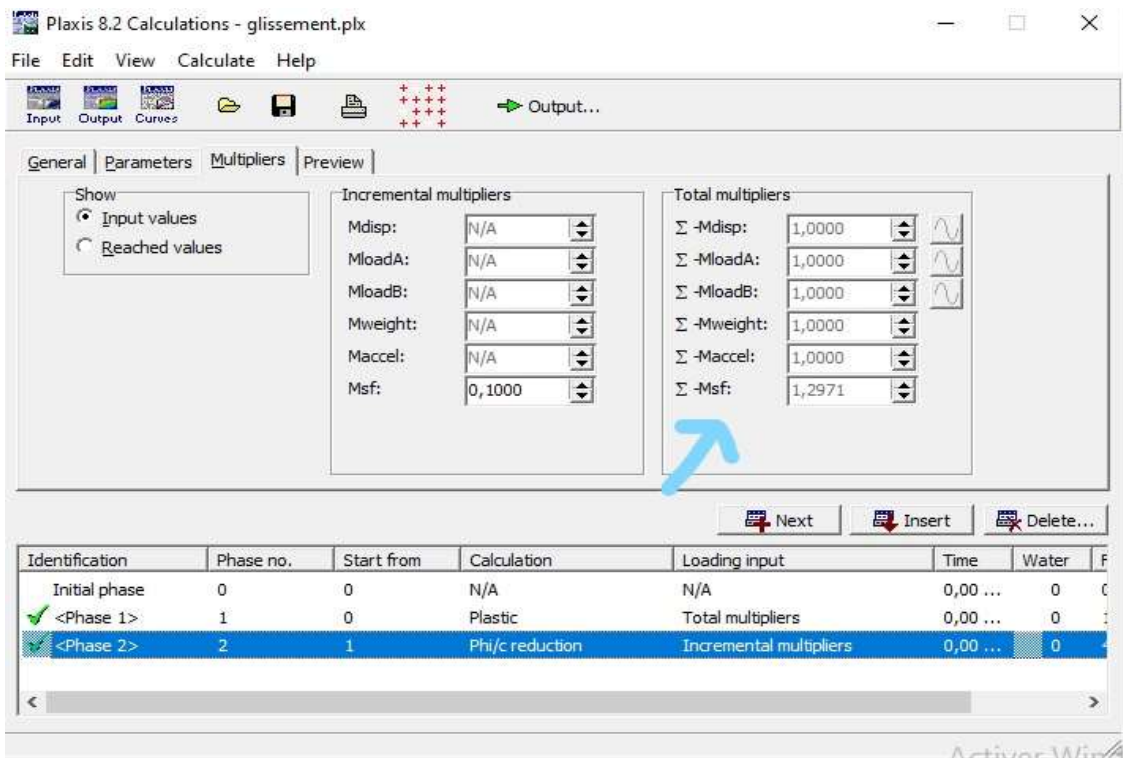


Figure V.7 : Coefficient de sécurité.

La valeur du coefficient de sécurité $F_s=1.2971$ obtenue indique qu'il y a un glissement possible vu qu'il est compris $1 < 1.2971 < 1.5$.

➤ Cas sismique :

Dans ce cas on introduit les coefficients sismiques K_h et K_v tels que : $K_h= 0.05 ; 0.1 ; 0.13 ; 0.14$ et $K_v= (2/3)K_h$.

- Pour $K_h= 0.05$ et $K_v= 0.033$

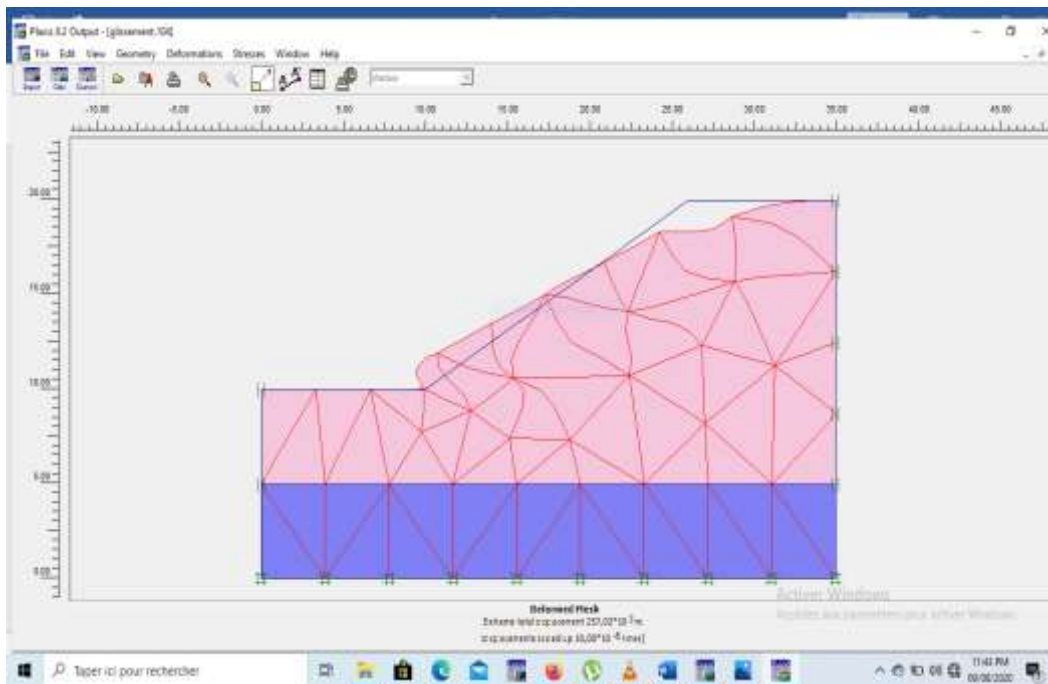


Figure V.8 : Déformée du maillage.

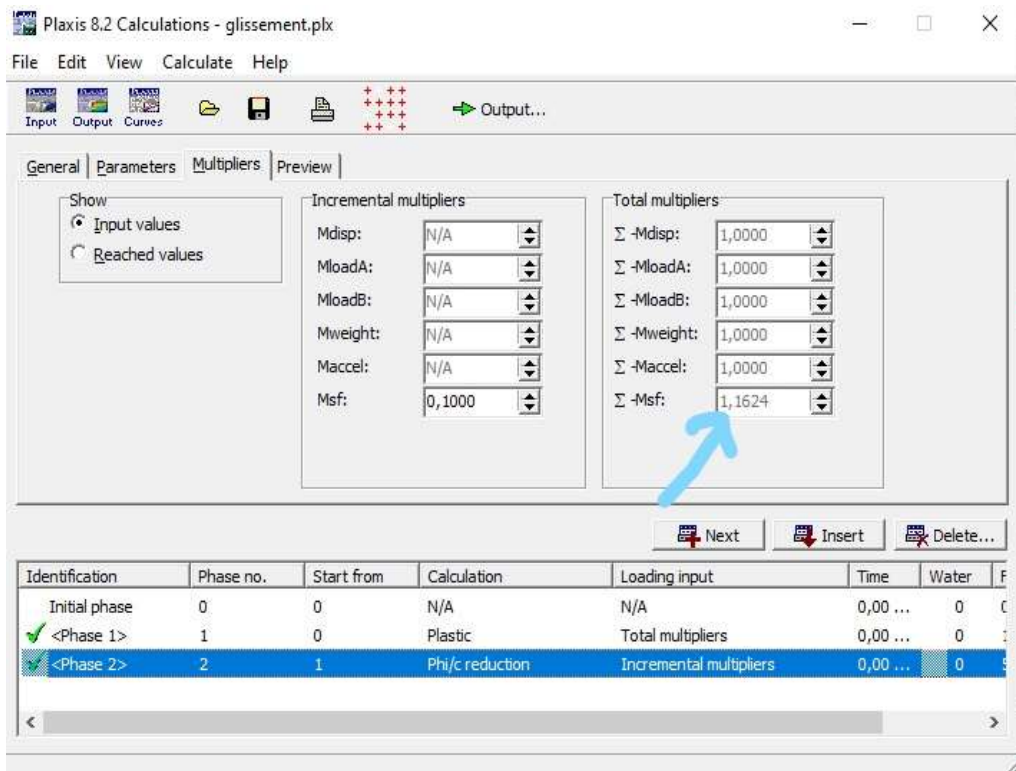


Figure V.9 : La valeur du coefficient de sécurité.

La valeur du coefficient de sécurité $F_s = 1.1624$ trouvée indique qu'il y a un glissement possible. On remarque aussi que F_s dynamique est inférieur à F_s statique.

- Pour $K_h = 0.1$ et $K_v = 0.06$

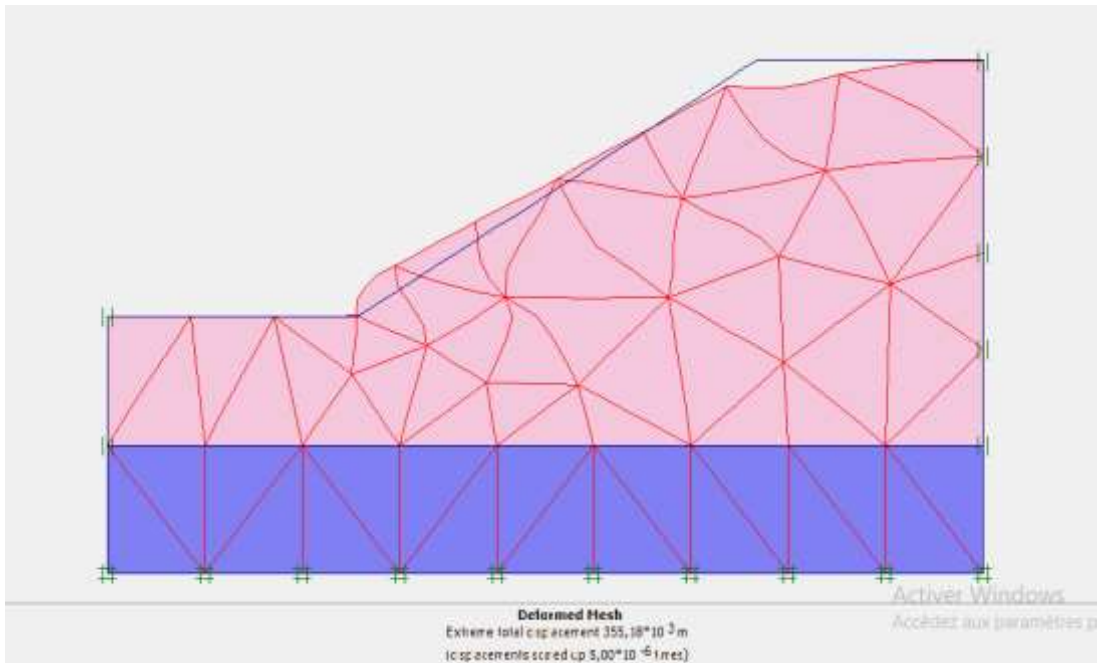


Figure V.10 : Déformée du maillage.

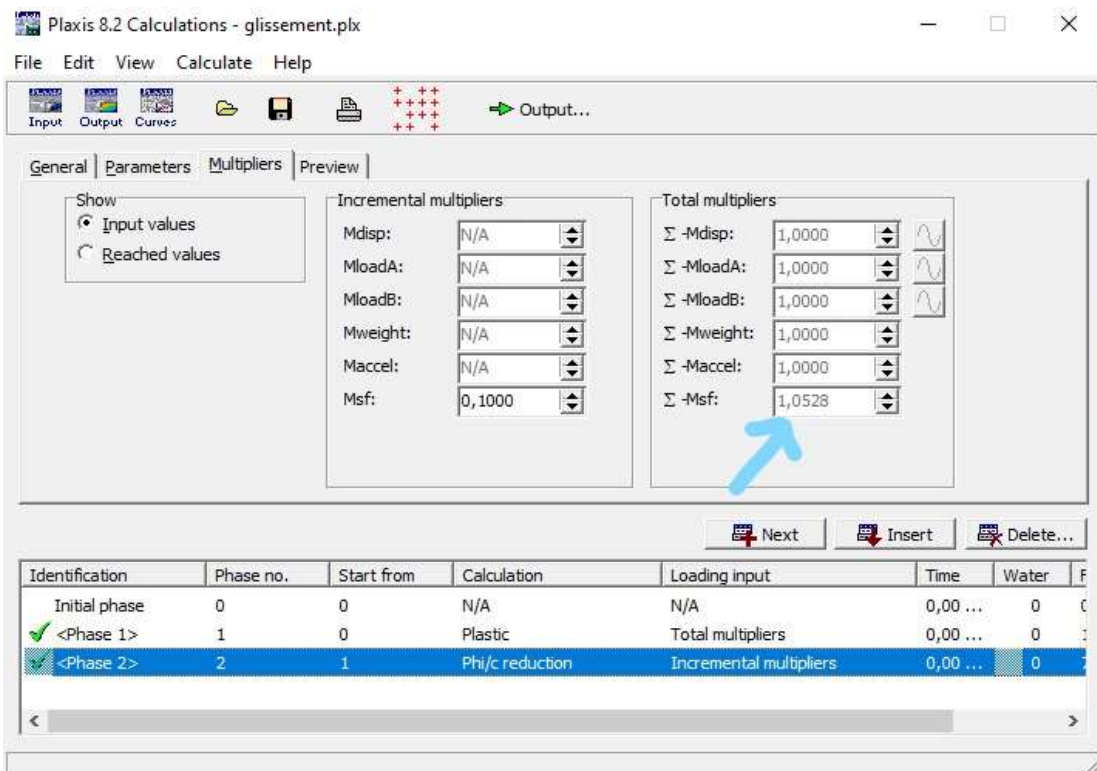


Figure V.11 : Le coefficient de sécurité.

La valeur du coefficient de sécurité $F_s=1.0528$ trouvée indique qu'il y a un glissement possible. On remarque aussi qu'en augmentant les coefficients sismiques le coefficient de sécurité diminue aussi.

- Pour $K_h=0.13$ et $K_v=0.086$

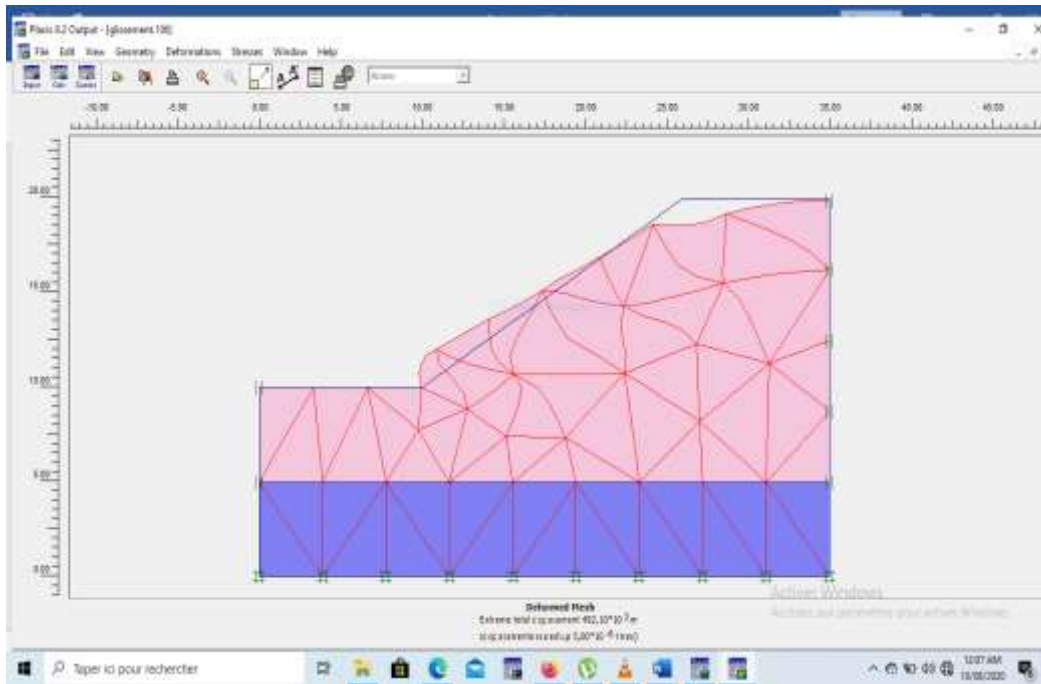


Figure V.12 : Déformée du maillage.

Chapitre V : Calcul de la stabilité par PLAXIS et SLIDE

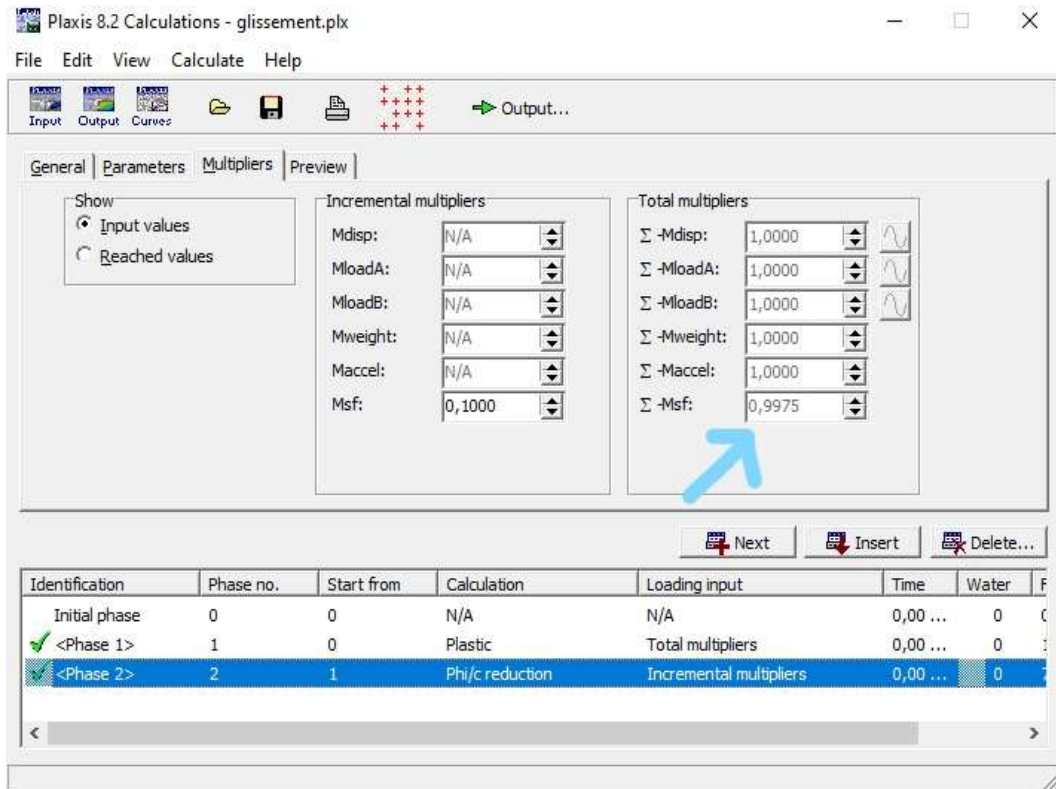


Figure V.13 : Le coefficient de sécurité.

La valeur du coefficient de sécurité $F_s=0.9975$ obtenue montre qu'il y a un glissement possible.

- Pour $K_h=0.14$ et $K_v=0.093$

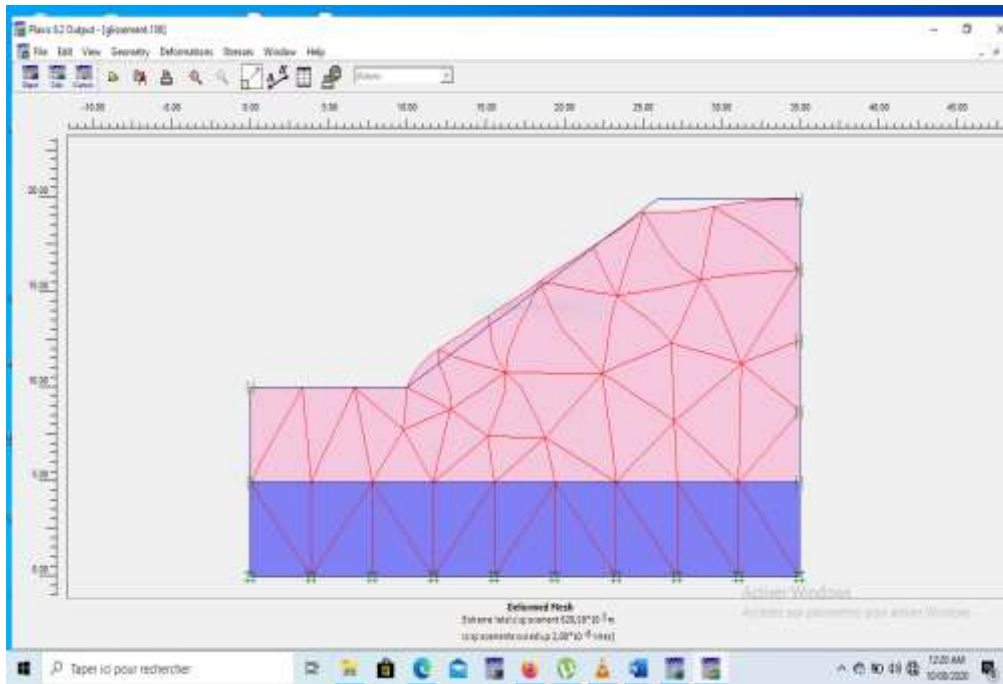


Figure V.14: Déformée du maillage.

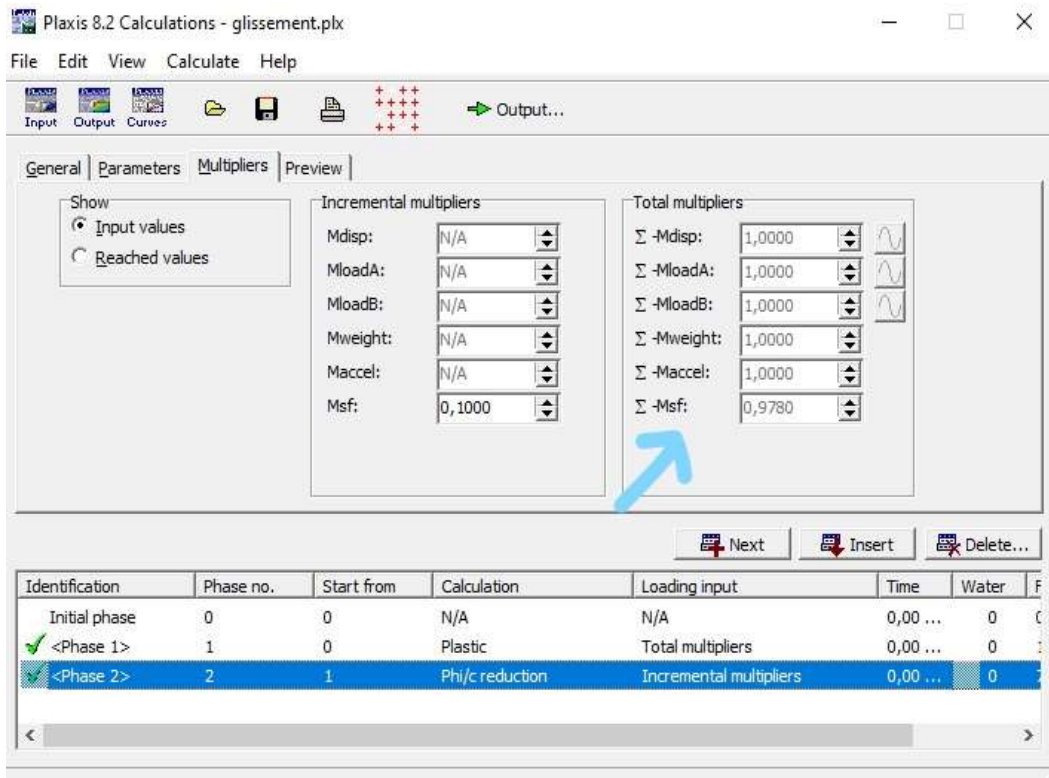


Figure V.15 : Le coefficient de sécurité.

La valeur du coefficient de sécurité $F_s=0.9780$ obtenue montre qu'il y a un glissement possible.

V.5 Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS on constate que les coefficients de sécurité sont inférieurs à 1,5 ce qui implique qu'il y a un risque de glissement. Cette variation ou le décroissement de F_s résulte de l'absence de nappe phréatique qui influe considérablement sur la plasticité des particules d'où on constate une grande aptitude de déformation des sols.

On peut également constater que l'instabilité du talus est liée aux caractéristiques mécaniques (sols très altérées) où des mesures de confortement pourraient permettre de résoudre d'une façon permanente la stabilité du glissement de terrain.

PLAXIS nous a permis d'avoir la courbe représentant la variation du coefficient sécurité en fonction des coefficient sismiques voir figure V.16 suivante.

Tableau V-2 : Tableau de variation du coefficient de sécurité et du coefficient sismique horizontal.

Kh : le coefficient sismique horizontal	0	0.05	0.1	0.13	0.14
Fs : le coefficient de sécurité	1.2971	1.1624	1.0528	0.9975	0.9780

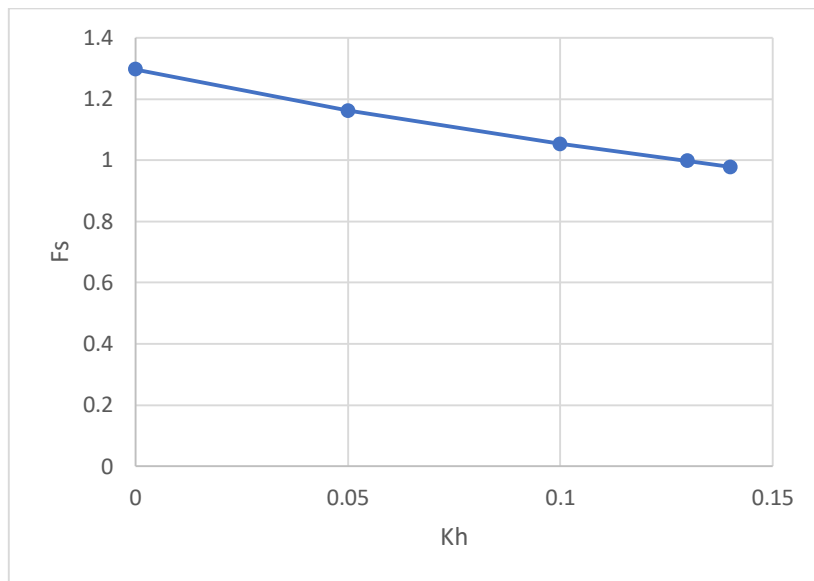


Figure V.16 : La courbe de variation du coefficient de sécurité en fonction du coefficient sismique horizontal K_h .

V.6 Présentation du logiciel SLIDE :

Le logiciel slide est un programme qui permet d'analyser la stabilité des sols et déterminé la surface de rupture potentielle, il permet aussi de calculer le coefficient de sécurité. Ce logiciel est également utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes et des talus et qui est basé sur la méthode d'équilibre limite. [22]

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-3: Les données et les résultats du logiciel. [1]

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par logiciel
-La méthode de calcul. -Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m ³), c(KN/m ²), φ (°). -Les surcharges si nécessaire. -Géométrie du talus. -La grille des centres de ruptures. -Le niveau de la nappe phréatique. -Le type de confortement et ce après l'analyse de la stabilité.	-Le facteur de sécurité avant et après le confortement. -Les cercles de ruptures. -Les sollicitations sur les tranches. -La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus.

V.7 : Etapes de modélisation :

On a repris le même modèle utilisé dans PLAXIS. Les caractéristiques mécaniques du sol sont représentées dans le tableau 5-4.

Tableau V-4 : Paramètres géotechniques des couches.

N° de couches	Poids volumique (KN/m ³)	Cohésion (KN/m ²)	Angle de frottement (degré)
Couche 1	16	1	30
Couche 2	8	5	20

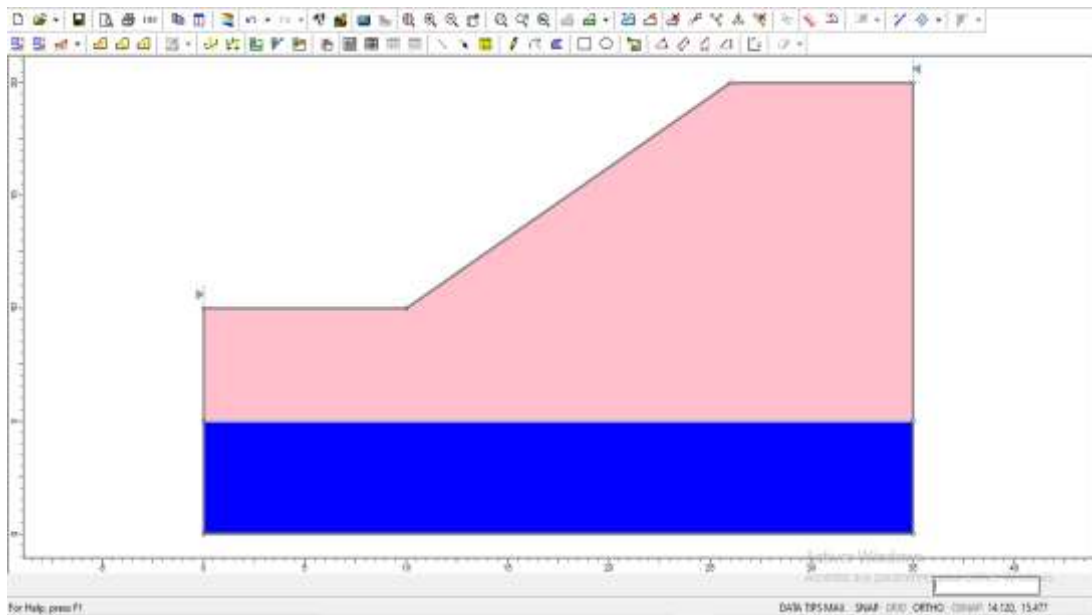


Figure V.17 : Modélisation du modèle.

V.8 Calcul du coefficient de sécurité :

Le but est de déterminer le cercle de glissement qui présente un coefficient de sécurité plus faible pour différentes méthodes avec les 2 cas statiques et sismiques. Les différentes méthodes sont : Bishop Simplified, Janbu corrected, Janbu simplified, Ordinaly Fellenius et Spencer.

V.8.1 Bishop simplified :

- Cas statique : Sans charge sismique les coefficients d'accélération horizontale et verticale sont nuls donc $K_h=0$ et $K_v=0$.

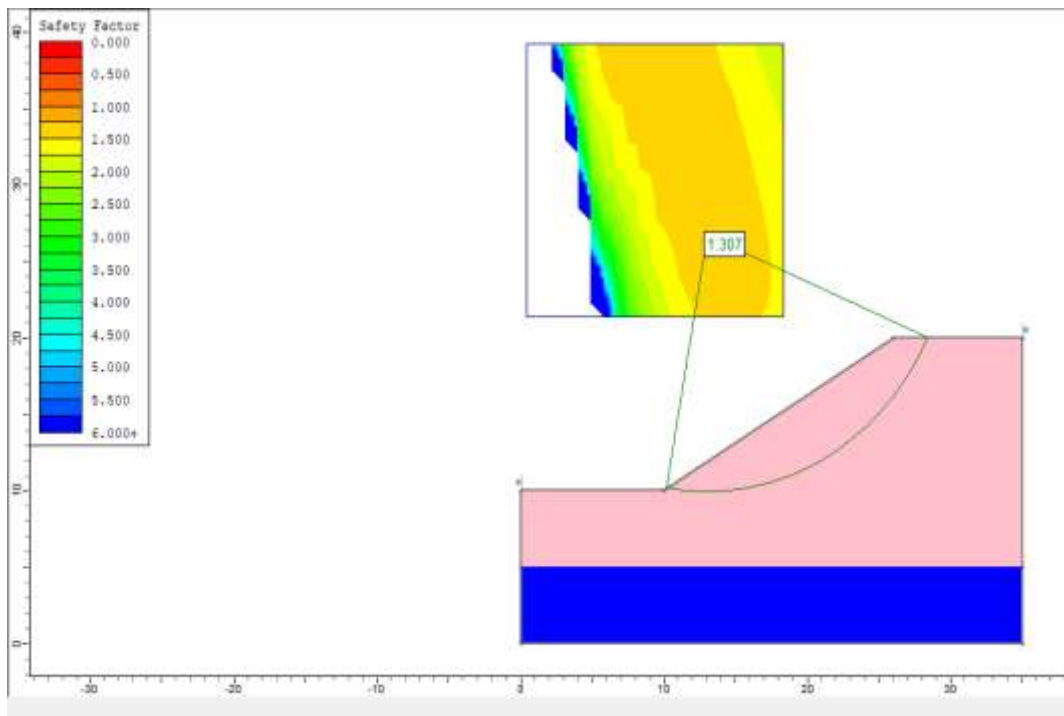


Figure V.18 : Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop simplifiée.

Le coefficient de sécurité minimal a été trouvé égal à 1.307 selon la méthode simplifiée de Bishop, ce qui indique que le glissement est possible.

- Cas sismique : Avec l'effet sismique on introduit les coefficients sismiques K_h et K_v en prenant les valeurs suivantes pour $K_h = 0.05 ; 0.1 ; 0.13$ et 0.14 et pour $K_v = (2/3)K_h$
- $K_h = 0.05$ et $K_v = 0.033$

Chapitre V : Calcul de la stabilité par PLAXIS et SLIDE

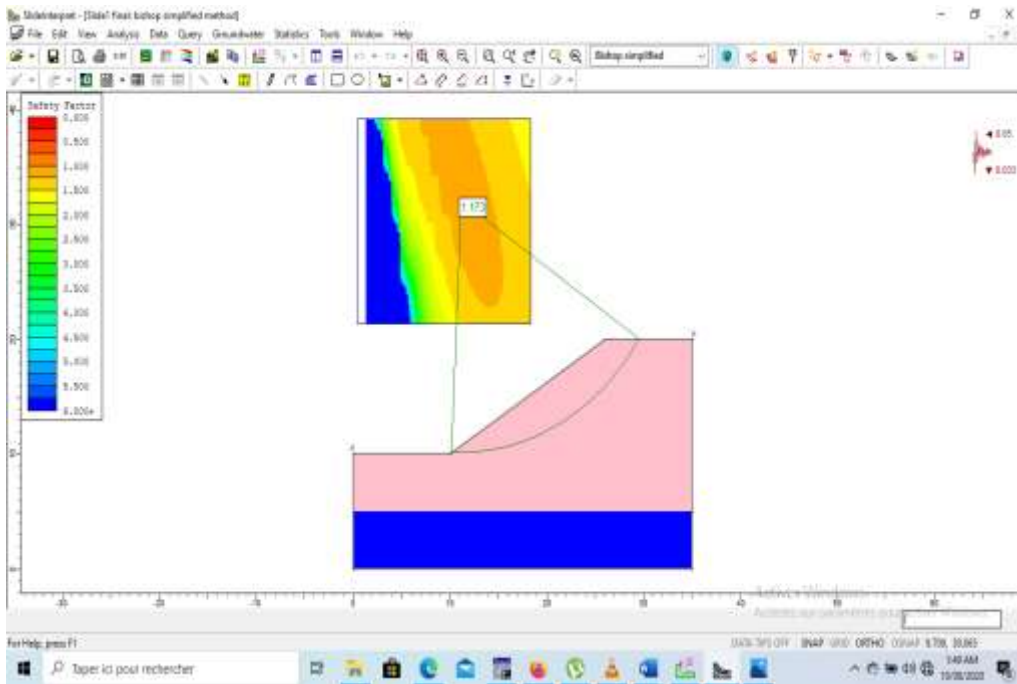


Figure V.19 : Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop simplifié pour 0.05 de K_h . Le coefficient de sécurité est de 1.173 donc le glissement est possible.

- $K_h=0.1$ et $K_v=0.066$

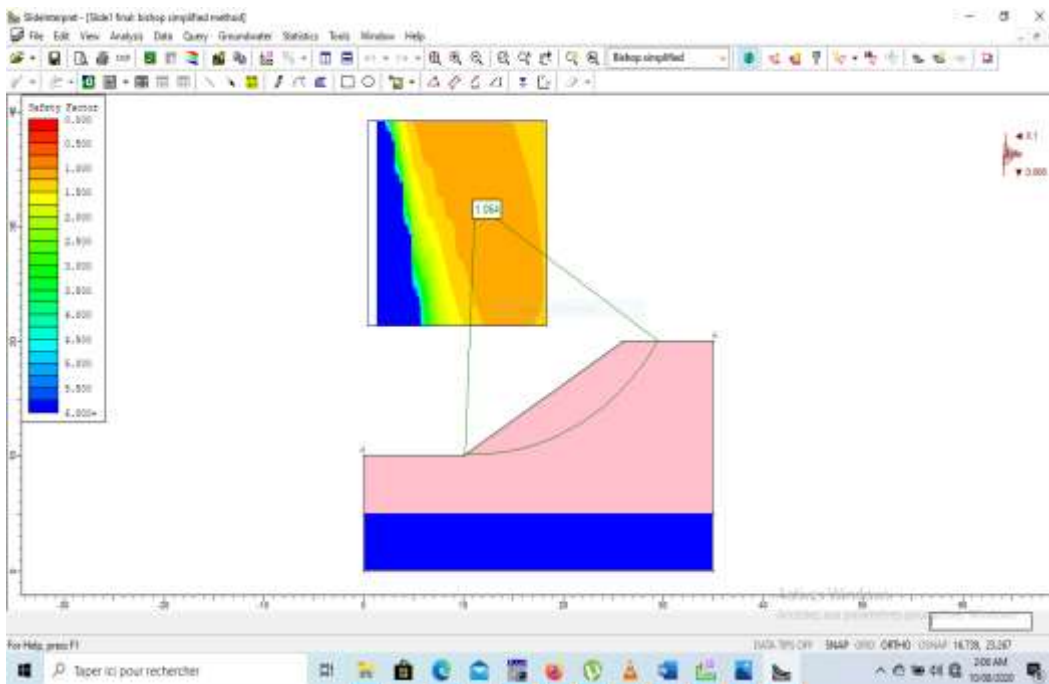


Figure V.20 : Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop simplifié pour 0.1 de K_h .

Le coefficient de sécurité trouvé est de 1.064 donc le glissement est possible.

- $K_h=0.13$ et $K_v=0.086$

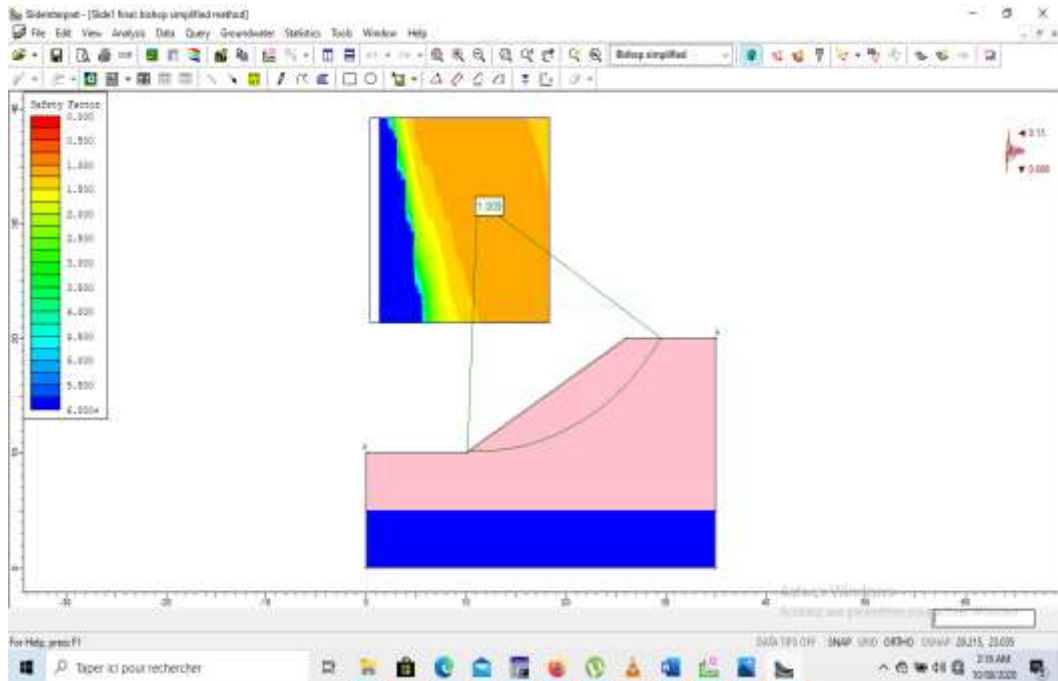


Figure V.21: Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop simplifiée pour 0.13 de K_h .

Le coefficient de sécurité trouvé est de 1.009 donc le glissement est possible.

- $K_h=0.14$ et $K_v=0.093$

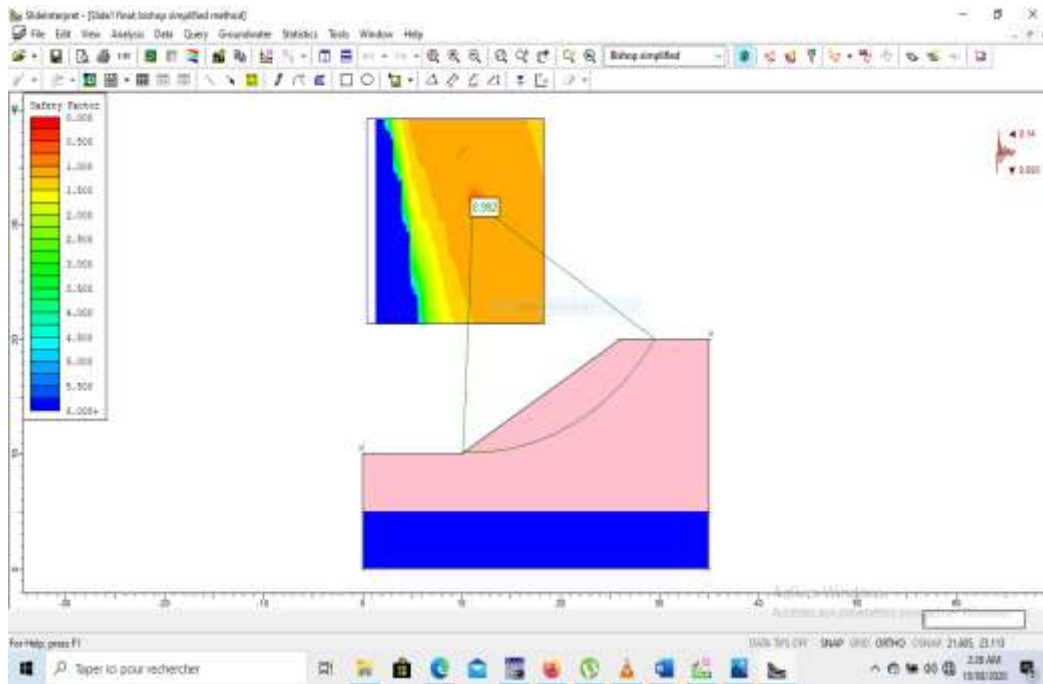


Figure V.22: Cercle critique obtenu par la méthode de Bishop simplifié pour 0.14 de K_h .

Le coefficient de sécurité trouvé est de 0.992 donc le talus est instable.

Remarque : Dans Bishop simplifié plus le coefficient de l'accélération horizontale augmente plus le coefficient de sécurité diminue, le résultat est dans la courbe ci-dessous.

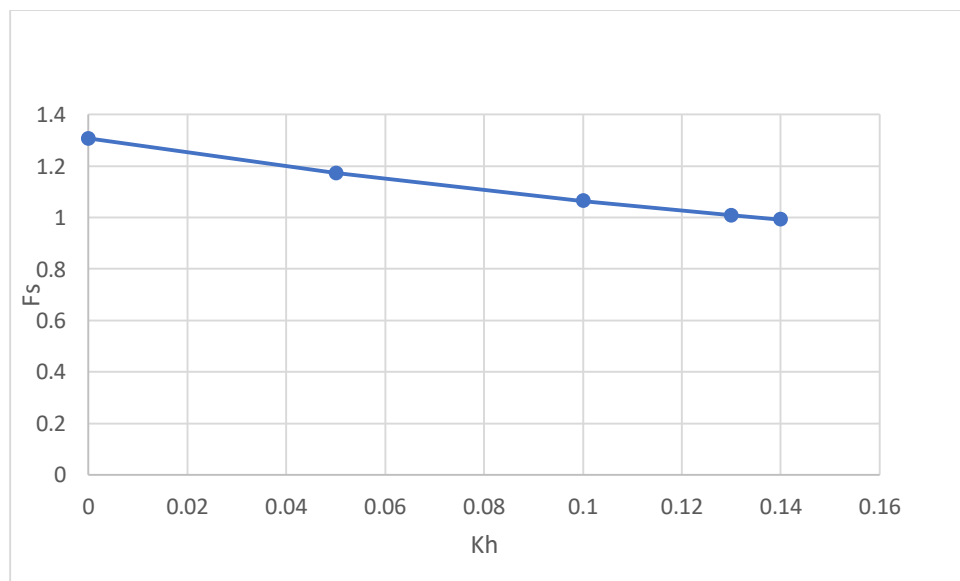


Figure V.23 : Courbe de Bishop Simplified.

V.8.2 Janbu corrected :

Les résultats obtenus par la méthode de Janbu corrected sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau V-5 : Résultat des coefficients de sécurité par la méthode de Janbu corrected.

K_h	0	0.05	0.1	0.13	0.14
F_s	1.287	1.152	1.045	0.988	0.971

En se basant sur le tableau précédent, nous constatons que les coefficients de sécurité inférieurs à 1 sont instables et ceux compris entre 1 et 1.5 leurs glissements sont possibles.

Remarque : Dans la méthode de Janbu corrected plus le coefficient de l'accélération horizontale augmente plus le coefficient de sécurité diminue, le résultat est dans la courbe ci-dessous.

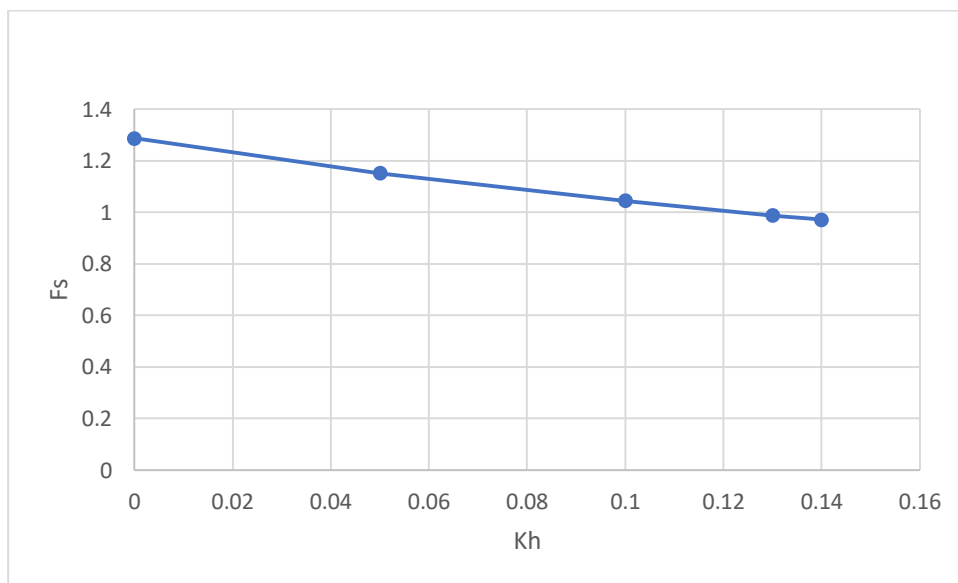


Figure V.24 : Courbe de Janbu corrected.

V.8.3 Janbu simplified :

Les résultats obtenus par la méthode de Janbu simplified sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-6 : Résultat des coefficients de sécurité par la méthode de Janbu simplified.

K_h	0	0.05	0.1	0.13	0.14
F_s	1.206	1.079	0.977	0.925	0.909

En se basant sur le tableau précédent, nous constatons que les coefficients de sécurité inférieurs à 1 sont instables et ceux compris entre 1 et 1.5 leurs glissements sont possibles.

Remarque : Dans la méthode de Janbu simplified plus le coefficient de l'accélération horizontale augmente plus le coefficient de sécurité diminue, le résultat est dans la courbe ci-dessous.

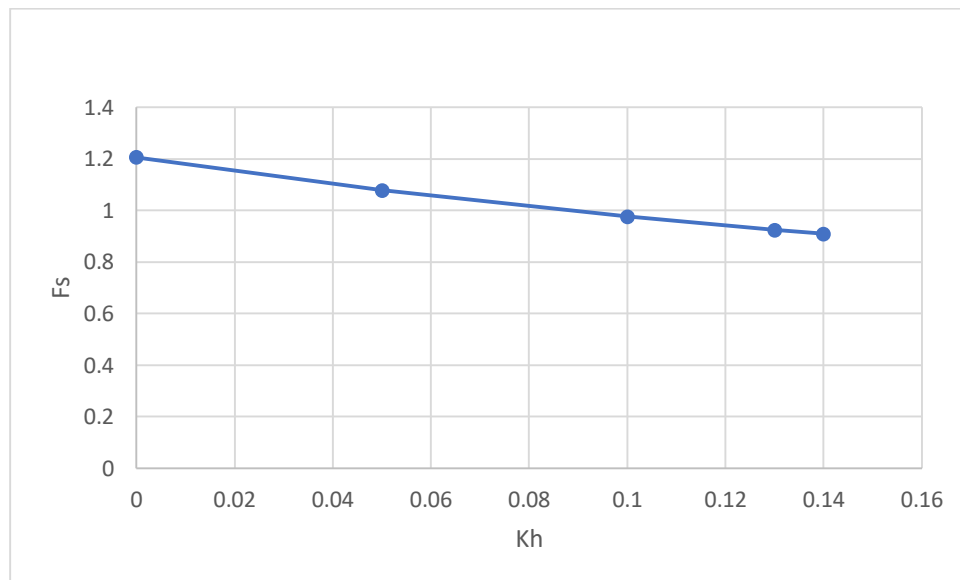


Figure V.25 : Courbe de Janbu simplified.

V.8.4 Ordinaly Fellenius :

Les résultats obtenus par la méthode de Ordinaly Fellenius sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau V-7 : Résultat des coefficients de sécurité par la méthode de Ordinaly Fellenius.

K_h	0	0.05	0.1	0.13	0.14
F_s	1.232	1.107	1.006	0.954	0.938

En se basant sur le tableau précédent, nous constatons que les coefficients de sécurité inférieurs à 1 sont instables et ceux compris entre 1 et 1.5 leurs glissements sont possibles.

Remarque : Dans la méthode de Ordinaly Fellenius plus le coefficient de l'accélération horizontale augmente plus le coefficient de sécurité diminue, le résultat est dans la courbe ci-dessous.

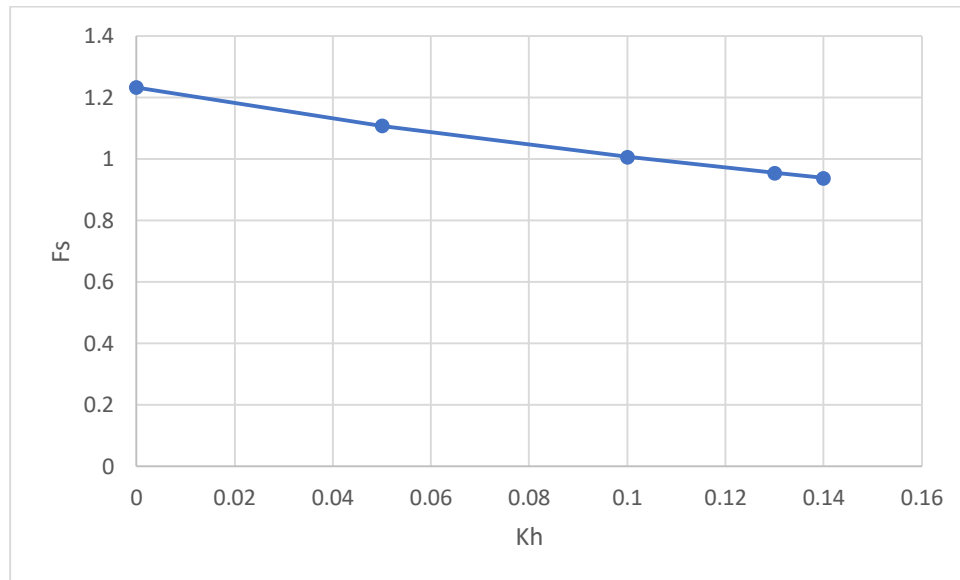


Figure V.26: Courbe de Ordinaly Fellenius.

V.8.5 Spencer :

Les résultats obtenus par la méthode de Spencer sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau V-8 : Résultat des coefficients de sécurité par la méthode de Spencer.

K_h	0	0.05	0.1	0.13	0.14
F_s	1.302	1.173	1.060	1.008	0.992

En se basant sur le tableau précédent, nous constatons que les coefficients de sécurité inférieurs à 1 sont instables et ceux compris entre 1 et 1.5 leurs glissements sont possibles.

Remarque : Dans la méthode de Spencer plus le coefficient de l'accélération horizontale augmente plus le coefficient de sécurité diminue, le résultat est dans la courbe ci-dessous.

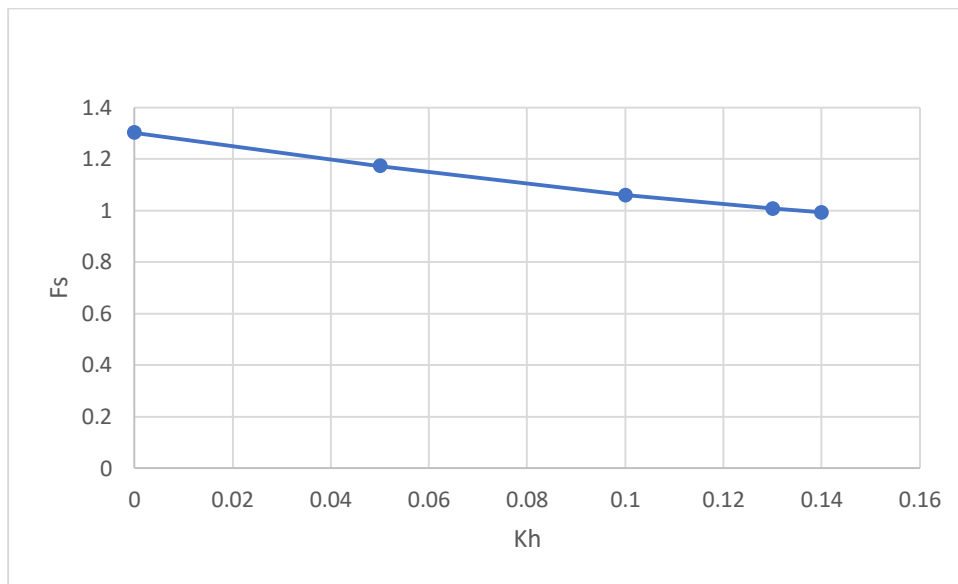


Figure V.27 : Courbe de Spencer.

Le tableau et la figure ci-dessous nous montre les comparatifs des coefficients de sécurité pour les deux logiciels étudiés qui sont : PLAXIS et SLIDE (Bishop simplified, Janbu corrected, Janbu simplified, Ordinaly Fellenius, Spencer). Nous constatons que :

Tableau V-9 : Tableau comparatif du coefficient de sécurité du PLAXIS et de SLIDE.

Kh	0	0.05	0.1	0.13	0.14
Plaxis	1.2971	1.1624	1.0528	0.9975	0.9780
Bishop simplified	1.307	1.173	1.064	1.009	0.992
Janbu corrected	1.287	1.152	1.045	0.988	0.971
Janbu simplified	1.206	1.079	0.977	0.925	0.909
Ordinaly Fellenius	1.232	1.107	1.006	0.954	0.938
Spencer	1.302	1.173	1.060	1.008	0.992

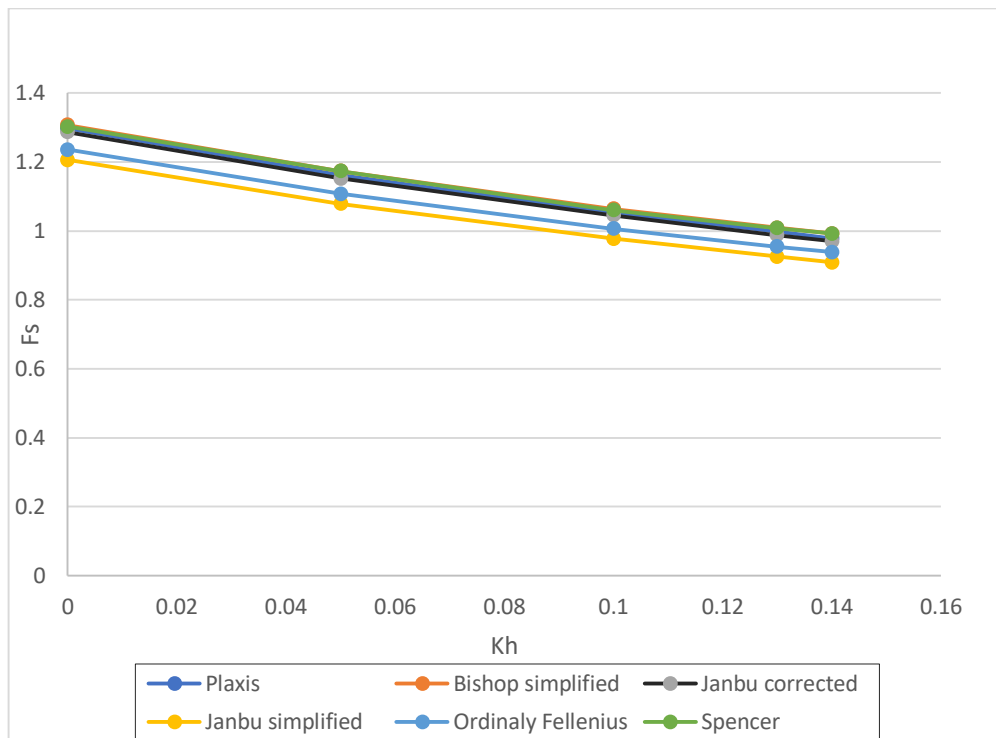


Figure V.28 : Courbes comparatives du coefficient de sécurité du PLAXIS et de SLIDE.

V.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a fait une étude comparative de calcul de stabilité par les méthodes des éléments finis et la méthode d'équilibre limite avec plusieurs valeurs de coefficient sismique qui sont ($k_h = 0$ cas statique et $k_h = 0.05, 0.1, 0.13$, et 0.14 cas sismique). Les résultats de coefficient de sécurité par les deux logiciels sont en général proches et ils sont tous inférieures à 1.5, ce qui signifie que le talus est instable.

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS 2D 8 .2 on remarque que les coefficients de sécurité trouvé varie entre (0.9780 et 1.2971) comme ils sont tous inférieures à 1.5 confirme l'instabilité du talus.

L'analyse du glissement par le logiciel Slide a donné un coefficient de sécurité inférieure à 1.5 dans les deux cas. Ce coefficient a été calculé par cinq méthodes différentes. Le coefficient de sécurité le plus faible a été donné par la méthode de Janbu simplifié avec le cas statique, sa valeur est de (1.206), et celui du cas sismique pour $K_h = 0.05$ sa valeur est de (1.079), pour $K_h = 0.1$ F_S est de (0.977), pour $K_h = 0.13$ F_S est de (0.925), pour $K_h = 0.14$ F_S est de (0.909). La petite différence entre les valeurs des coefficients de sécurité calculés par les cinq méthodes est due aux hypothèses de calcul propres à chaque méthode d'analyse.

Conclusion générale :

Ce travail de fin d'étude nous a permis d'approfondir les connaissances acquises durant notre cursus universitaire et nous a également permis de connaître et d'acquérir la méthodologie de l'étude d'un glissement de terrain et d'avoir une base sur laquelle on s'appuie au futur, pour traiter des problèmes liés au sol.

Au cours du présent travail, les observations et les études menées ont montré que plusieurs facteurs auraient contribué au glissement de terrain. Ceux-ci peuvent être regroupés en facteurs d'ordre naturels, auxquels s'ajoutent des facteurs anthropiques.

Dans ce mémoire, l'étude présentée a pour objectif d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain et ensuite étudier un système de confortement adéquat. Pour cette étude, nous avons effectué une modélisation et un calcul avec les logiciels SLIDE et PLAXIS qui ont permis de localiser les surfaces critiques du glissement et définir les coefficients de sécurité.

Enfin, on peut conclure que le mécanisme du glissement reste une opération complexe qui peut causer beaucoup de problème, nous espérons que nous avons étudié le problème au niveau requis, et qu'il sera un point de départ à notre vie professionnelle.

Bibliographie :

- [1] : BENDADOUCHE.H, LAZIZI.S, 2013. Glissement de terrain et confortement. Pages bleues.
- [2] : https://fr.wikipedia.org/wiki/Glissement_de_terrain
- [3] : Benaissa,A .2003. Glissements de terrain : Calcul de stabilité. Office des publications universitairesBen-Aknoun (Alger) .95p.
- [4] : Berche J.C, Cartier G, (1984) PETAL, programme d'étude de la stabilité des talus par ruptures circulaire ou non circulaire. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de la Division Géotechnique-Mécanique des sols 1, Section des Ouvrages en Terre.
- [5] : BOUAFIA.A(2009). Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger, 386p.
- [6] : BENYAHIA. M et DJILALI BEN FERDJ.S (2010). Analyse et modélisation d'un glissement de terrain.
- [7] : DJAMEL EDDINE BENOUIS ; ''étude d'un glissement de terrain par différentes méthodes'',Mémoire d'ingénieur ; ingénieure d'état en génie civil option construction civil et Industrielle2010 ; université de Saida ; Page (21), (13) ; (Alger).
- [8] : PHILIPPONAT.G etHubert. B (1998).Fondation et ouvrages en terre, édition Eyrolles, Paris, 546p.
- [9] : Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes par Djamel Eddine BENOUIS Université de Saida (Algérie) - Ingénieur d'état en génie civil option Construction Civile et industrielle 2010.
- [10] : Etude de confortement d'un glissement de terrain profond-RN24-Boulimat,Bejaia.
- [11] : MASEKANYA, J-P. (2008) . Thèse présentée en vue de l'obtention du grade de Docteur en Sciences de l'Ingénieur. Stabilité des pentes et saturation partielle. UNIVERSITE DE LIEGE.
- [12] : <https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2019/06/cours-STABILITE-DES-TALUS-barrage-en-terre.pdf>.
- [13] : <http://www.geotech-fr.org/sites/default/files/rfg/article/92-1.pdf>.
- [14] : Contribution à la simulation au glissement de terrain cas de talus de la CW02 entre Baghlia et Naciria W. Boumerdes.
- [15] : Analyse de la stabilité et modélisation numérique d'un glissement de terrain.

[16] : BERTHOUMIEUX, J.J. (2012). Thèse présentée en vue de l'obtention du grade de docteur en sciences de l'ingénieur. Etude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes : application au glissement de Kenscoff-Mahotièrè (Haïti). Ecole polytechnique de Lovain.

[17] : https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwjxlrn838HpAhWqyIUKHY24BosQFjABegQICxAD&url=http%3A%2F%2Fwww.geoecotrop.be%2Fuploads%2Fpublications%2Fpub_421_05.pdf&usg=AOvVaw3mWyYOBPB40EKtUgb_ezUH

[18] : Mémoire de master, juillet 2019 : ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN RENFORCÉ PAR PIEUX, Université de Tlemcen

[19] : SADAoui, 2015 : Cours dimensionnement de la fondation profonde, Master 1GT. Université de Bejaia

[20] : P.AIGLE, F.DESNOUVAUX (1983), J.P.PROST (1977). (Le drainage des talus par la technique des éperons évaluation par simulations tridimensionnelles de l'efficacité de la méthode et impact sur la stabilité), université de Nancy

[21] : <https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwjN0pPRvcbpAhWRz4UKHbMFBsUQFjAAegQIBBAB&url=http%3A%2F%2Fwww.environnement.gouv.qc.ca%2Fbiodiversite%2Fcapsules%2FCapsule15.pdf&usg=AOvVaw07gf3iOUEXLQMeGMraxYYZ>

[22] : <http://www.univ-guelma.dz/recherche/PNR%20BILANs/Nouaouria%20Med%20Salah.pdf>

[23] : Mémoire de master, juin 2019 : Etude de la stabilité du glissement de la route CW 15 SIDI AISSA. Université d'Annaba.

[24] : Thèse de doctorat : Analyse inverse dans le calcul géotechnique. Application au calcul de la stabilité des talus. Université d'Annaba.

[25] : Problèmes résolus en Mécanique des sols Vol 1. Publications de l'université Badji Mokhtar-Annaba.