

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب

Université-Ain-Temouchent-Belhadj Bouchaib

Faculté des Sciences et de la Recherche de la Technologie

Département de Génie Civil et travaux publics



Mémoire de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de master en :

Domaine :SCIENCES ET TECHNOLOGIE

Filière :Génie Civil

Spécialité :Structures

Thème:

Modélisation de la stabilité d'une pente par Geoslope

Présenté par :

Melle.Rahil Randa Manel

Melle.Smahi Souad

Devant le jury composé de :

Dr.Kamech

Pr UAT.B.B (Ain Temouchent)

Président

Pr.Aissa Mamoune

Pr UAT.B.B (Ain Temouchent)

Examineur

Dr.Tahar Berrabah Amina

MCA UAT.B.B (Ain Temouchent)

Encadrante

Dr.Bellabaci Zyneb

MCB UAT.B.B (Ain Temouchent)

Co-Encadrante

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Au terme de mon travail de mémoire, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance en premier mon Dieu ALLAH pour tout.

Nos remerciements vont particulièrement à nos parents pour leurs soutiens et leurs encouragements.

Notre reconnaissance va plus particulièrement à :

Nos encadrantes Dr.Tahar Berrabah Amina et Dr.Bellabaci Zyneb pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire.

L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis durant notre cycle d'étude. Nos respects aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui nous ont conseillées, qui se sont simplement intéressées à ce travail, et aussi celles qui, nous l'espérons me pardonneront de les avoir oubliées.

Smahi Souad et Rahil Randa Manel

Dédicace

Je dédie cet humble travail :

A mes parents qui me sont les plus chers, qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire, que dieu les garde et les protège.

A la famille SMAHI et BOUMEDIEN BRAHMI.

A mon frère : Houari.

A mes soeurs : fatima et ibtissem.

A mes chères amies MEKAOU Souad et mon binôme RAHIL Randa Manel.

A toute la section structure.

A tous ceux qui lisent cette mémoire.

A moi-même.

ان الدين نحبيهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الاسطر والصفحات لان مقامهم اجل واعلى في القلب سكتاهم والذكري ذكراهم والقلب لن ينساهم.

Souad

Dédicace

Ce travail est le miel de tout mon parcours d'étude.

Je dédie ce mémoire

A l'être le plus cher de ma vie ma mère Bendaoud Yamina qui m'a soutenu et encouragé durant ces années ; à mon père Abdelkader pour leur amour, et leur confiance.

A ma grand-mère Bouzada Cherifa, pour toute l'affection qu'elle m'a donnée et pour son précieux encouragement.

A mes chers frères Soufiane, Zakaria et Wassim.

A toute ma famille, tous mes proches.

A tous mes ami(e)s.

Randa Manel

ملخص

ان ظاهرة انزلاق التربة خطر طبيعي نصادفه في جميع بلدان العالم نظرا للأضرار الناجمة عنه من خسائر بشرية ومادية لذلك يجب الحذر من هذه الظاهرة وأخذ كل الاحتياطات وعمل حلول مناسبة.
كما يجب التعرف على حركة التربة واختيار الطريقة الملائمة لتحقيق الاستقرار.

مجال استقرار المنحدرات واسع ويصعب التعامل معه. لذلك تطرقنا في هذا العمل الى التعرف على الطرق التقليدية لحساب معامل الأمان وكذلك التحليل العددي مع اثنين من رموز الكمبيوتر (جيو سلوب 2012 وبلاكسيس) في حالات مختلفة من التعزيزات المختلفة حيث قمنا بدراسة استقرار المنحدر الموجود في منطقة الأمير عبد القادر التابعة لولاية عين تموشنت وقمنا باختيار الحل المناسب لتحقيق الاستقرار.

Résumé

Le phénomène de glissement de terrain est un danger naturel que l'on rencontre dans tous les pays du monde en raison des dégâts qu'il provoque en termes de pertes humaines et matérielles

Il est donc nécessaire de réduire ce phénomène, de prendre toutes les précautions et d'apporter les solutions appropriées.

Le mouvement du sol doit également être connu et la méthode appropriée de stabilisation doit être choisie.

La plage de stabilité des pentes est large et difficile à travailler. Par conséquent, dans ce travail, nous avons abordé les méthodes traditionnelles de calcul du facteur de sécurité, ainsi que l'analyse numérique avec deux codes de calcul (Geoslope 2012 et Plaxis) dans différents cas de différentes armatures. Nous avons étudié la stabilité de la pente dans la région d'EL Amir Abdelkader de La wilaya d'Ain Temouchent et avons choisi la bonne solution pour atteindre la stabilité.

Abstract

Landslide is a dangerous phenomenon that all countries of the world encounter, because of the damage produced by it, either human or material losses.

Therefore, it is necessary to reduce this risk, take all precautions and make the best solutions.

The movement of the soil must be known and also the appropriate method for stability.

The range of slope stability is wide and difficult to work with. Therefore, in this work have the classic methods of calculating the safety factor as well as the numerical modeling with two programs (Geoslope 2012 and Plaxis) in different cases and different reinforcements. In our case is the slope of El-Amir Abdel kader in the state of Ain Temouchent.

Liste des symboles

F_s	<i>Coefficient de sécurité</i>	<i>[-]</i>
τ_{max}	<i>résistance au cisaillement</i>	<i>[KN / m²]</i>
T	<i>Contrainte de cisaillement</i>	<i>[KN / m²]</i>
H	<i>Hauteur</i>	<i>[m]</i>
H_{max}	<i>Hauteur maximale</i>	<i>[m]</i>
C	<i>Cohésion</i>	<i>[KN / m²]</i>
γ	<i>Poids volumique du sol</i>	<i>[KN/m³]</i>
B	<i>L'angle de talus</i>	<i>[°]</i>
φ	<i>L'angle de frottement</i>	<i>[°]</i>
γ_{sat}	<i>Poids volumique sec</i>	<i>[KN / m³]</i>
γ_{unsat}	<i>Poids volumique humide</i>	<i>[KN / m³]</i>
H_{cr}	<i>Hauteur critique</i>	<i>[m]</i>
C_d	<i>Cohésion développée</i>	<i>[KN / m²]</i>
W	<i>Poids des terres en mouvement</i>	<i>[KN]</i>
M_t	<i>Coefficient de stabilité</i>	<i>[-]</i>
c'	<i>La cohésion effective</i>	<i>[KN / m²]</i>
φ'	<i>L'angle de frottement interne effectif</i>	<i>[°]</i>
\bar{N}	<i>La force normale</i>	<i>[KN]</i>

Listes des figures

Chapitre 1:	
Figure 1.1 : mouvement de terrain.....	3
Figure 1.2 : les chutes de blocs et les écroulements.....	4
Figure 1.3 : les coulées boueuses.....	4
Figure 1.4 : progression d'un effondrement.....	5
Figure 1.5 : le phénomène de fluage.....	5
Figure 1.6 : l'affaissement.....	6
Figure 1.7 : processus de glissement de terrain.....	6
Figure 1.8 : glissement plan.....	7
Figure 1.9 : glissement rotationnel.....	7
Figure 1.10 : glissement rotationnel simple.....	8
Figure 1.11 : glissement rotationnel complexe.....	8
Chapitre 2:	
Figure 2.1 : schéma déblai-remblai.....	14
Figure 2.2 : glissement plane.....	16
Figure 2.3 : glissement plan équilibre d'un bloc.....	16
Figure 2.4 : pente finie avec surface de rupture plane.....	17
Figure 2.5 : pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement.....	17
Figure 2.6 : schéma type d'une rupture circulaire.....	18
Figure 2.7 : analyse d'un talus homogène.....	18
Figure 2.8 : exemple d'une rupture circulaire.....	19
Figure 2.9 : force appliqué sur une tranche dans la méthode de fellenius.....	21
Figure 2.10 : force appliqué sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifié.....	21
Figure 2.11 : schéma de base pour la méthode des perturbations.....	22
Figure 2.12 : les fonctions typiques de $f(x)$	23
Chapitre 3:	
Figure 3.1 : chargement du pied.....	28
Figure 3.2 : déchargement de la crête du talus.....	28
Figure 3.3 : substitution.....	29
Figure 3.4 : Retalutage.....	29
Figure 3.5 : tranchées drainants.....	30
Figure 3.6 : coupe d'une tranchée drainante.....	31
Figure 3.7 : drains subhorizontaux.....	32
Figure 3.8 : éperons drainants.....	32
Figure 3.9 : stabilisation par drains du glissement Noailac (Corrèze, France).....	33
Figure 3.10 : mur en béton armé préfabriqué.....	34
Figure 3.11 : parement préfabriqué devant le massif en géotextile (service technique des routes et autoroutes (SETRE)).....	35
Figure 3.12 : tirants d'ancrage.....	35
Figure 3.13 : paroi cloué.....	36
Figure 3.14 : micro-pieux.....	36

Figure 3.15 : clouages d'un glissement.....	37
Figure 3.16 : pieux battus.....	38
Figure 3.17 : machine à pieux ou foreuse sur un chantier de fondation spéciale.....	39
Figure 3.18 : le reboisement.....	40
Figure 3.19 : les géotextiles.....	41
Figure 3.20 : les géotextiles non tissé.....	41
Figure 3.21 : les géotextiles tissé.....	42
Figure 3.22 : les géotextiles tricotés.....	42
Figure 3.23 : mis en œuvre du géotextile.....	43
Figure 3.24 : les géo grilles.....	44
Figure 3.25 : membranes.....	46
Chapitre 4:	
Figure 4.1 : Présentation du logiciel GEOSLOPE GEOSTUDIO 2012.....	49
Figure 4.2 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W.....	50
Figure 4.3 : Exemple détermination de la surface de rupture par la méthode « Grid and Radius.....	51
Figure 4.4 : exemple des points d'entrée et sortie de la surface de glissement.....	52
Figure 4.5 : situation géographique de la commune d'El Amir Abdelkader.....	53
Figure 4.7: situation du talus (réseau routière de la wilaya d'Ain Temouchent par google earth.....	53
Figure 4.7:la pente actuelle	54
Figure 4.8 : modèle géométrique du talus.....	54
Figure 4.9 : les positions des points d'entrée et sortie de la surface de glissement.....	55
Figure 4.10 : la position de cercle de glissement.....	56
Figure 4.11 : les coefficients de sécurité des surfaces de glissement.....	56
Figure 4.12 : N° de tranche 15 - Morgenstern-Price Méthode.....	57
Figure 4.13 : l'effet force de cohésion.....	58
Figure 4.14 : l'effet de la force de frottement.....	58
Figure 4.15 : coefficient de sécurité vs lambda.....	58
Figure 4.16 : la position de cercle de glissement le plus critique.....	59
Figure 4.17 : la position de cercle de glissement le plus critique.....	59
Figure 4.18 : la position de cercle de glissement avec le coefficient de sécurité le plus critique.....	60
Figure 4.19 : pression d'eau interstitielle.....	60
Figure 4.20 : les coefficients de sécurité des surfaces de glissements.....	61
Figure 4.21 : coefficient de sécurité vs lambda.....	61
Figure 4.22 : la position de cercle de glissement le plus.....	62
Figure 4.23 : la position de cercle de glissement le plus critique.....	62
Figure 4.24 : la position de cercle de glissement le plus critique.....	63
Figure 4.25 : pression d'eau interstitielle.....	63
Figure 4.26 : les coefficients de sécurité des surfaces de glissements.....	64
Figure 4.27 : coefficient de sécurité vs lambda.....	64
Figure 4.28 : la position de cercle de glissement le plus critique.....	65
Figure 4.29 : Fenêtre d'entrée des données de Plaxis.....	65
Figure 4.30 : Organigramme du code plaxis.....	66
Figure 4.31 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb.....	66
Figure 4.32 : Maillage déformé du talus sous chargement gravitairec Cas N 01.....	68
Figure 4.33 : Valeur du coefficient de sécurité - Cas N°01.....	70

Figure 4.34 : les déplacements totaux - Cas N°01.....	70
Figure 4.35 : condition hydrolique dans plaxis 2 D.....	71
Figure 4.36 : Maillage déformé de talus sous l'effet de la nappe d'eau sur le deuxième sol - Cas N°02.....	71
Figure 4.37 : Valeur du coefficient de sécurité - Cas N°02.....	72
Figure 4.38 : les déplacements totaux - Cas N°02.....	72
Figure 4.39 : Maillage déformé du talus sous l'effet de la nappe d'eau sur le sol complet - Cas N°03.....	73
Figure 4.40 : Valeur du coefficient de sécurité - Cas N°03.....	73
Figure 4.41 : les déplacements totaux – Cas N°03.....	74
Figure 4.42 : la géométrie du modèle et les zones de placement des tirants d'encrage.....	74
Figure 4.43 : Maillage déformé après confortement par des tirants d'encrage - Cas N°03.....	76
Figure 4.44 : Valeur du coefficient de sécurité après confortement par tirants d'encrage.....	76
Figure 4.45 : la géométrie du modèle et les zones de placement de géotextile.....	77
Figure 4.46 : Maillage déformé après confortement par géotextile - Cas N°03.....	77
Figure 4.47 : les déplacements totaux après confortement par géotextile - Cas N°03.....	78
Figure 4.48 : Valeur du coefficient de sécurité après confortement par géotextile	78
Figure 4.49 : Comparaison des coefficients de sécurité entre les solutions.....	79

Liste des tableaux

Chapitre 2	
Tableau 2.1 : définition du coefficient de sécurité différents exemple de définition d'un coefficient de sécurité.....	15
Chapitre 4	
Tableau 4.1 : les caractéristiques des différentes couches de sol.....	55
Tableau 4.2 : valeurs du facteur de sécurité par EF et EL.....	75

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	1
Chapitre 1: Notion générale sur le glissement de terrain	
1.1 Introduction:	3
1.2 Définition :	3
❖ Les mouvements lents	3
❖ Les mouvements rapides	3
1.3 Les différents types des mouvements des terrains	4
1.3.1 Les mouvements rapides et discontinus	4
a) Les écroulements et chutes de blocs	4
b) Les coulées boueuses	4
c) Les effondrements.....	5
1.3.2 Les mouvements lents et continus	5
a) Le fluage	5
b) Les affaissements	6
c) Les glissements de terrain.....	6
1.4 Types de glissement	7
1.4.1 Glissement plan	7
1.4.2 Glissement rotationnel	7
a) Glissement rotationnel simple	8
b) Glissement rotationnel complexe	8
1.5 Les différents désordres	9
Cause des désordres	9
1.6 Principales causes des glissements de terrain	10
1.6.1 La nature du terrain	10
1) Géométrie de terrain	10
2) Résistance au cisaillement des sols ou des roches	10
1.6.2 Les actions extérieures qui agissent sur le sol	10
a) Actions hydrauliques	10
b) Les actions climatiques et anthropiques	10
c) Pluie, neige, évapotranspiration	10

d) Séismes	10
Conclusion.....	11

chapitre 2 : méthode de calcul de stabilité des pentes

2.1 Introduction	13
2.2 Définition d'une pente	13
2.2.1 Pentes naturelles	13
2.2.2 Pentes artificiels	13
a. Pente en déblais et pente en remblais sur sols non compressibles	13
b. Pente en remblais sur sols compressibles	13
c. barrage en terre	14
2.3 Le choix du type de méthode de calcul	14
➤ Pré-rupture	14
➤ Rupture	14
➤ Réaction	14
2.4 Notion de facteurs de sécurité	15
2.5 Méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses	15
2.5.1 Rupture plane	16
1) Stabilité des pentes finies	17
2) Stabilité des pentes infinies (1910)	17
2.5.2 Rupture circulaire	18
1) Méthode globale	18
2) Méthodes des tranches principes et hypothèses	19
a) Méthode de Fellenius	21
b) Méthode simplifiée de BISHOP	21
2.5.3 Glissement quelconque	22
1) Méthode de Raulin, Rouques et Toubol	22
2) Méthode de Morgenstern-Price 1965.....	23
3) Méthode simplifiée de JANBU Hypothèses	23
2.5.4 D'autres méthodes de calcul de stabilité des pentes	24
Conclusion	24

chapitre 3 : techniques et moyens de renforcement

3.1 Introduction	26
3.2 Technique de renforcement	26
3.3 Contraintes économiques	27
3.4 Terrassement	27
1) Chargement du pied.....	28

2) Substitution	29
3) Retalutage	29
3.5 Dispositifs de drainage	30
1) Collecte et canalisation des eaux de surface	30
2) Tranchées drainantes	30
3) Drains subhorizontaux	32
4) Éperons drainants	32
5) Drains verticaux, galeries drainantes	33
3.6 Introduction d'éléments résistants	33
2) Tirants d'ancrages	35
3) Renforcement par inclusion	35
a- Clous et micro pieux	36
b- Pieux et barrettes	37
3.7 Les types de pieux.....	37
A. Pieux battus façonnés à l'avance	37
B. Pieux à tube battu exécutés en place	38
C. Pieux forés.....	39
D. les pieux foncés	39
3.8 Confortement et traitements complémentaires	39
1- Les injections	39
2- Le reboisement	39
3- Technique de renforcement par géotextiles	40
1. Définition des géotextiles	40
A. Les géotextiles non tissé	41
B. Les géotextiles tissés	42
C. Les géotextiles tricotés	42
1) Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection	42
2) La mise en œuvre du Géotextile	43
3) Les Géo grilles	43
4) Les géo membranes	44
Conclusion	46

chapitre 04:modélisation numérique par (geoslope et plaxis)et renforcement

4.2 Introduction	48
4.2 Présentation :	48
4.2.1 Le fonctionnement du logiciel :	50
a. Grille et rayons (Grid and Radius)	51

b. Entrée et sortie (Entry and Exit)	52
4.3 présentation de talus étudié.....	54
4.4 Modélisation numérique du talus étudié	54
1) géométrie du modèle.....	54
2)Caractéristique des matériaux :	54
3) Les résultats des calculs par Géostudio.....	55
❖Cas 01.....	55
▪ La méthode de Morgenstern-Price	Error! Bookmark not defined.
▪ La méthode de bishop	59
▪ La méthode de Fellenius (ordinaire)	59
❖Cas 02	60
▪ La méthode de Morgenstern-Price	60
▪ La méthode de bishop	62
▪ La méthode de Fellenius (ordinaire)	62
❖Cas 03	63
▪ La méthode de Morgenstern-Price	63
▪ La méthode de bishop	65
▪ La méthode de Fellenius (ordinaire)	65
4) interprétation	68
4.5 Le code de Plaxis.....	68
4.5.1 Objectifs de Plaxis.....	69
4.5.2 Les modèle incorporés dand le Plaxis.....	70
1) Modèle élastique linéaire.....	70
2) Le modèle de Mohr-coulomb (MCM).....	70
3) Modèle de durcissement par écrouissage isotropique 'Hardening -soil model'(HSM).....	71
4.5.3 Début de modélisation.....	71
a- Effet du chargement gravitaire seul.....	71
b- Effet de la nappe d'eau sur le sol 2.....	73
c- Effet de la nappe d'eau sur le sol complet (1+2).....	75
4.6 Comparaison entre la méthode numérique (en élément fini) et les méthodes classiques (en équilibre limite).....	77
4.7 Synthèse	77
4.8 Mise en place d'un système de confortement	78
- 1 ^{er} variante proposé	78

-2^{ème} variante80

Conclusion.....82

Introduction générale

La stabilité des pentes est un problème vaste et difficile à traiter qui préoccupe les géotechniciens, les praticiens et les chercheurs. Ce dernier provoque d'important dégâts aux constructions et aux ouvrages, et parfois causé des victimes ; avec un impact économique sensible. Ainsi que l'intervention de la nature et l'être humain constitue l'un des facteurs déclenchant des instabilités.

L'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité pour évaluer la stabilité d'une pente.

Les méthodes de calcul de stabilité des pentes sont nombreuses .Ensuite les méthodes numériques sont exécuté par des logiciels qui permettent de traiter le problème de l'instabilité.

Aussi le renforcement des sols est un domaine vaste. L'évolution technologique actuelle du renforcement des sols s'oriente vers des solutions techniques plus économiques et plus respectueuses de l'environnement.

Notre travail a pour but de faire l'étude numérique d'une pente de la région Del Amir Abdelkader Wilaya d'Ain Temouchent ; c'est un cas parmi des nombreux cas d'analyse de la stabilité des pentes où le modèle de référence a été établis par les deux logiciels Plaxis et Geoslope 2012 suivi par une comparaison des résultats obtenus.

Le travail est structuré comme suit :

Introduction générale.

Chapitre 1 : Notion générale sur le glissement de terrain.

Chapitre 2 : Les méthodes de calcul de stabilité des pentes.

Chapitre 3 : Les moyens et techniques de renforcement.

Chapitre 4 : Modélisation éléments finis d'une pente d'El Amir Abdelkader wilaya d'Ain Temouchent utilisant les deux codes Geoslope et Plaxis et renforcement.

Conclusion générale.

CHAPITRE 1

Notion générale sur le glissement de terrain

1.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre ,après avoir donné la notion de mouvement de terrain , est de définir en premier lieu les différents types de mouvements de terrain selon leur vitesse, volume et taille (lent et rapide) telle que (les écoulements, les coulées, le fluage et les glissements, les affaissements, les tassements, le retrait-gonflement ,le fluage et la descente , etc. ..) et selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager en second lieu les principales causes qui peuvent mobiliser ces mouvements et de citer différentes informations nécessaires pour identifier le type de mouvement de terrain probable et son degré de danger vis-à-vis à son intensité.[1]

1.2 Définition

On appelle mouvement de terrain tout déplacement du sol ou du sous-sol ; ce dernier est causé par des influences naturelles (tremblements de terre, les fortes chutes de neige...etc.), ou anthropiques (déboisement, terrassement...etc.), provenant de la rupture, déplacement ou déformation du sol.

On peut deviser les mouvements selon la vitesse de déplacement en 2 sortes : les mouvements lents et continus et ceux rapides et discontinus. [2]

- ❖ **Les mouvements lents** : entraîne une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, le fluage, la descente et le retrait-gonflement. [2]
- ❖ **Les mouvements rapides** : se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses. [2]

Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages. Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau. [2]



Figure 1.1 : Mouvements de terrain [3]

1.3 Les différents types des mouvements des terrains

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. [4]

1.3.1 Les mouvements rapides et discontinus

a) Les écroulements et chutes de blocs

Ils résultent de l'évolution de falaises allant, selon les volumes de matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierres (inférieur à $0,1\text{m}^3$), à l'écroulement catastrophique supérieur à dix millions de m^3 avec, dans ce dernier cas, une extension importante des matériaux éboulés et une vitesse de propagation supérieure à cent kilomètre par heure. [4]

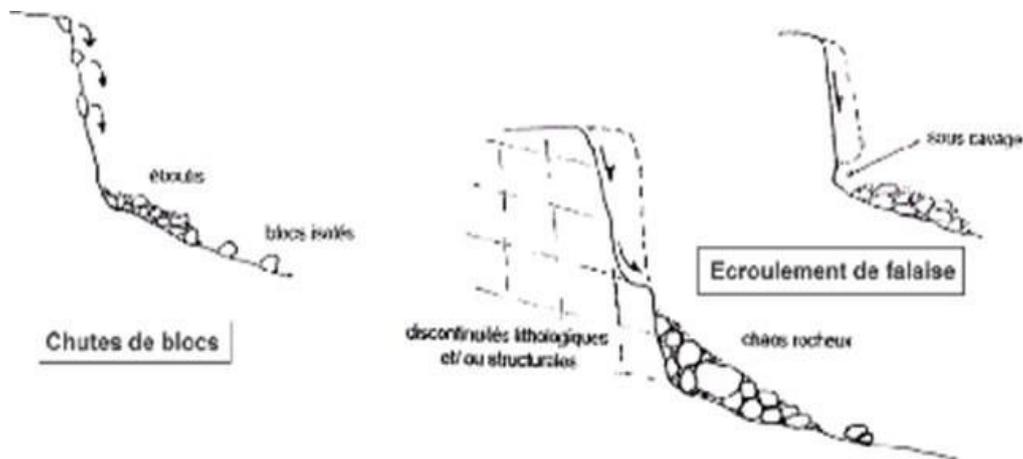


Figure 1.2: Les chutes de blocs et les écroulements. [4]

b) Les coulées boueuses

Des phénomènes caractérisés par un transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide.



Figure 1.3 : Les coulées boueuses. [1]

Les coulées ont lieu dans des formations argileuses, ou a granulométrie très fine (marnes, schiste argileux, flysch argileux) fissurées ou saturées a plasticité moyenne. [4]

c) Les effondrements:

Des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles (mines ou carrières), avec ouverture d'excavations. [4]

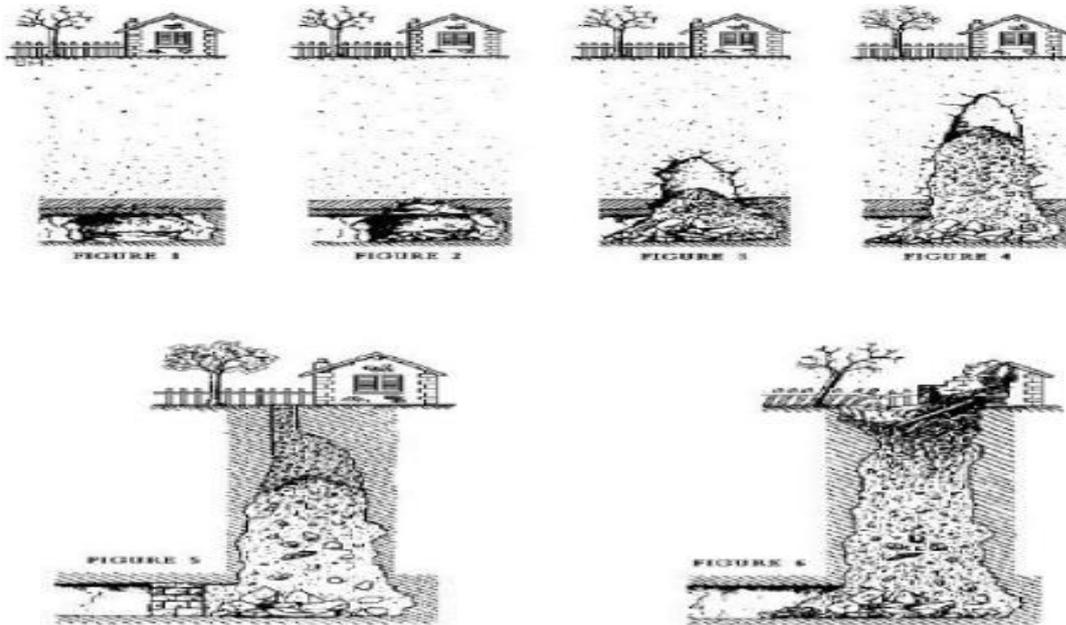


Figure 1.4 : Progression d'un effondrement. [4]

1.3.2 Les mouvements lents et continus

a) Le fluage

Se caractérise par des mouvements lents, et des vitesses faibles, dans ce cas, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

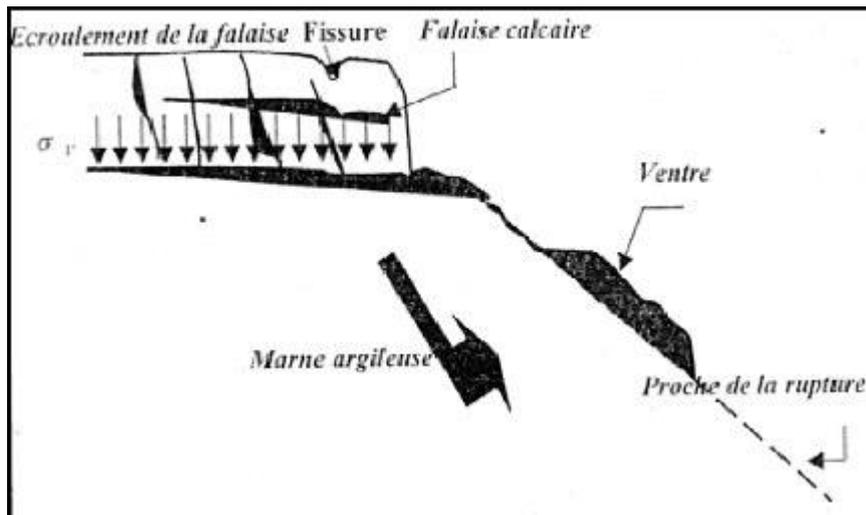


Figure 1.5 : Le phénomène du fluage. [4]

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements). Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. [4]

b) Les affaissements

Des cavités souterraines dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels. [4]

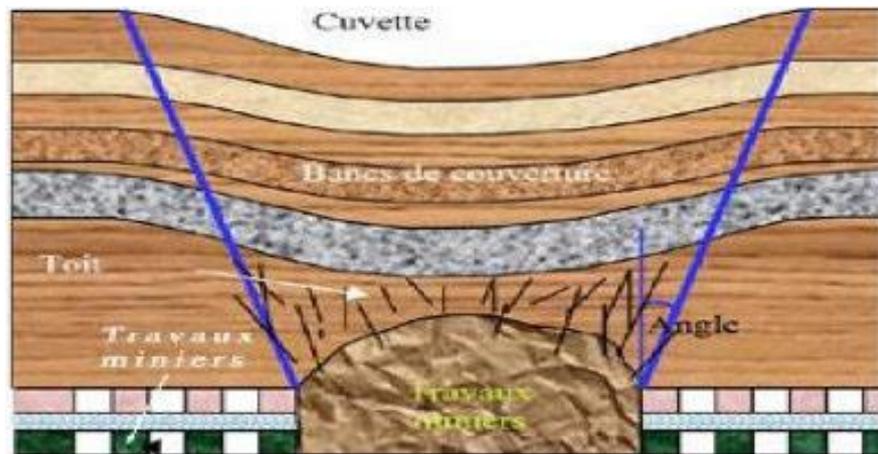


Figure 1.6 : L'affaissement. [5]

Ces cavités peuvent être:

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

c) Les glissements de terrain:

Déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du massif selon une surface de glissement quelconque dont la morphologie est décrit par le schéma suivant :

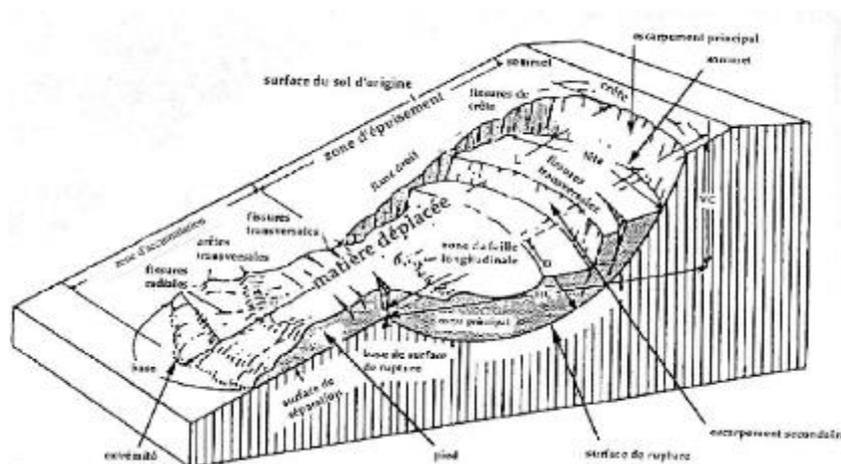


Figure 1.7 : Processus de glissement de terrain. [6]

Peuvent intéresser les couches superficielles ou être très profonds (plusieurs dizaines de mètres): dans ce dernier cas, les volumes de terrain en jeu peuvent être considérables. [4]

1.4 Types de glissement

1.4.1 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.

Les zones de flysch (dépôt sédimentaire détritique), les schistes marno -calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement. [4]

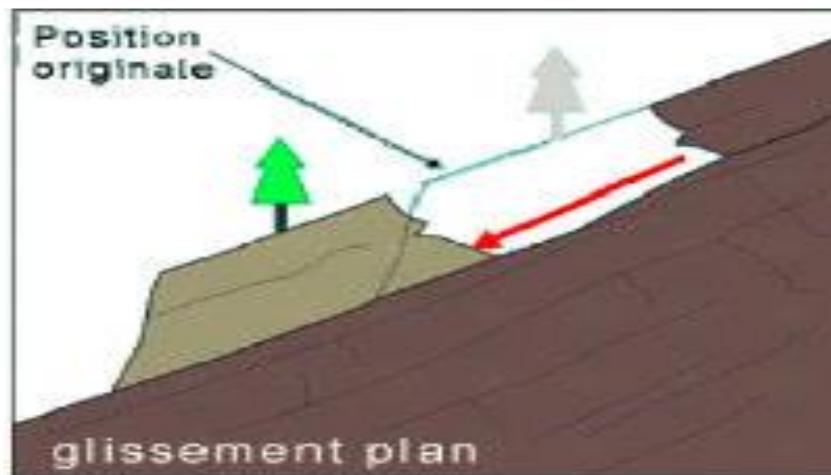


Figure 1.8 : Glissement plan. [4]

1.4.2 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. [4]

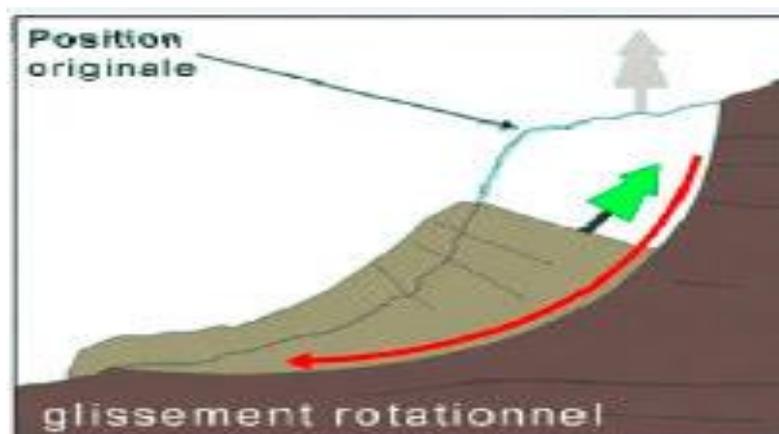


Figure1. 9 : Glissement rotationnel. [7]

Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux. On distingue deux classes de glissement rotationnel :

a) 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. [4]

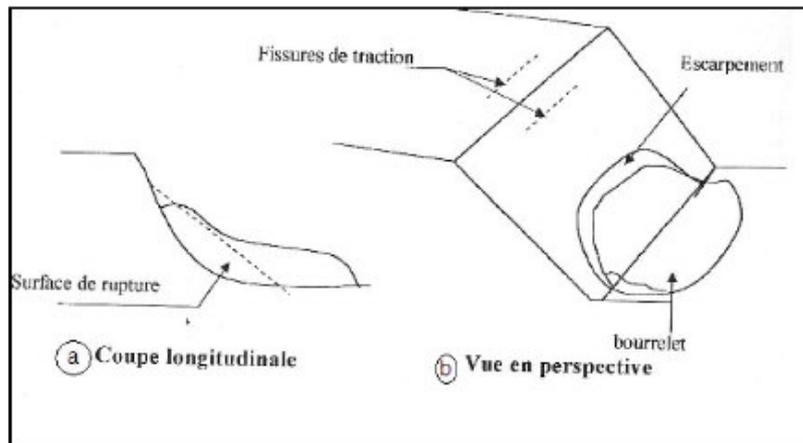


Figure 1.10 : Glissement rotationnel simple. [8]

b) 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]

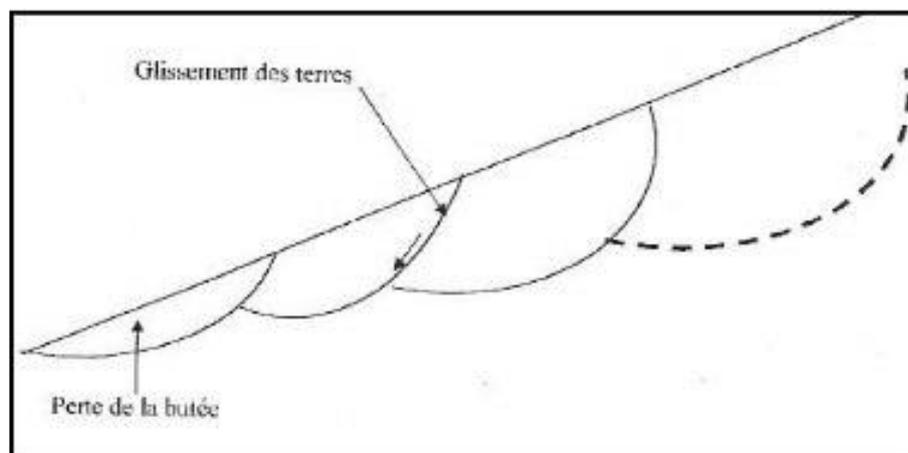


Figure 1.11 : Glissement rotationnel complexe. [1]

1.5 Les différents désordres

Les désordres principaux constatés dans les corps de remblais sont les suivants [Mieussens et al. 1974 ; rapporté par (Bouyge et al. 1992)] :

- Formation de fissures longitudinales avec ou sans dénivellation et affaissement du profil en long .
- Glissement de talus, éventuellement superficiel .
- Rupture généralisée du remblai, avec rupture de la fondation (cas des remblais sur sols mous, non traité dans ce mémoire) .
- Interaction avec un ouvrage d'art (cas des tassements excessifs à la sortie d'un pont, ou des poussées latérales sur les fondations profondes si le sol est compressible) .
- Rupture du corps de remblai pendant la construction, par génération de pressions interstitielles .
- Fissurations dues à des tassements différentiels (outre le cas d'une mauvaise fondation, non traité ici, le cas d'un compactage non homogène). [4]

Cause des désordres:

Les causes majeures de ces désordres sont les suivantes :

- L'eau
- La nature des matériaux
- Les conditions de réalisation
- La conception des remblais (pentes, etc.)
- La fondation du remblai (versant instable, sols mous compressibles).

La plus grande partie des sols occasionnant des désordres importants se classe dans les familles suivantes :

- Sols fins tels que limons et argiles ;
- Sables et graves argileux ;
- Alluvions grossières argileuses ;
- Roches et matériaux évolutifs tels que craies, schistes, et marnes

Les variations hydriques affectent fortement les caractéristiques mécaniques de ces matériaux.

L'eau pénètre dans le remblai à travers les couches supérieures, par ruissellement sur les talus ou par remontée capillaire. L'alternance imbibition dessiccation (par approfondissement des Fissures de retrait) et la respiration des remblais (par l'alternance gonflement retrait) sont des facteurs aggravants de l'influence de l'eau. [4]

1.6 Principales causes des glissements de terrain

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

1.6.1 La nature du terrain

La nature de terrain dépend de la :

1) Géométrie de terrain

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité.

La pente critique dépend de La nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif. [9]

2) Résistance au cisaillement des sols ou des roches

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel. Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement. Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique...). [9]

1.6.2 Les actions extérieures qui agissent sur le sol

a) Actions hydrauliques

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité. Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement : en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont. La connaissance des conditions hydraulique les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale. [9]

b) Les actions climatiques et anthropiques

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements. [9]

c) Pluie, neige, évapotranspiration

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement. [9]

d) Séismes

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain, deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas sont La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes la force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même. [9]

Conclusion

Le mouvement de terrain est un sujet de recherches de beaucoup de laboratoires et universités, ainsi que leur étude est particulièrement complexe.

Dans ce chapitre nous avons déterminés les différents types de mouvements de terrain et leurs classifications, aussi on a mentionné quelques causes.

Ces phénomènes peuvent avoir des conséquences économiques et humaines très importantes.

C'est pour cela, il faut prendre en compte des dangers de ces phénomènes, comme il faut détecter les zones instables afin de choisir les bonnes solutions et les meilleurs techniques de stabilité et de confortement.

CHAPITRE 2

Méthode de calcul de stabilité

2.1 Introduction

Toutes les méthodes de calcul de la stabilité des pentes nécessiteront de connaître plusieurs éléments de base du calcul notamment : la géologie ; les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités ; la géométrie en deux ou trois dimensions du talus; les conditions hydrodynamiques; surcharges statiques et dynamiques, etc.

La seule appréciation visuelle de la résistance d'un talus ne donne pas assez d'informations pour juger de sa stabilité et la marge de sécurité est inconnue [10]. Cette stabilité ne peut être déterminée que par un calcul basé sur les caractéristiques géotechniques. La sécurité d'une pente ou d'un talus dépend notamment :

- Des propriétés du terrain
- De l'inclinaison de la pente
- De la profondeur de la tranchée ou de la fouille (hauteur du talus)
- Des influences météorologiques
- De la position de la nappe phréatique et des surcharges statiques et dynamiques. [11]

2.2 Définition d'une pente

Une pente est l'inclinaison d'un terrain .Elle se mesure en degrés ou en pourcentage et ne doit pas être confondue avec le dénivelé, évalué en mètres ou le pendage qui s'applique aux couches du sous - sol. [12]

2.2.1 Penttes naturelles

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. [12]

2.2.2 Penttes artificiels

Les pentes artificielles sont essentiellement affectées par des glissements et parfois par des phénomènes du fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages, Pour chaque type, on peut identifier certains modes de rupture : [13]

- a. **Pente en déblais et pente en remblais sur sols non compressibles** : les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. [13]
- b. **Pente en remblais sur sols compressibles** : la rupture constatée dans remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase souvent profonde. [13]

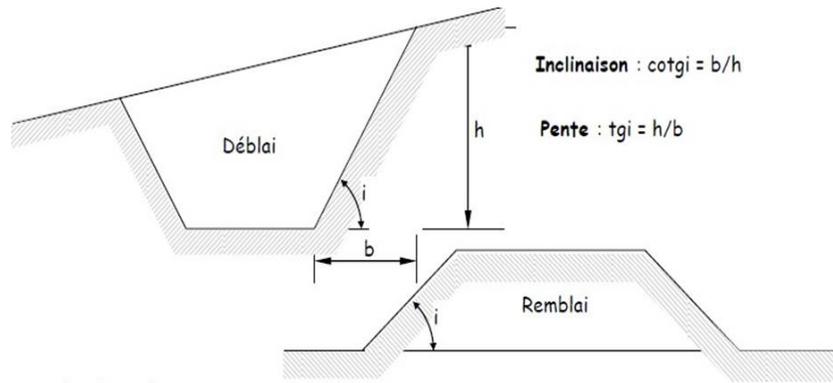


Figure 2.1 : Schéma déblai - remblai [14]

- c. **barrage en terre** : l'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. [13]

2.3 Le choix du type de méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite) Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle [11]. Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis :

- **Pré-rupture** : où le comportement du sol est élasto-viscoplastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes.
- **Post-rupture** : où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable.
- **Rupture** : où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre, le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique.
- **Réaction** : quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique.

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes. D'une façon générale, il y a deux tâches couplées principales dans l'analyse de stabilité de pente :

1. Le calcul du facteur de la sécurité.
 2. Localisation de la surface critique de glissement (la ligne de glissement).
- [15]

2.4 Notion de facteurs de sécurité

Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Comme il peut être défini de plusieurs façons. Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite [11]. Comme le montre dans le tableau suivant :

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

Tableau2.1 : Définitions du coefficient de sécurité Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité. [16]

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité.

Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le facteur de sécurité doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courante de F_s est de **1.5**). [11]

2.5 Méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme.

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. [9]

Nous citons certaines méthodes d'Équilibre Limite :

2.5.1 Rupture plane

Dans la mesure où certains glissements de pentes naturelles se produisent le long de discontinuité plane, des méthodes simples fréquemment utilisées permettent l'analyse de ce type de problèmes. [11]

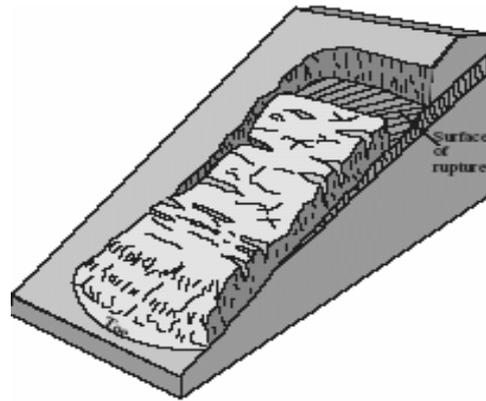


Figure 2.2 : Glissement plane. [11]

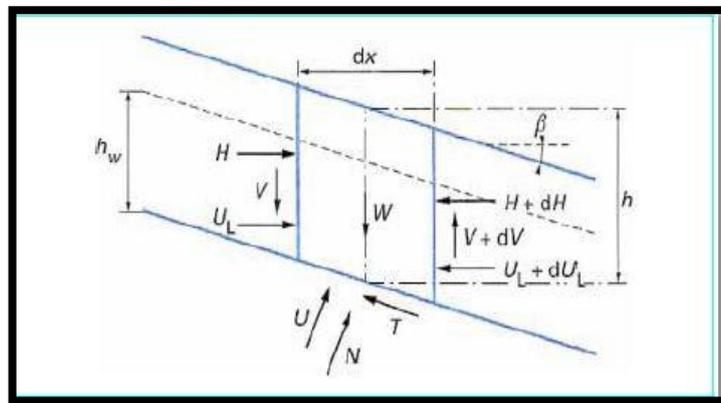


Figure 2.3: Glissement plan : équilibre d'un bloc. [17]

La figure 2.3 représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées :

W le poids du bloc de sol considéré.

V et H les efforts sur les côtés du bloc.

N et T les réactions normales et tangentielles à la base du bloc.

UL l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Le coefficient de sécurité $F = \frac{T_{max}}{T}$.

1) Stabilité des pentes finies

Méthode de Cullmann, 1886 : Cette méthode est basée sur les hypothèses que la surface de rupture est plane et que le milieu est homogène, sans présence d'eau. [11]

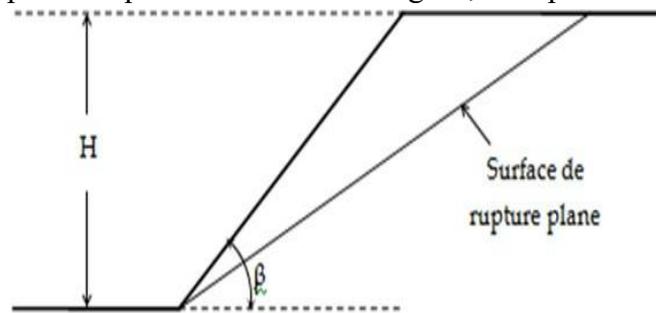


Figure. 2.4 : Pente finie avec surface de rupture plane [18]

En faisant l'équilibre des forces s'exerçant sur le coin susceptible de glisser, on obtient le coefficient de sécurité et la hauteur critique suivants [11]:

$$FS = \frac{4c}{\gamma H} \left[\frac{\sin\beta \cdot \cos\varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right] \dots\dots\dots (2.1)$$

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin\beta \cdot \cos\varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right] \dots\dots\dots (2.2)$$

2) Stabilité des pentes infinies (1910)

La méthode est utilisée pour un milieu homogène avec ou sans écoulement parallèle l'inclinaison de la pente. [11]

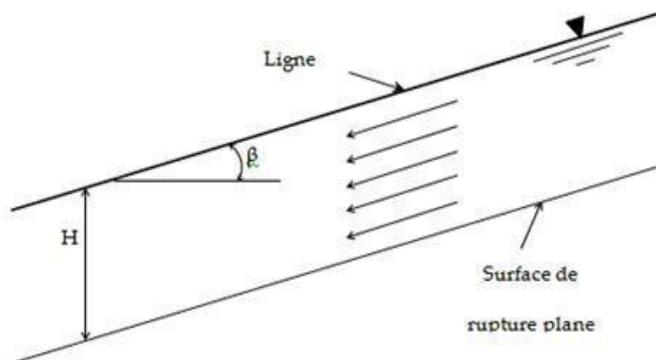


Figure. 2.5 : Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement [18]

L'équilibre des forces s'exerçant sur une tranche de largeur quelconque donne le coefficient de sécurité et la hauteur critique indépendants de cette dernière :

$$FS = \frac{c}{\gamma_{sat} H \cos^2\beta \cdot \tan\beta} + \frac{\gamma' \tan\varphi}{\gamma_{sat} \tan\beta} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$H_{cr} = \frac{c}{\cos^2\beta (\gamma_{sat} \tan\beta - \gamma' \tan\varphi)} \dots\dots\dots (2.4)$$

2.5.2 Rupture circulaire

La grande variété des méthodes pour l'analyse de la stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque peut, en général, être divisée en deux classes principales :

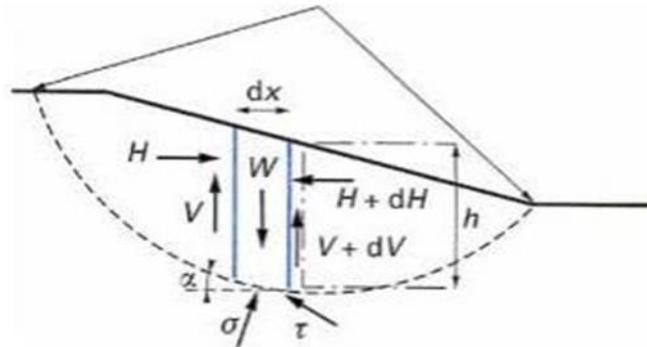


Figure 2.6 : Schéma type d'une rupture circulaire [19]

1) Méthode globale

Méthode de Taylor (Méthode du cercle de frottement, 1937) : Dans ce cas, la masse de sol sujette au glissement est prise en totalité pour l'étude de l'équilibre. Cette méthode est pratique quand le sol qui forme la pente est supposé être homogène, bien que ce soit rarement le cas pour les pentes naturelles. [11]

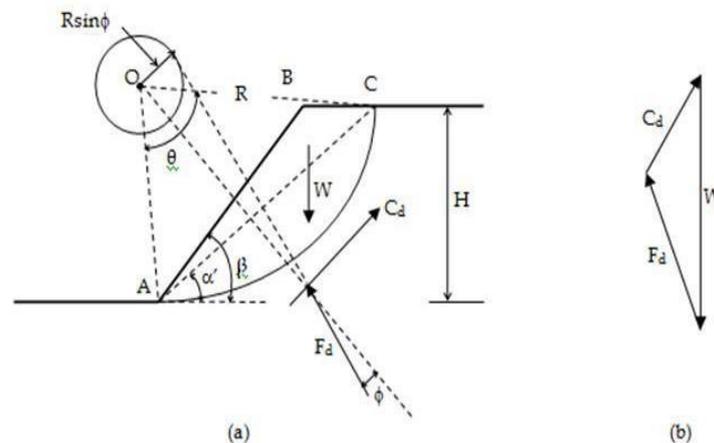


Figure 2.7 : Analyse d'un talus homogène avec $\varphi > 0$ [18]

$$C_d = \frac{Cd}{AC} \dots\dots (2.5)$$

Plusieurs épreuves doivent être faites pour obtenir la surface de rupture la plus critique où la cohésion développée est un maximum. Ainsi, il est possible d'exprimer la cohésion développée maximale le long de la surface critique comme suit : $Cd = \gamma.H.mt\dots (2.6)$

Avec : $mt = f(\alpha', \beta, \theta, \varphi)$: Coefficient de stabilité dépendant de la géométrie de la pente. Ses valeurs pour différentes valeurs de φ et β sont triées à partir d'un abaque. [11]

2) Méthodes des tranches principes et hypothèses

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces, [20] comme le montre à titre indicatif la figure (2.8) :

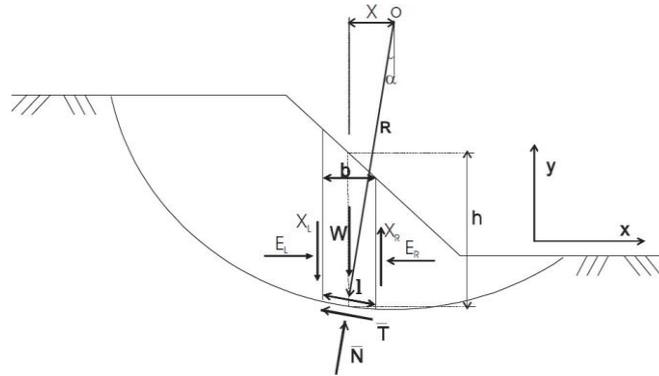


Figure. 2.8 : Exemple d'une rupture circulaire [11]

Comme on peut le voir sur la figure. 2.8, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies [11]

Comme suit :

W : poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h .

N, T : composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche.

X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches .

b = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$) ; α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale.

R = rayon du cercle de rupture de centre o.

l = longueur du plan de glissement de la tranche.

x = bras de levier du poids des terres .

Définissons les efforts comme suit: $\bar{N} = \sigma \cdot l$ et $\bar{T} = \tau m \cdot l$ (2.7)

Où τm est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être

exprimée Par : $\tau m = \frac{\tau}{f_s}$ (2.8)

Où τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb : $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi'$ (2.9)

F_s est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors : $\bar{F}_s = \frac{\tau}{F_s} l = l F_s [c' + (\sigma - u) \tan \varphi']$ (2.10)

Où $\bar{T} = \frac{1}{F_s} = [cl' + (\bar{N} - ul) \tan \varphi']$ (2.11)

Pour une tranche : en projetant verticalement toutes les forces :

$$\bar{N}\cos\alpha + \bar{T}\sin\alpha = W - (X_R - X_L) \dots (2.12)$$

Si on remplace \bar{T} par sa valeur (équation (2.11)), on obtient :

$$\bar{N} = [W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_S}(c'l \sin\alpha - ul \tan\phi' \sin\alpha)] / m_\alpha \dots (2.13)$$

$$\text{Où } m_\alpha = \cos\alpha \left(1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F_S}\right) \dots (2.14)$$

En projetant horizontalement toutes les forces :

$$\bar{T}\cos\alpha - \bar{N}\sin\alpha + E_R - E_L = 0 \dots (2.15)$$

Si on remplace \bar{T} par sa valeur (équation (2.11)), on obtient :

$$E_R - E_L = \bar{N}\sin\alpha - \frac{1}{F_S}[c'l + (\bar{N} - ul) \tan\phi'] \cos\alpha \dots (2.16)$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit :

1. soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par F_m .

2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_f .

$$\text{Equilibre global des moments : } \sum W \cdot x = \sum \bar{T}R \dots (2.17)$$

Et si on remplace \bar{T} par sa valeur (l'équation (2.11)) et x par $R\sin\alpha$:

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan\phi']}{\sum W \sin\alpha} \dots (2.18)$$

Equilibre global des forces :

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée :

$$\sum E_R - E_L = 0 \dots (2.19)$$

$$\sum X_R - X_L = 0 \dots (2.20)$$

D'où, l'équation (2.16) donne :

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan\phi'] \cos\alpha}{\sum \bar{N} \sin\alpha} \dots (2.21)$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que F_m est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité F_m et F_f , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses [11]:

a) **Méthode de Fellenius (Appelé aussi méthode Suédoise 1936)**

Hypothèse :

- ✓ la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure 2.6 à partir des équations (2.12) et (2.15), la force normale \bar{N} devient :

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{N}\cos\alpha + \bar{T}\sin\alpha = W \\ \bar{T}\cos\alpha - \bar{N}\sin\alpha = 0 \end{cases} \Rightarrow \bar{N} = W\cos\alpha \dots (2.22)$$

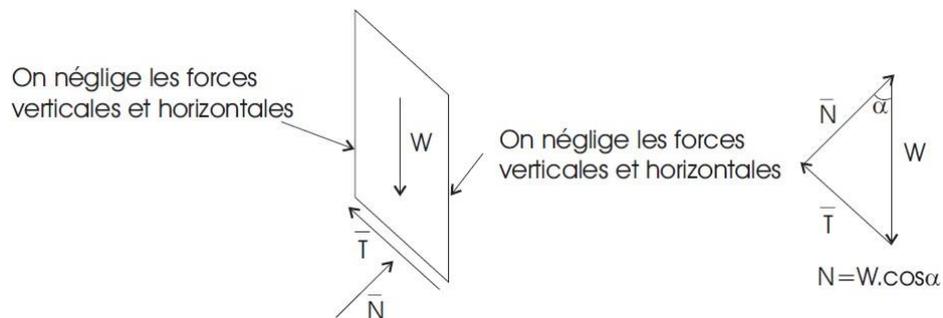


Figure. 2.9 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.[11]

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation (2.18) \bar{N} par la valeur trouvée ($\bar{N} = W.\cos\alpha$) on aura :

$$F_m = \frac{\sum c'l + (W.\cos\alpha - ul)\tan\varphi'}{\sum W\sin\alpha} \dots (2.23)$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement. [21]

b) **Méthode simplifiée de BISHOP 1954**

Hypothèses :

- ✓ la méthode suppose une surface de glissement circulaire elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure. 2.7).

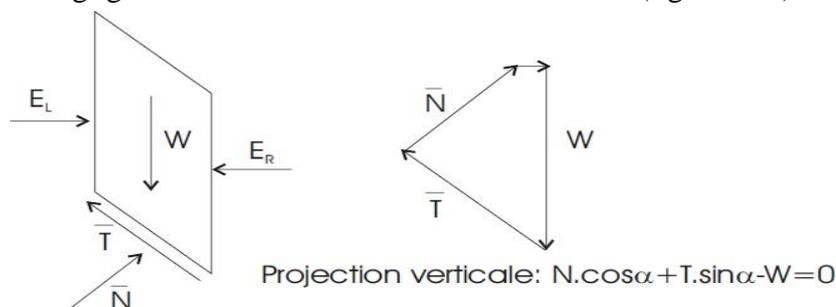


Figure 2.10 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifié. [11]

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces. L'équilibre vertical donne l'équation (2.13) et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ($X_R - X_L = 0$), nous aurons :

$$\Rightarrow \bar{N} = [W - \frac{1}{F_s}(c'l \sin\alpha - ul \tan\varphi' \sin\alpha)] / m\alpha \dots\dots (2.24)$$

Si on remplace \bar{N} dans l'équation (2.18) nous aurons :

$$F_m = \frac{\sum[(c'l \cos\alpha + (W - ul \cos\alpha) \tan\varphi')]/m\alpha}{\sum W \sin\alpha} \dots\dots (2.25)$$

Soit

$$m\alpha = \cos\alpha (1 + \tan\alpha \frac{\tan\varphi'}{F_m}) \dots\dots\dots (2.26)$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur. [22]

2.5.3 Glissement quelconque

Beaucoup d'autres méthodes d'équilibre limite ont été développées pour une surface de rupture potentielle de forme quelconque et chacune d'elles a des hypothèses spécifiques. Les méthodes des tranches élargies pour n'importe quelle forme de surface de rupture sont par exemple celles de Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, Sarma, et la méthode d'équilibre limite généralisée notée dans ce qui suit GLE, ... [23]

1) Méthode de Raulin, Rouques et Toubol (Méthode des Perturbations, 1974)

La méthode des Perturbations est une méthode globale qui vérifie les trois équations de la statique. Elle permet de calculer le coefficient de sécurité, mais également le lobe des contraintes normales le long de la surface de rupture potentielle. Elle est particulièrement utilisée pour le calcul de la stabilité en rupture quelconque d'un milieu stratifié avec une présence d'eau. Elle inspire son nom du fait que la contrainte s'appliquant sur une facette portée par la courbe de rupture est une perturbation de la contrainte de Fellenius. [11]

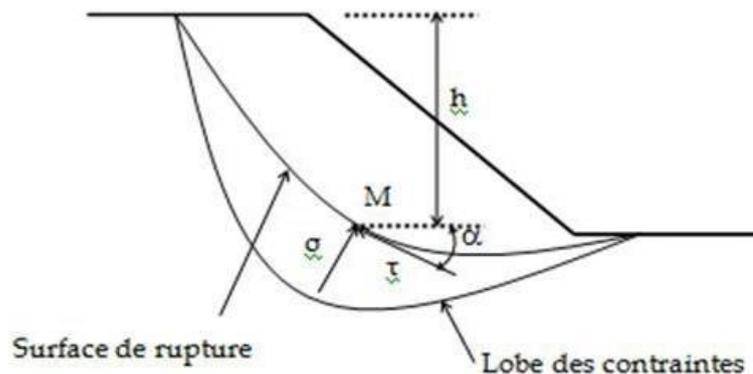


Figure. 2.11 : Schéma de base pour la méthode des Perturbations [18]

2) Méthode de Morgenstern-Price 1965

Dans cette méthode, on suppose que la direction des forces entre les tranches est définie par une fonction mathématique arbitraire : $T/E = \lambda f(x)$ N-1 hypothèses L peut varier entre 0 et 1. (Figure 2.12) montre les fonctions typiques de $f(x)$:

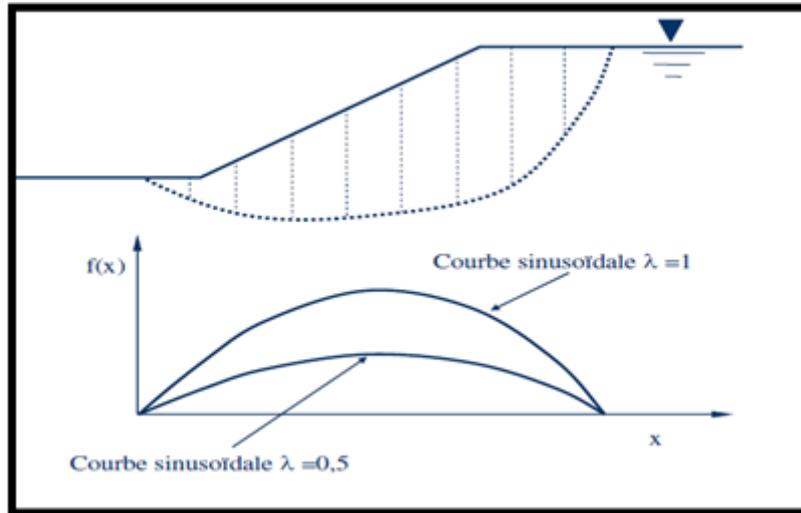


Figure 2.12: les fonctions typiques de $f(x)$. [23]

Dans la première itération, les forces de cisailment verticales sont égales à 0. Les coefficients de sécurité sont obtenus par la détermination de deux séries de coefficients de sécurité pour diverses valeurs de λ . La première série correspond à l'équilibre des moments et la deuxième à l'équilibre des forces. Ces coefficients de sécurité sont mis en graphique en fonction de λ . [23]

3) Méthode simplifiée de JANBU 1973, Hypothèses

La méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ; elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales. La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation (2.21) :

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \dots\dots (2.27)$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à:

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \dots\dots (2.28)$$

Ce coefficient de sécurité F_f est corrigé par un facteur F_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol : $F'_m = f_0 \cdot F_f$. [23]

2.5.4 D'autres méthodes de calcul de stabilité des pentes

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la stabilité des terrains plus ou moins efficaces. Un mouvement de terrain présente différentes phases, différents mécanismes de rupture et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être connus pour pouvoir être décrits par le programme de calcul (il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique du site). L'étude d'un glissement nécessite donc de savoir si le problème est celui d'un instant donné ou si l'évolution est la clé de l'étude. Les données du problème vont dépendre de ce choix ; si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps de leur acquisition vont être très importants. Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres : les moyens disponibles, le comportement global de la pente et aussi de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle. [23]

Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre les différentes méthodes de calculs. Toutes les méthodes peuvent évaluer la stabilité des pentes grâce aux facteurs de sécurité et surface de glissement. Ce chapitre a expliqué les méthodes les plus couramment utilisées.

Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres : les moyens disponibles, le comportement global de la pente et aussi de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

Chapitre 3

Techniques et moyens de renforcement

3.1 Introduction

L'aménagement de sol de qualité médiocre est de plus en plus nécessaire, compte tenu de la croissance de l'humanité et de ses activités. Certains types de sol, jusque-là délaissés, car présentant des caractéristiques mécaniques faibles, doivent être renforcés pour assurer la stabilité des édifices et des infrastructures de génie civil qu'ils sont appelés à porter. Peu visibles pour le profane car enfouies dans le sol, les techniques de renforcement sont très largement répandues et nous entourent au quotidien (fondations, murs de soutènement, remblais routiers, voies de chemin de fer, etc.)

Donc grâce à des techniques innovantes, il est désormais possible de construire sur tous types de sols. Du simple ouvrage à la prouesse architecturale, le savoir-faire des ingénieurs est mobilisé pour analyser, étudier, renforcer et consolider les sols. Le géotechnicien sonde et détermine les caractéristiques des sols afin de concevoir, au sein de bureaux d'études, les fondations des ouvrages. Le renforcement des sols même s'il est généralement invisible est la pierre angulaire de tout ouvrage construit sur un sol aux caractéristiques mécaniques médiocres. Les développements technologiques actuels en matière de renforcement des sols s'orientent vers des solutions techniques plus économes et plus respectueuses de l'environnement. [7]

3.2 Technique de renforcement

Les sols, sont des matériaux complexes constitués d'un squelette minéral plus ou moins compact présentant une porosité naturelle où l'air et l'eau circulent librement. Les grains du sol proviennent de la fragmentation plus ou moins grossière de la roche en cailloux, gravier, sable ou limon, mais aussi de la décomposition chimique de certains composés de la roche en particules microscopiques d'argile.

Dans les sols perméables, comme les cailloux, les graviers et les sables, l'eau circule facilement. Ce n'est pas le cas dans les sols peu perméables voire imperméables, comme le limon et l'argile. L'eau circule ainsi 1 million de fois moins vite dans l'argile que dans le gravier. Par ailleurs, suite à des sollicitations extérieures telles que des venues d'eau, des périodes de sécheresse ou des séismes, les caractéristiques mécaniques des sols peuvent évoluer et ne plus être adaptées à l'usage qui leur était destiné.

Suivant le type de sol considéré et le type d'ouvrage à réaliser, il convient de retenir une solution de renforcement adaptée qui s'accorde à la fois à la nature du sol en place et à son environnement. Le problème reste d'une grande complexité comme en témoigne les vestiges du passé (tour de Pise par exemple). Deux techniques majeures peuvent être utilisées pour accroître les caractéristiques mécaniques des sols : par la modification de la structure interne du sol en place et le renforcement du sol par ajout d'inclusions. Plus spécifiquement, les techniques d'amélioration des sols permettent d'accroître la compacité du sol en place, soit en réduisant le volume des vides, par exemple en appliquant une surcharge sur un sol saturé et en le laissant tasser par expulsion de l'eau en surpression, on parle dans ce cas de consolidation

des sols, soit en imposant des vibrations dans le sol pour qu'il se densifie par réarrangement des grains (compactage, dynamique).

Les techniques de renforcement des sols proprement dites font intervenir des éléments de renfort verticaux ou horizontaux dans le sol. L'objectif de toutes ces techniques est de permettre la construction d'un ouvrage sans qu'il n'y ait de déformations excessives en surface ou des défauts de stabilité.

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol.

Le concept de sol renforcé a été, utilisé pour la première fois par Henri Vidal, dans le cadre de la technique de la Terre Armée qu'il a inventée et développée au début des années 60. Ce concept a depuis été, étendu, par d'autres auteurs, à des techniques variées telles que: micro pieux, colonnes ballastées, colonnes en sol stabilisé, clouage des sols, Texsol, membranes, etc. [7]

3.3 Contraintes économiques

Les conclusions des réflexions d'ordre technique doivent être mises en regard des impératifs des différentes parties concernées par la stabilisation. Le compromis recherché devra en effet tenir compte :

- De considérations économiques : rapport «efficacité/ coût », coût de l'entretien et de la maintenance du site après travaux, conditions locales relatives aux matériaux disponibles et à la qualification des entreprises ;
- Des contraintes imposées aux autorités concernées : urgences des travaux, rapidité dans les effets recherchés, risques liés à des ouvrages, problèmes d'emprises ;
- D'autres considérations techniques : conditions météorologiques prévisibles pendant le chantier, menace d'extension du phénomène, degré de stabilisation recherché. [24]

3.4 Terrassement

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer quatre groupes de méthodes de stabilisation par terrassement [24]:

1) Chargement du pied

Un des moyens les plus simples pour stabiliser un glissement de terrain est de buter le talus par un massif de volume suffisant pour contrebalancer les efforts moteurs. On réalise ainsi des butées ou des banquettes, suivant le cas. [25]

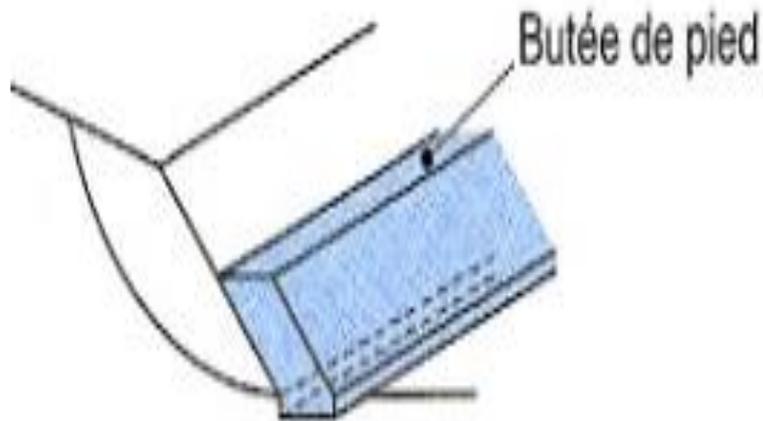


Figure 3.1 : chargement de pied. [24]

2) Déchargement de la crête du talus

Cette solution intervient généralement avant le commencement des travaux. Le fait de décharger la crête du talus entraîne une réduction des poussées, donc amélioration de la stabilité; c'est pourquoi il est nécessaire de commencer les travaux de terrassement par l'amont. [25]

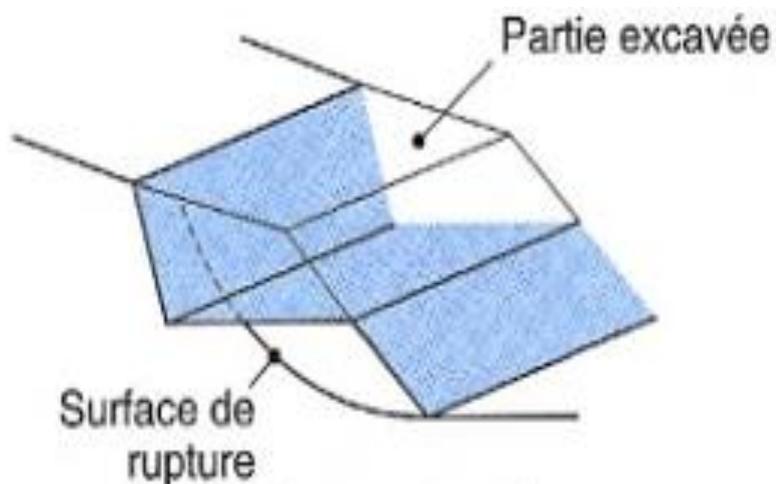


Figure 3.2: Déchargement de la crête du talus. [24]

3) Substitution

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

- Etre bien certain du volume concerné par le glissement
- Purge plus profondément que la surface de glissement sous peine de réaliser un confortement sans aucune efficacité.
- Assurer un bon accrochage au contact massif sol en place et un bon drainage du massif de substratum.
- S'assurer que les travaux ne présentent pas de phase dangereuse et que l'on ne risque pas de provoquer d'autre mouvement plus en amont.[25]



Figure 2.3: Substitution. [26]

4) Retalutage

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

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants. [25]

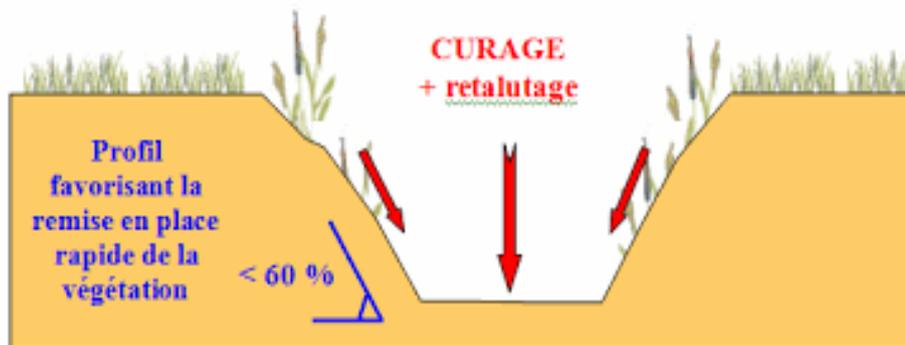


Figure2.4 : Retalutage. [27]

3.5 Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissements, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Par conséquent on utilise couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles.

C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation du site en eau
- Expulser l'eau présente dans le massif instable

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier, et s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les drains verticaux, et les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation. [24]

1) Collecte et canalisation des eaux de surface

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

Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux...) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements. [24]

2) Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. 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,...).

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. [24]

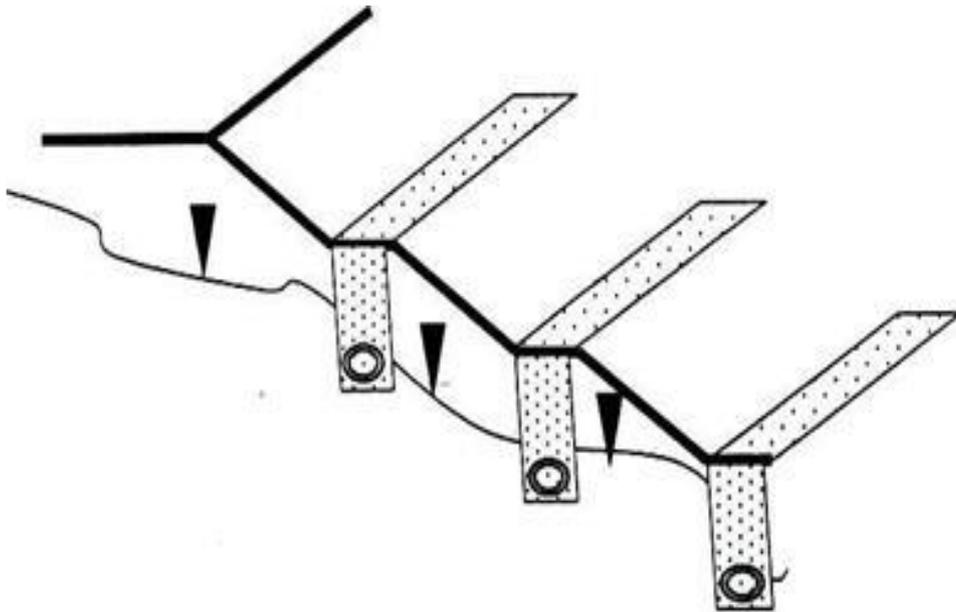


Figure 3.5 : Tranchées drainants. [25]

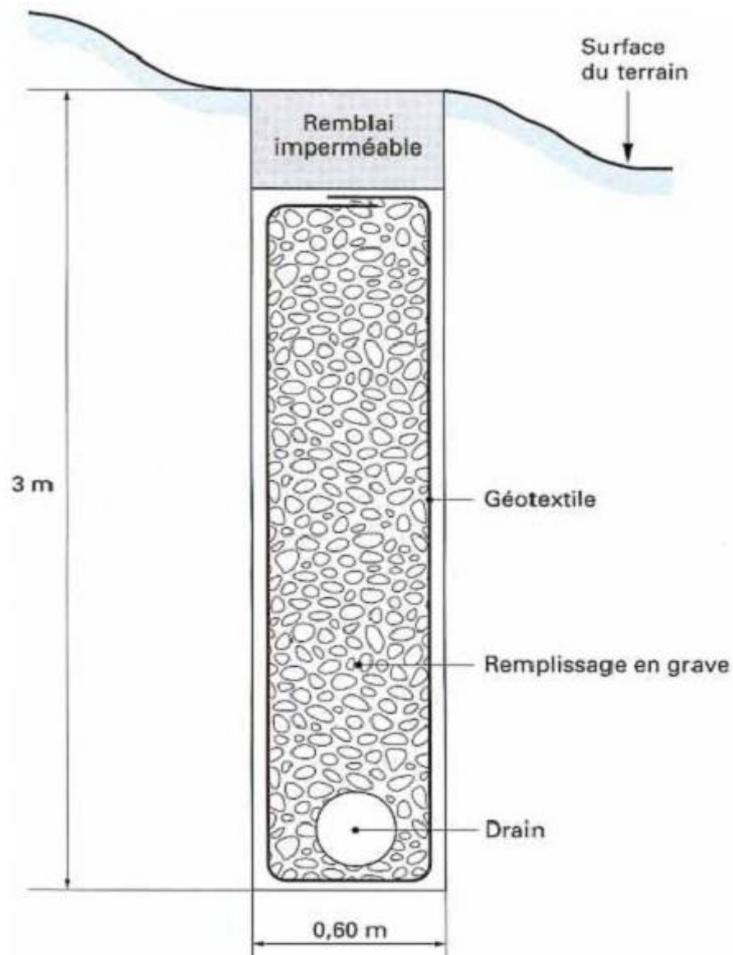


Figure 3.6: Coupe d'une tranchée drainante. [24]

3) Drains subhorizontaux

Sont envisageables lorsque on est en présence d'une nappe piégée dans un terrain imperméable (niveaux sablo-gréseux dans des argiles ou des marnes par exemple). Ce sont des tubes en PVC, crépines, d'un diamètre de 50 à 80 mm mis en place dans des forages subhorizontaux. Leur longueur peuvent atteindre 50, 80 ou 100 m. dans le cas des grands glissements de terrain, ils sont quelquefois associés à une galerie drainante qui joue le rôle d'un drain principal à partir du quel partent les faisceaux de drains. Du fait du risque de colmatage, ces drains nécessitent une surveillance régulière pour assurer leur bon fonctionnement. [25]



Figure 3.7: Drains subhorizontaux. [24]

4) Éperons drainants

Peuvent être mis en place lorsque la hauteur du talus est faible (<5m). Ils sont réalisés perpendiculairement au talus et remplis d'un matériau drainant. Leur efficacité est d'autant plus importante qu'ils sont profonds et peu éloignés les uns des autres (leur espacement doit être inférieur ou égal à leur hauteur H). leur principal avantage est que leur réalisation ne met pas en cause la stabilité du talus traité. [25]

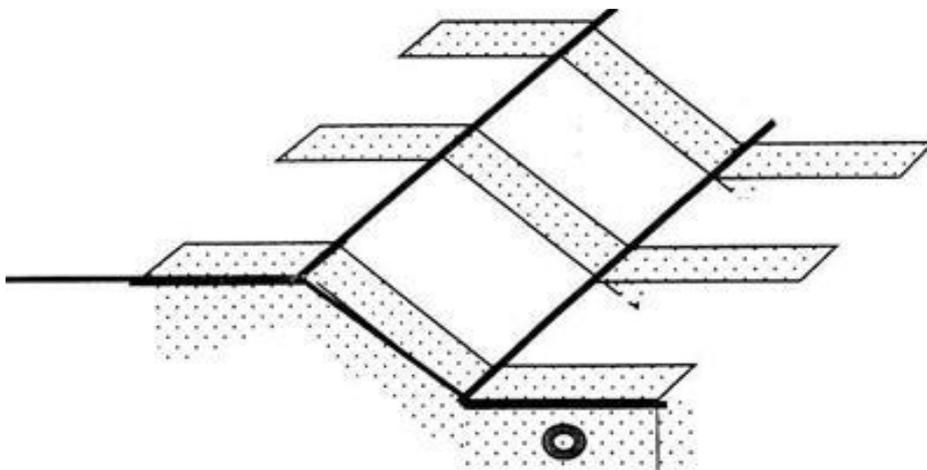


Figure 3.8 : Eperons drainants. [25]

5) Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée.

Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

Le creusement de galeries drainantes est une solution coûteuse mais efficace. Par exemple, le glissement du Bilan (Isère, France) qui menaçait le retenue EDF de Grand 'maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total). [24]

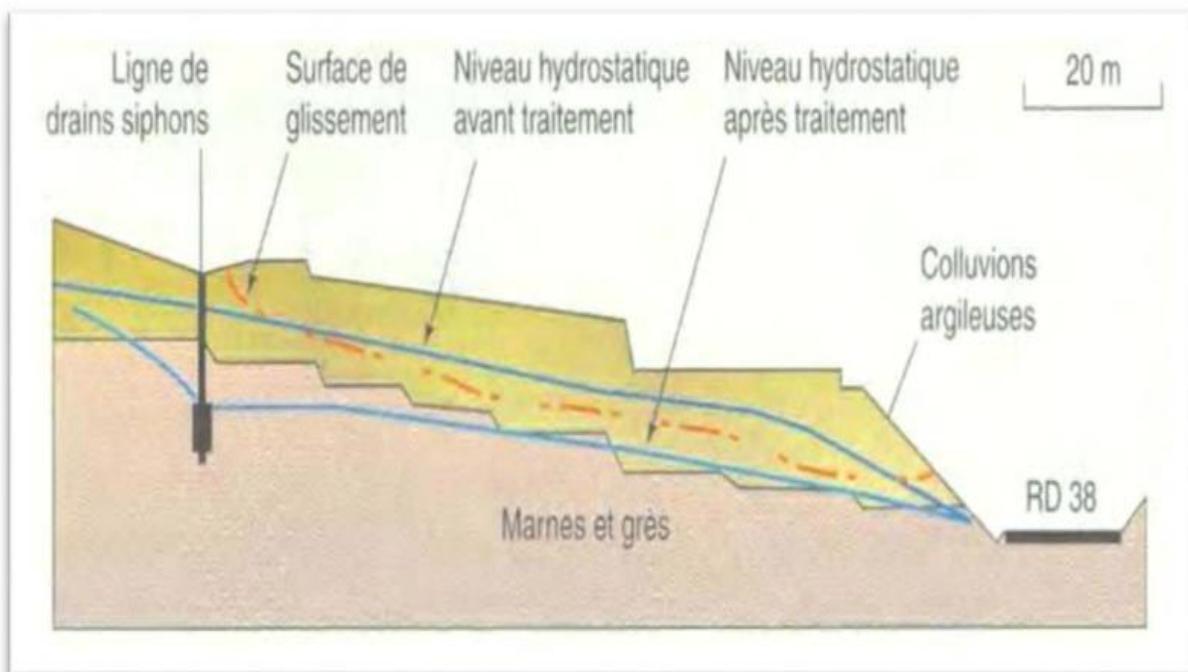


Figure 3.9: Stabilisation par drains du glissement Noaillac (Corrèze, France). [24]

3.6 Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants des structures telles que :

- Murs de soutènement
- Tirants d'ancrage et murs ancrés
- Clouages par des barres, des micropieux
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. [24]

1) Ouvrages de soutènements

- ✚ Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des mouvements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le mouvement. 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. [24]



Figure 3.10: Mur en béton armé préfabriqué. [25]

- ✚ Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par des fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. 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. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées plus couramment que les murs rigides. [24]



Figure 3.11 : parement préfabriqué devant le massif en géotextile (service d'étude technique des routes et autoroutes(SETRA). [25]

2) Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. [24]

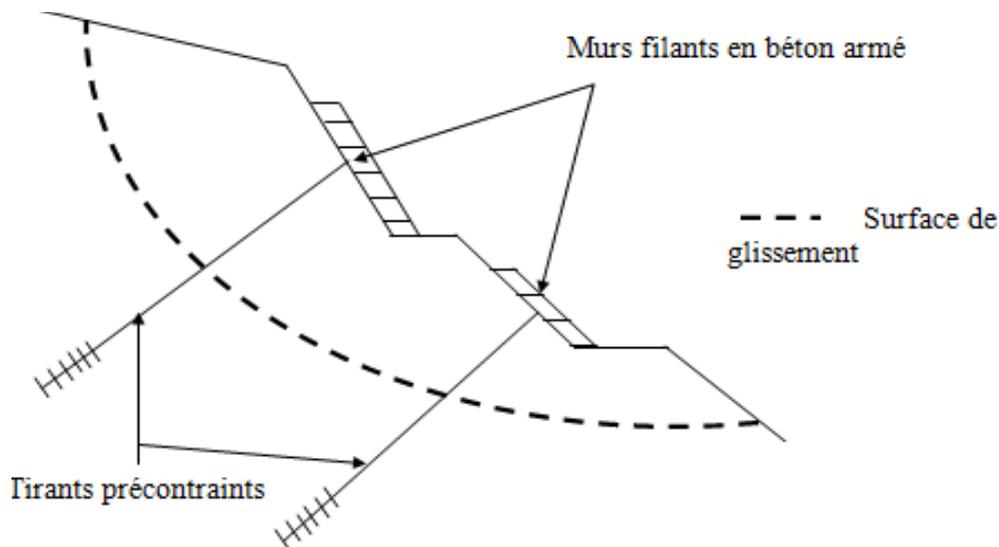


Figure 3.12: tirants d'ancrages. [25]

3) Renforcement par inclusion

Cette technique est couramment utilisée, car elle est facile et très rapide à mettre en œuvre sans affecter la géométrie du site, on distingue deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

Les Clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.

Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplis de béton) qui sont des éléments de grandes rigidités, mis en place verticalement. [24]

a- Clous et micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : La partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement ; L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette méthode des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage nécessite une justification de sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture. [24]



Figure 3.13: paroi clouée. [28]



Figure 3.14: micro-pieux. [7]

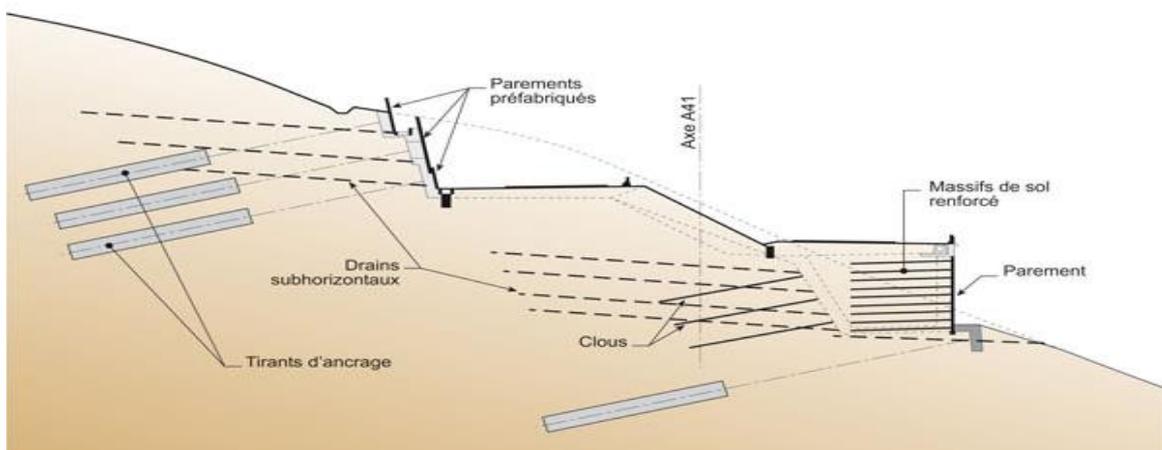


Figure 3.15: Clouages d'un glissement. [24]

b- Pieux et barrettes

- ✚ La stabilisation d'un glissement par des barrettes procède du même principe que pour les clous et les micropieux. Mais, en tenant compte leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. [24]
- ✚ Un pieu est un élément de construction en béton, acier, bois ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes.

Les pieux font partie du domaine des fondations profondes ou fondations spéciales.

Dans les terrains où les couches superficielles de terrain ne sont pas aptes à recevoir des fondations classiques au vu de la descente de charge, il est nécessaire de fonder les ouvrages en profondeur. Dans le report des charges de la structure vers le sol, les pieux peuvent fonctionner selon deux modes, l'appui de sa pointe et le frottement latéral de son fût. Ces deux modes peuvent être utilisés séparément ou combinés suivant la nature des sols.

Classiquement, à la manière d'une fondation courante, le pieu peut s'appuyer sur une couche de sol résistante. Les efforts sont alors transmis par la pointe du pieu, descendue jusqu'à une couche de sol présentant une résistance mécanique suffisante.

Parallèlement, le pieu mobilise également les différentes couches de sol traversées par son fût. Suivant le mode de réalisation, un phénomène de frottement latéral se met en place à l'interface pieu/sol qui permet également de transmettre des efforts. Ce phénomène permet de se fonder dans des sols de qualité médiocre grâce à l'importante surface mobilisée, mais cet effet est annulé en cas de liquéfaction du sol lors d'un séisme. [7]

3.7 Les types de pieux

A. Pieux battus façonnés à l'avance

Les pieux ou pilots sont en bois de hêtre, sapin, chêne ou en béton armé, et l'ensemble des pieuses formes ce que l'on appelle le pilotis. Les pieux sont terminés, à la partie inférieure, par une pointe en fer forgé et leur tête garnie d'une frette également en fer, destinée à empêcher que le bois ou le béton ne se gerce, ou ne s'écrase sous les coup de mouton. Les pieux sont battus en force dans le sol ou enfoncés par vibration (Vibrofonçage). Le battage s'effectue grâce à la chute d'une masse de fonte ou en fer de 500 kilogrammes,

Appelée Sonnette ou mouton, qui heurte la tête du pieux et provoque son enfoncement dans le sol. Le battage se poursuit jusqu'à obtenir un « refus », c'est-à-dire l'incapacité d'obtenir un enfoncement plus important. Une volée est une suite ininterrompue de 30 coups environ: après chaque volée on mesure l'enfoncement ; si celui-ci après plusieurs volées ne présente plus

qu'une quantité négligeable, on dit que le pilot est battu à refus¹. Les pieux sont liaisonnés par le dessus par des poutres, ce que l'on nomme « radier ».

Un pilot ne doit pas être considéré comme une colonne ou une pièce isolée vu qu'il est soutenu de toute part par la terre environnante¹.

Le diamètre des pieux en bois varie de 18 à 40 cm. Jean Rondelet a déterminé que l'on pouvait charger chaque centimètre carré de leur section de 30 à 35 kilogrammes. [7]

Pieux battus

Pieux à tube battu moulés dans le sol

- 1 Mise en fiche, réglage, pose d'une plaque perdue
- 2 Battage du tube par mouton hydraulique
- 3 Mise en place des armatures
- 4 Bétonnage à sec
- 5 Extraction du tube (vibré si nécessaire)

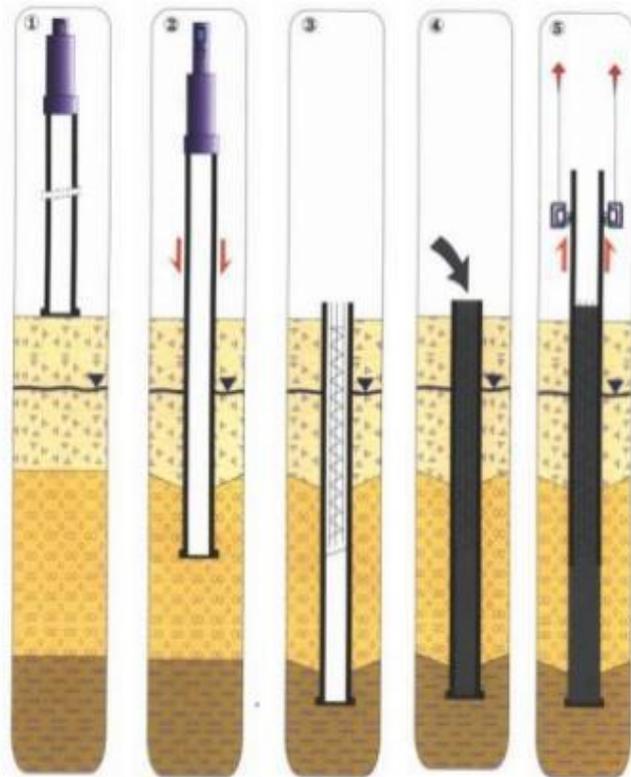


Figure 3.16: pieux battus. [7]

B. Pieux à tube battu exécutés en place

Les pieux à tube battu sont réalisés à l'aide d'un tube métallique creux fermé à la base, battu en force dans le sol et qui sert ensuite à couler du béton dans le sol à mesure de la remontée du tube. Ils se rapprochent des tubes battus par l'absence d'extraction de matériaux, mais le pieu lui-même est réalisé en place dans le terrain, comme dans le cas des pieux foré. [7]

C. Pieux forés

Les pieux forés sont réalisés par excavation de matériaux puis coulage de béton dans le sol. Suivant la nature des terrains traversés, il existe de nombreuses techniques de forage. Différents outils sont utilisés selon la dureté des sols (tarière creuse, etc.). Dans le cas de sols de faible cohésion, un tubage ou l'utilisation de boues permet d'assurer la tenue des terres durant les opérations de forage. [7]



Figure 3.17: Machine à pieux ou foreuse sur un chantier de fondation spéciale. [7]

D. les pieux foncés

Les pieux foncés hydrauliquement sont des pieux réalisés à partir d'éléments préfabriqués, ou coulés en place à l'avancement, qui sont ensuite enfoncés dans le sol à l'aide d'un vérin. Cette technique est relativement peu utilisée du fait des importantes charges fixes nécessaires pour assurer la poussée du vérin. Elle est notamment utile dans le cas du renforcement des fondations de bâtiments existants où le poids du bâtiment lui-même peut être utilisé. Elle a l'avantage de pouvoir être mise en œuvre dans des espaces réduits. [7]

3.8 Confortement et traitements complémentaires

1- Les injections

On sait en effet que les fissures de cisaillements, de retrait ou de tractions jouent un rôle très négatif dans le développement d'un mouvement de terrain, en favorisant la pénétration des eaux dans la masse en équilibre limitent. Toute fois l'efficacité d'une tel obturation suppose que la déformation de la masse ne recouvre pas immédiatement les fissures obturées, il est donc souhaitable, soit de pratiquer l'injection après une première phase de stabilisation (par drainage), soit de revenir à plusieurs reprises. [24]

2- Le reboisement

Le reboisement représente un moyen économique et souvent efficace. En effet, le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

D'une part, les racines jouent un rôle mécanique par augmentation de la résistance au cisaillement des sols (le rôle d'ancrage par les racines), d'autre part, la couverture végétale influe sur le bilan hydrique du versant en participant au drainage du terrain instable par évapotranspiration. En plus, la couverture végétale lutte contre l'érosion superficielle des sols. [24]



Figure 3.18: Le reboisement. [29]

3- Technique de renforcement par géotextiles

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique. Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles. [30]

1. Définition des géotextiles

Les géotextiles appartiennent à la famille des Géo synthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Les géotextiles possèdent plusieurs caractéristiques permettant de les utiliser pour :

- La séparation : Il évite le mélange de deux sols ou matériaux de remblai de nature différente.
- La filtration : Il maintient le sol et permet le passage de fluides à travers ou dans son plan.
- Le drainage : Il collecte et transporte les eaux pluviales, souterraines et/ou d'autres fluides dans son plan.
- La protection : Il empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné.
- Le renforcement : Il a la capacité de résister pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction. [24]

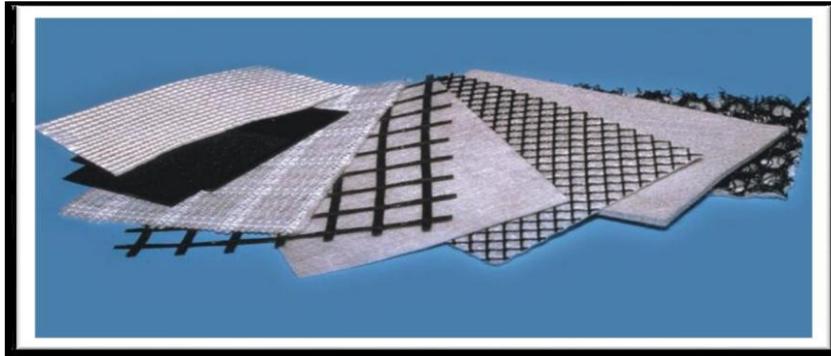


Figure 3.19: Les géotextiles. [7]

A. Les géotextiles non tissé

Ce sont des nappes constituées de filaments continus (ou de fibres coupées) disposés de façon aléatoire et liée par différents procédés mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage est un procédé de liaison purement mécanique dans lequel un grand nombre d'aiguilles hérissées d'ergots traversent le filament ou de fibres dans un mouvement alternatif rapide. Les aiguilles enchevêtrent les fibres qu'elles rencontrent, ce qui donne à la nappe une cohésion importante.

Le thermo-sondage consiste à comprimer à chaud la nappe de fibres en la faisant passer entre deux rouleaux, il en résulte une soudure superficielle des fibres entre elles. La liaison chimique qui consiste à imprégner la nappe de fibre d'un liant est actuellement peu utilisée en raison de son coût. [7]



Figure 3.20: Les géotextiles non tissé. [7]

B. Les géotextiles tissés

Ce sont des produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments. Les géotextiles tissés sont largement utilisés avec une grande variété de sols, cohérents et non cohérents, pour contribuer à la formation d'un filtre naturel.

Cela permet la diffusion des surpressions interstitielles, de plus, grâce à ses caractéristiques de résistance et à un allongement contrôlé, ils facilitent les constructions utilisant des sols. [7]

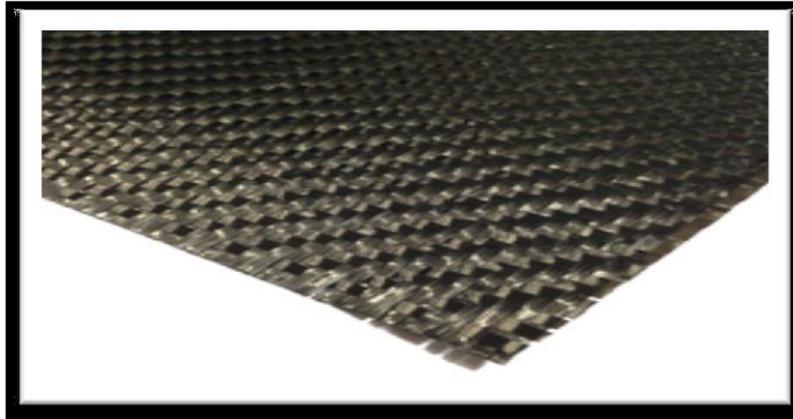


Figure 3.21 : Les géotextiles tissés. [7]

C. Les géotextiles tricotés

Ils sont constitués de mailles successives disposées en colonnes et en rangées. Ils sont très déformables. Ces produits sont très peu utilisés en génie civil. [7]

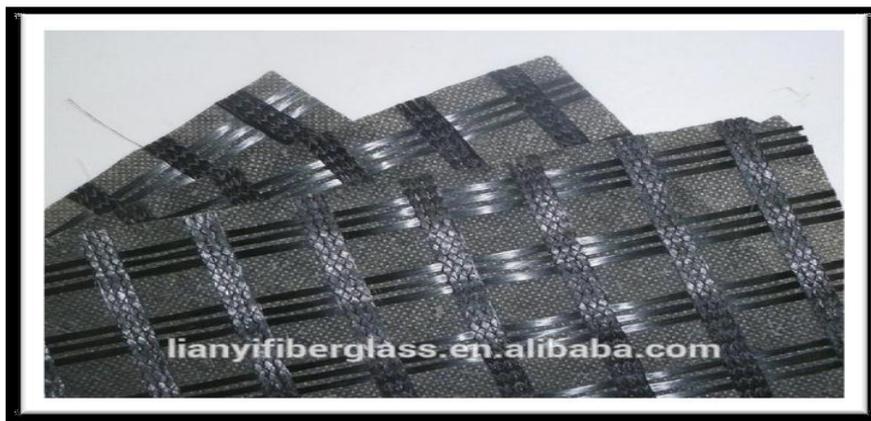


Figure 3.22: Les géotextiles tricotés. [7]

1) Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection

Les critères sont la résistance au poinçonnement exprimée en kilo Newton (KN), la résistance à la traction et la valeur de perforation dynamique exprimée en millimètre (mm) qui s'évaluent à travers des critères et tests précis. [24]

2) La mise en œuvre du Géotextile

Le géotextile est principalement conditionné en rouleau. Il peut être aussi présenté plié sur palette lorsqu'il a été façonné pour un bassin de dimension précise, il s'agit là de sur mesure. Le géotextile se pose en fond de bassin directement sur la terre, avec un recouvrement de 40 à 50 cm entre les lés. Il sera fixé et bloqué en même temps que la membrane dans une tranchée d'ancrage (20 cm à 30 cm de profondeur) en tête de talus (voir figure 4.21). Le géotextile de protection présente un intérêt non négligeable pour faciliter la mise en place des membranes qui glissent plus aisément sans risque de détérioration. [24]

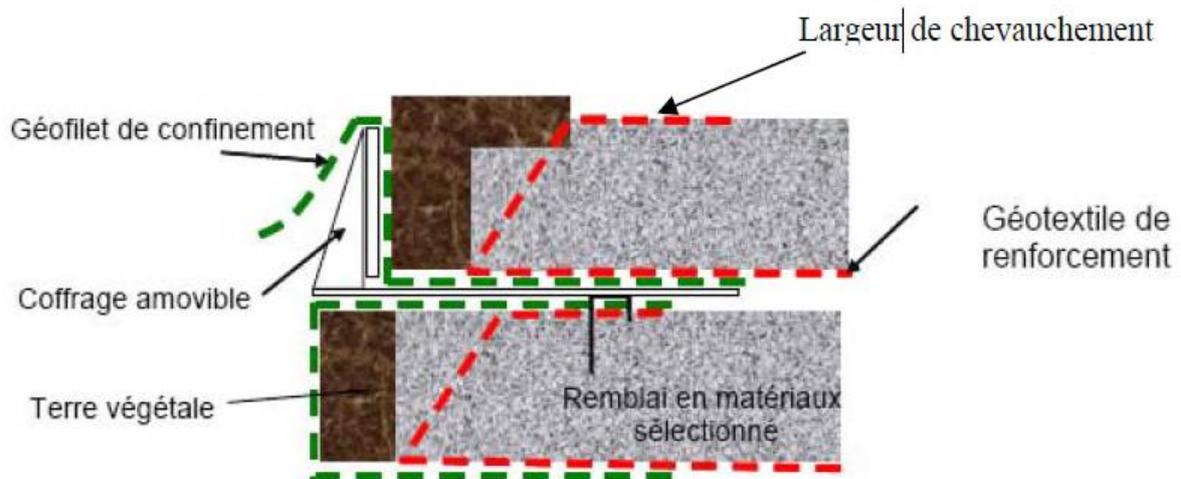


Figure 3.23: Mise en œuvre du géotextile. [24]

3) Les Géo grilles

Les géo grilles sont classées parmi les produits géo synthétiques et dont la fonction est le renforcement des sols. Ils sont le plus souvent utilisés pour le renforcement des sols incohérents et des corps du sol à gros grains. Les Géo grilles ont une haute rigidité et force plus que les autres géotextiles. [7]

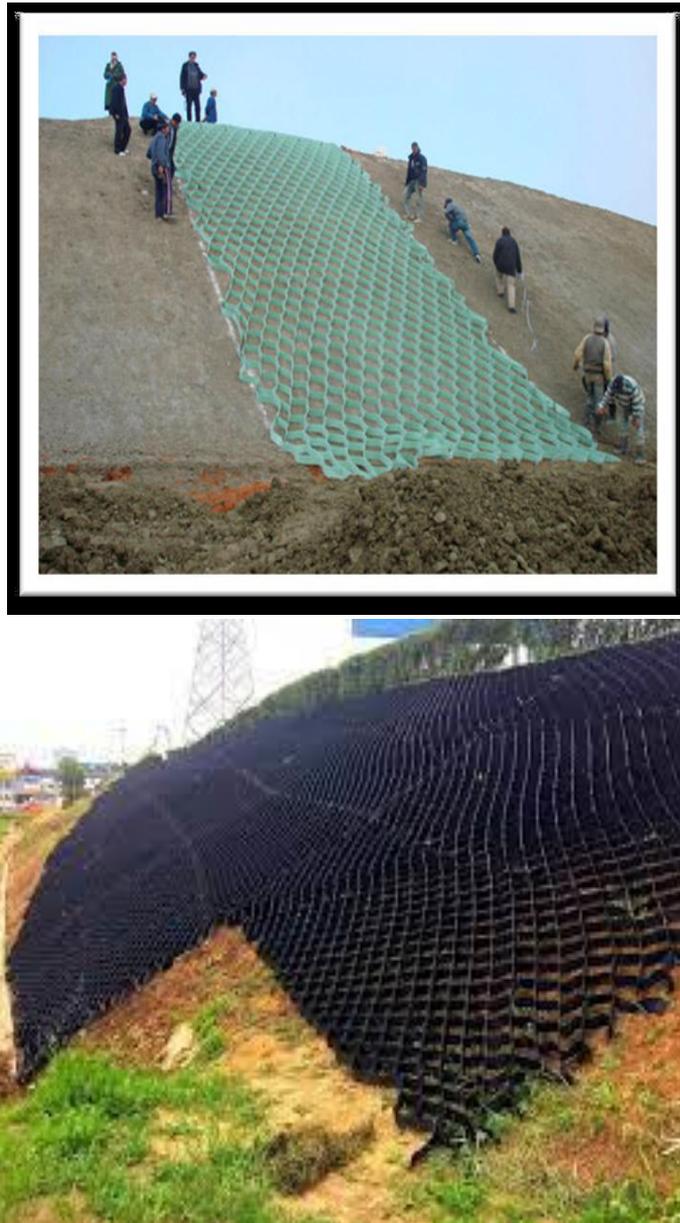


Figure 3.24: Les Géo grillent. [7]

4) Les géo membranes

Produit adapté au génie civil, mince, souple, continu, étanche aux liquides même sous les sollicitations de service. Dans l'état actuel des techniques, ni les produits de faible épaisseur fonctionnelle (< 1 mm), ni les produits dont l'étanchéité est assurée uniquement par un matériau argileux, ne sont considérés comme des géo membranes.

Les géo membranes sont des produits adaptés au génie civil, minces, souples, continus, étanches aux liquides même sous des sollicitations de service.

Dans l'état actuel des techniques, ni les produits de faible épaisseur fonctionnelle (inférieure à un millimètre), ni les produits dont l'étanchéité est assurée uniquement par un matériau argileux, ne sont considérés comme des géo membranes.

Les matériaux de base utilisés sont de trois types :

- ❖ des thermoplastiques : polyéthylène haute densité (PE-HD), polyéthylène basse densité (PE-LD), flexible polyéthylène (FPE), polyéthylène chloré, polypropylène (PP), polychlorure de vinyle (PVC) souple...
- ❖ des élastomères : ter polymère éthylène-propylène-diène (EPDM), copolymère d'iso butylène et d'isoprène, polyéthylène chlorosulfoné, mélange PP+EPDM.
- ❖ des bitumes modifiés aux polymères (copolymère styrène-butadiène, copolymère éthylène-acétate de vinyle) ou non.

Les géo membranes sont généralement stockées sous forme de rouleaux de longueurs et largeurs différentes, pouvant varier de 1 m par 10 m pour les géo membranes bitumineuses à 7,5 m par 200 m pour les géo membranes en polyéthylène par exemple. Elles sont utilisées en génie civil, bâtiment, agriculture, environnement et industries.

Les utilisations les plus répandues sont :

- ❖ étanchéité des bassins d'eau.
- ❖ étanchéité des retenues collinaires.
- ❖ étanchéité des bassins de rétention anti-pollution.
- ❖ étanchéité de murs enterrés.
- ❖ barrière active des casiers de stockage de déchets.
- ❖ confinement de déchets liquides.

Lors de la réalisation d'un ouvrage nécessitant une géo membrane, le choix du matériau et de l'épaisseur de cette dernière dépend de plusieurs critères tels que la nature du support (béton, terrain argileux, etc.), le type de produit en contact (eau, hydrocarbure, produits chimiques, etc.) ainsi que la vocation de l'ouvrage (confinement, rétention permanente ou temporaire, etc.).

Elles sont souvent thermosoudables pour réaliser les joints dans des conditions de qualité et de fiabilité optimales. [7]



Figures 3.25 : membranes. [27]

Conclusion

Le glissement de terrain est un phénomène difficile à caractériser pour cela il est important d'installer de surveillance sur le site juge instable.

Les différents moyens de renforcements de sol sont nombreux ; donc il faut prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de choisir les bonnes méthodes de stabilités et les meilleures techniques de confortements.

Chapitre 4 :

***Calcul par la méthode des éléments finis par
(geoslope et plaxis) et renforcement de la
Pente d'El Amir Abdelkader Ain Temouchent***

4.1 Introduction

Après avoir les différentes méthodes de calcul classiques et leur intégration dans l'analyse de la stabilité des pentes, une modélisation numérique vient achever notre travail. Cette dernière a été élaborée par le logiciel GEO-SLOPE qui sera défini ultérieurement.

Le calcul de stabilité des pentes est déterminé à partir du calcul à la rupture selon l'approche du critère de Mohr-Coulomb qui suppose que le sol est rigide-plastique. Cette approche de base est modifiée ici par la prise en compte des paramètres tels le coefficient sismique.

Les logiciels informatiques développés de nos jours facilitent la prise en compte de ces paramètres et conduisent à des solutions générales et plus réalistes de la stabilité des pentes. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis pour décrire correctement le comportement des sols. Dans ce travail, le logiciel de calcul GEOSLOPE, développé par GEOSLOPE International Ltd, a été utilisé pour réaliser les calculs de stabilité statique et par éléments finis.

Ce logiciel nous a permis de modéliser le glissement en générale en appliquant les résultats des analyses expérimentales et paramétriques des sols utilisés et la géométrie réelle de ce glissement. [9]

Le choix de ce logiciel a été motivé par sa diversité du fait qu'il est constitué d'une suite de différents modules :(SLOPE/W, SEEP/W, QUAKE/W, SIGMA/W, TEMP/W, CTRAN/W, AIR/W et VADOSE/W) qui peuvent être utilisés pour des problèmes variés (évaluation des barrages et des digues, infiltration, succion, séisme, liquéfaction...), par sa performance, sa souplesse, etc.

4.2 Présentation

GEO-SLOPE est un programme de calcul de stabilité des pentes qui permet de modéliser des problèmes de géotechnique et de géo-environnement. Ce programme de conception assistée par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranches pour déterminer le coefficient de sécurité des massifs en pentes constitués d'une ou de plusieurs couches de sol, avec ou sans présence de nappe, avec ou sans succion, etc.... [9]

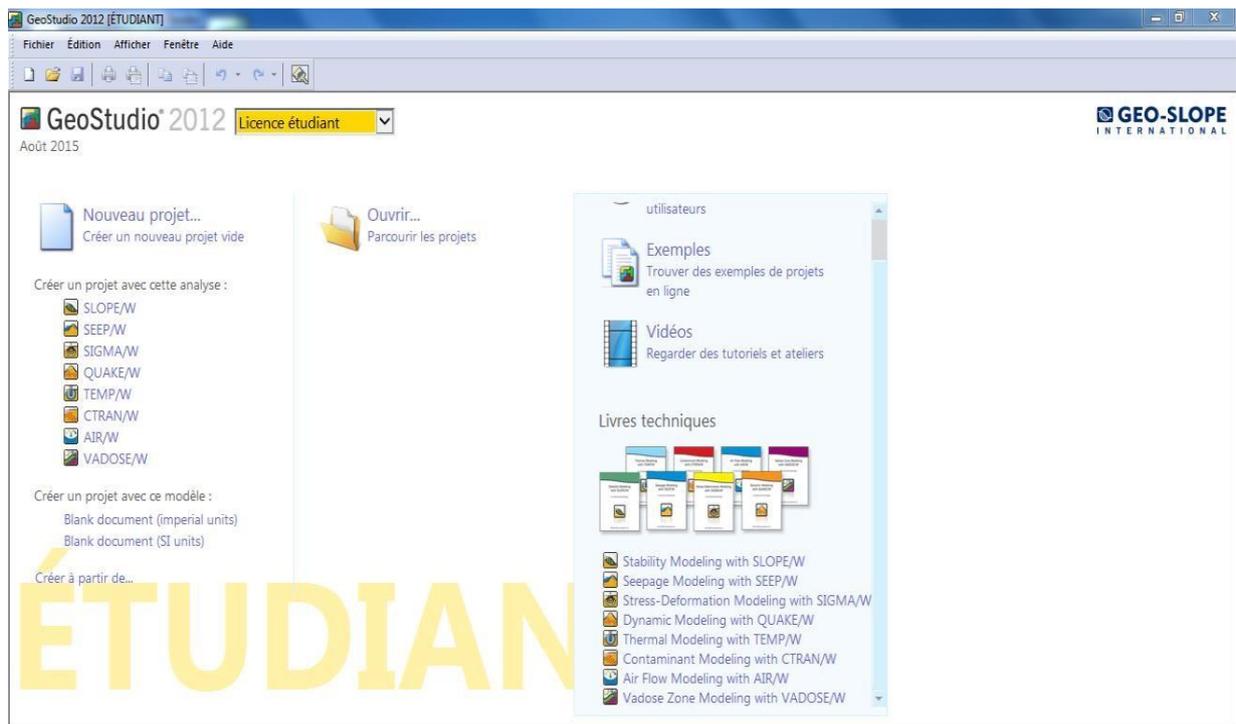


Figure 4.1 : Présentation du logiciel GEOSLOPE GEOSTUDIO 2012.

Ce programme est composé de huit modules distincts :

SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).

QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).

TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (Par la méthode des éléments finis)... et autres logiciels.

CTRAN/W : modélisation du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux.

AIR/W : analyse des interactions entre l'eau et l'air du sol dans des matériaux poreux.

VADOSE/W : analyse de flux en dessous de la surface du sol, dans la zone non saturée et qui rejoignent le régime de l'eau dans le sol.

Et ces 2 derniers modules sont les plus intéressants pour notre étude sont :

SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.

Le programme de calcul SLOPE est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibre des moments et d'équilibre des forces. Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans SLOPE sont la méthode de Fellinius (ordinaire), de Morgenstern-Price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée, Spencer, Jumbo généralisé...

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.

SIGMA/W : peut être utilisé pour effectuer des contraintes et des déformations analyses des structures

terrestres. Sa formulation complète permet d'analyser à la fois simple et problèmes très complexes. Par exemple, vous pouvez effectuer une simple analyse de déformation élastique linéaire ou une analyse des contraintes efficaces élastiques-plastiques non linéaires hautement sophistiquées. Lorsqu'il est associé à un autre GEOSLOPE logiciels, il peut également modéliser la génération et la dissipation de la pression interstitielle dans un sol structure en réponse à des charges externes en utilisant une formulation entièrement couplée ou non couplée. SIGMA / W a des applications dans l'analyse et la conception de projets de génie géotechnique, civil et minier.

Le sens court est qu'il nous permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes –déformations (Par la méthode des éléments finis). [28]

4.2.1 Le fonctionnement du logiciel

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul servent à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul : [29]



Figure 4.2 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W.

- ❖ **Fichier:** Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- ❖ **Édition:** permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.
- 1) **Definir :** Cette étape est très importante, car on va définir le problème et introduire les différentes données spécifiques au problème en vigueur :
 - ❖ **Définir:**
 - La délimitation de la surface du travail.
 - La définition de l'échelle.
 - La définition des réseaux.
 - La détermination du zoom.
 - La fixation d'axes.
- ❖ **Entrer:**
 - La spécification des méthodes d'analyses.
 - La spécification des options d'analyse.
 - La définition des propriétés du sol.
- ❖ **Dessin:**
 - Le dessin des points.
 - Le dessin des lignes.

- La détermination de ligne piézométrique.
 - Le dessin du rayon de la surface de rupture.
 - Le dessin des réseaux de la surface de rupture.
- ❖ **Croquis :**
- La réalisation de l'esquisse du problème.
 - Étiquetage du sol.
 - Rajout d'un titre d'identification du problème.
 - Éclaircir les ténèbres d'identification.
- ❖ **Modifier :** cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.
- ❖ **Fenêtre :** à l'aide de cette icône on peut vérifier toutes les données de ce problème ainsi faciliter l'accès pour sa résolution.
- ❖ **Enregistrement :** dès l'achèvement du processus de définition du problème, il faut sauvegarder ces données sous forme d'un fichier.
- 1) **Solve :** C'est l'étape de résolution du problème, à l'aide des méthodes classiques et la méthode des éléments finis et à partir des données introduites, on détermine le coefficient de sécurité FS .
- 2) **Contour :** C'est l'étape chargée de traduire les différents résultats sous une forme graphique ; et afficher ces résultats.
- Nombreuses option complémentaires sont proposées par le programme, on citera trois d'entes elles:
- a. Grille et rayons (Grid and Radius)**
- Cette option permet de définir à l'aide d'une grille la surface probable qui inclut l'axe du cercle de glissement et de définir aussi une grille qui inclus le deuxième point du rayon du cercle, alors le programme va tester plusieurs cercles de glissement où le rayon est compris entre l'un des points de la première grille définie par l'option Grid, et l'un des points définie par l'option Radius (le programme teste tous les cercles possibles). [29]

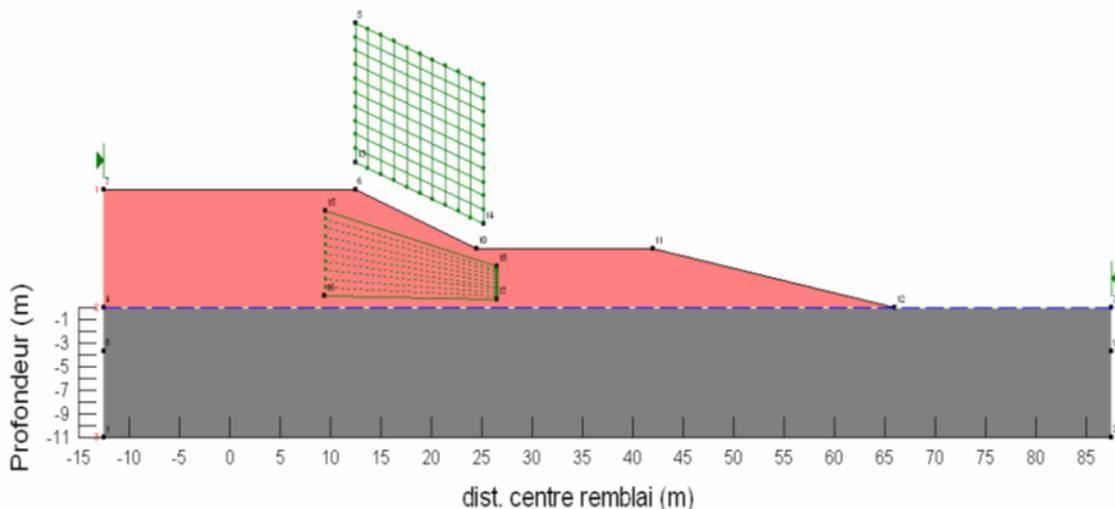


Figure 4.3: Exemple détermination de la surface de rupture par la méthode « Grid and Radius ». [29]

b. Entrée et sortie (Entry and Exit)

Cette méthode est plus simple que la précédente, car il suffit de sélectionner une partie de la pente où se trouve le premier point probable d'arc du cercle et une partie où se trouve le dernier point de d'arc du cercle (le programme teste les arcs compris entre deux parties de la pente). [29]

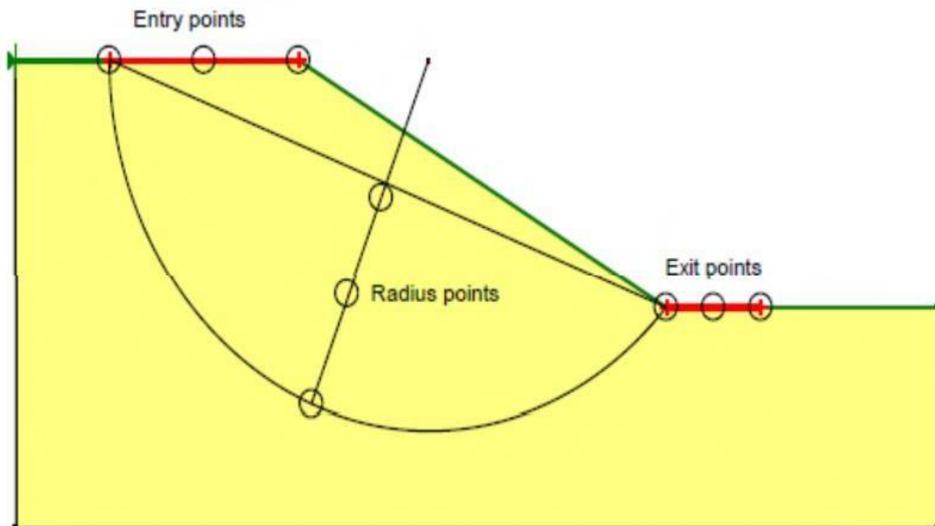


Figure .44 : Exemple des points d'entrée et sortie de la surface de glissement. [29]

4.3 Présentation de talus étudié

Le site de notre talus est situé dans la commune d'El Emir Abdelkader, la daïra de Béni Saf de la wilaya d'Ain-Temouchent. Il se trouve au niveau de la route nationale 35A figure (4.6).

Ces coordonnées géographiques sont :

- ✚ Latitude : 35.225610 Nord.
- ✚ Longitude : 1.394244 Est.



Figure 4.5 : Situation géographique de la commune d'El Emir Abdelkader.



Figure 4.7 : la pente actuelle.

4.4 Modélisation numérique du talus étudié

3) Géométrie du modèle

La géométrie du modèle étudié est représenté sur la (Figure 4.8). Le modèle de référence a été établi par le logiciel GEOSLOPE. Le talus se compose de deux couches de sol (le sol est un limon).

(Largeur du talus : $L = 60\text{m}$; Altitude : $A = 25\text{m}$; la pente 1 : $\phi = 7^\circ$. la pente2 : $\phi = 10^\circ$; Direction : gauche- droit).

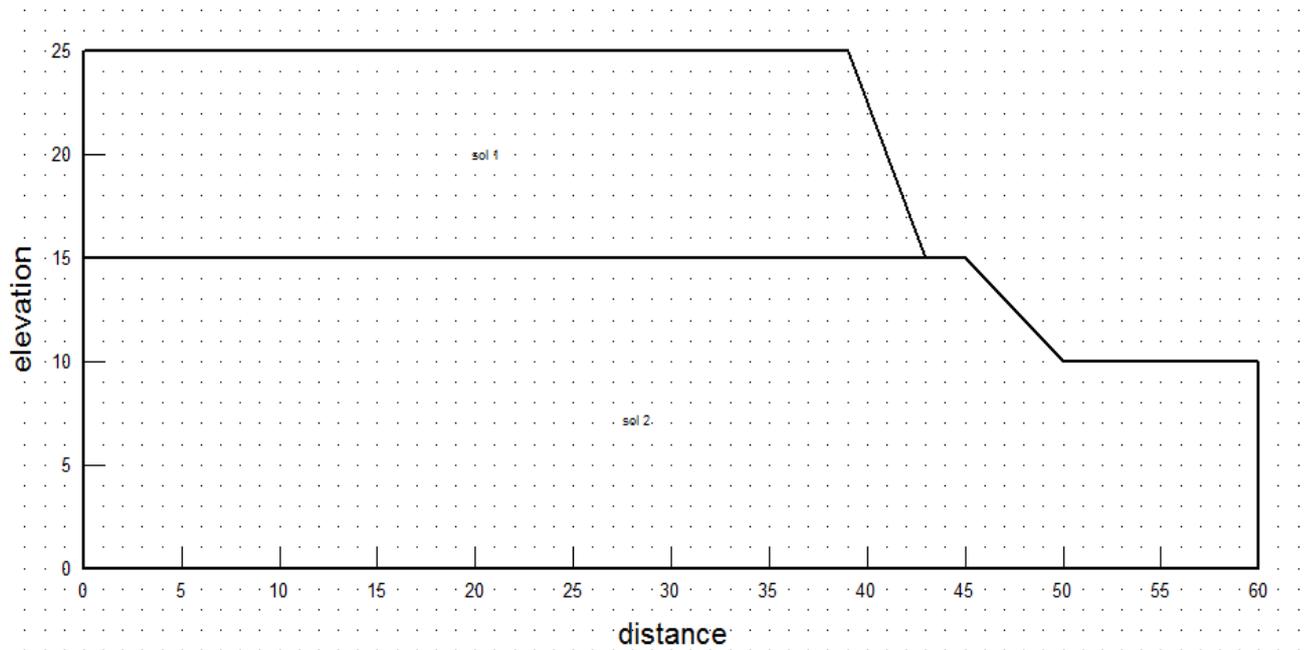


Figure 4.8: Modèle géométrique du talus.

4) Caractéristique des matériaux

Les propriétés des couches de sols sont résumées dans le (tableau 4.1) :

	Poids volumique sec (γ_d) [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Poids volumique humide (γ_{sat}) [kN/m ³]
Sol 01	18,20	100%	7	19.90
Sol 02	17,90	110%	10	19.70

Tableau (4.1) les caractéristiques géotechniques des différentes couches de sol.

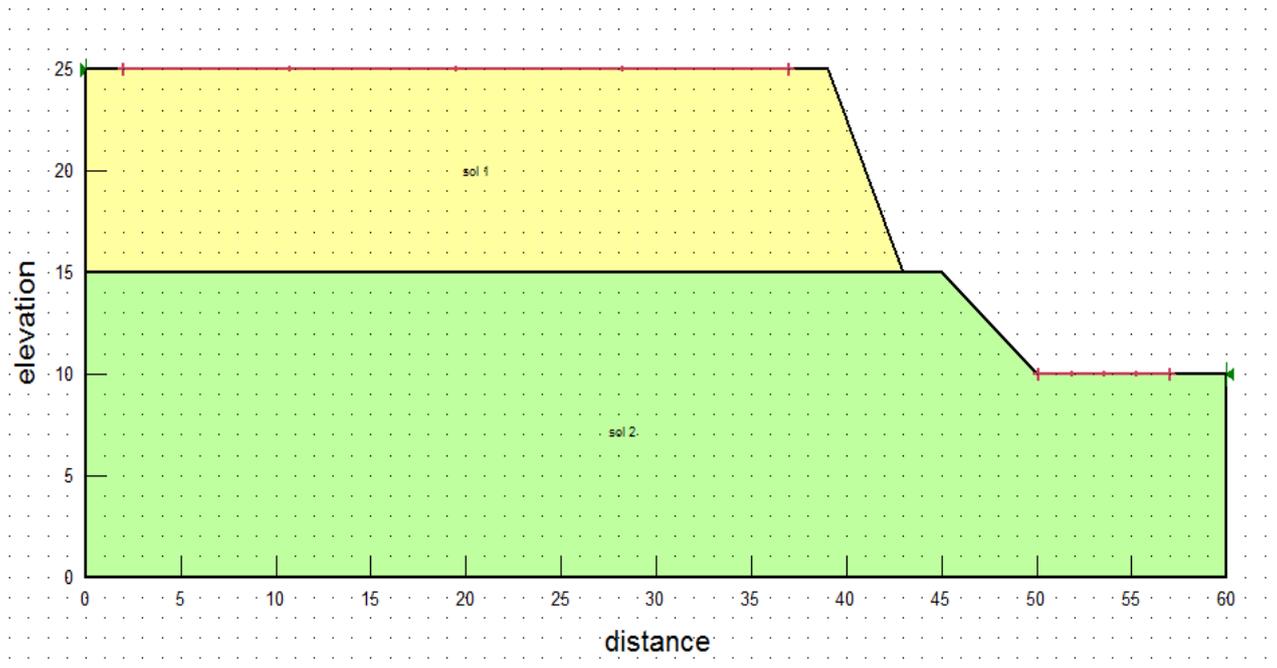


Figure 4.9: les positions des points d'entrée et sortie de la surface de glissement.

Nous avons examiné plusieurs types de calcul de la stabilité du versant :

- * Le premier calcul (cas 1): talus naturel, (chargement gravitaire seul).
- * Le deuxième calcul (cas 2): talus naturel, effet de la nappe d'eau sur le sol 2
- * Le troisième calcul (cas 3): talus naturel, effet de la nappe d'eau sur tout le sol (1 + 2)

5) Les résultats des calculs par Géostudio

Le calcul du coefficient de sécurité effectué par les variantes précédentes avec les différentes méthodes de calcul (Morgenstern-Price, Bishop, Fellenius (ordinaire)) et la localisation descercles de ruptures.

❖ Cas 01 :

▪ La méthode de Morgenstern-Price :

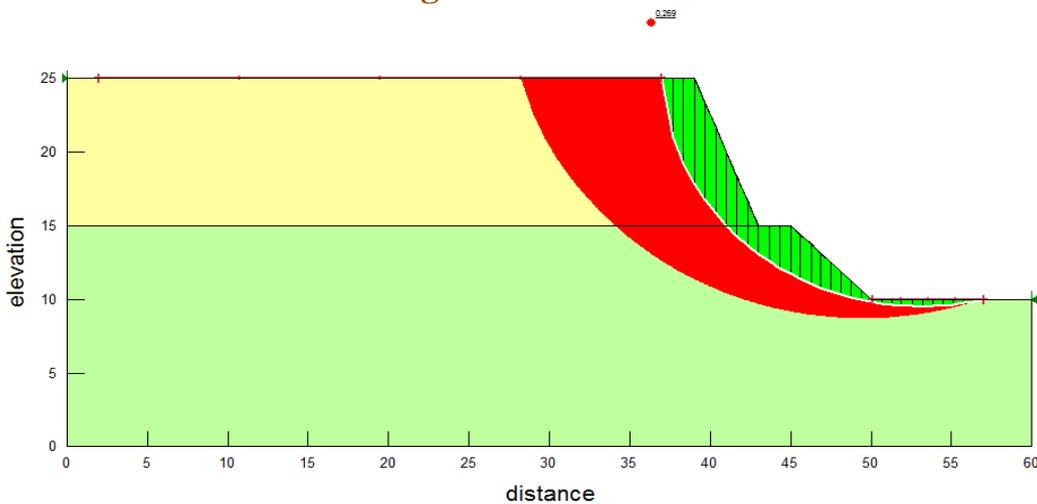
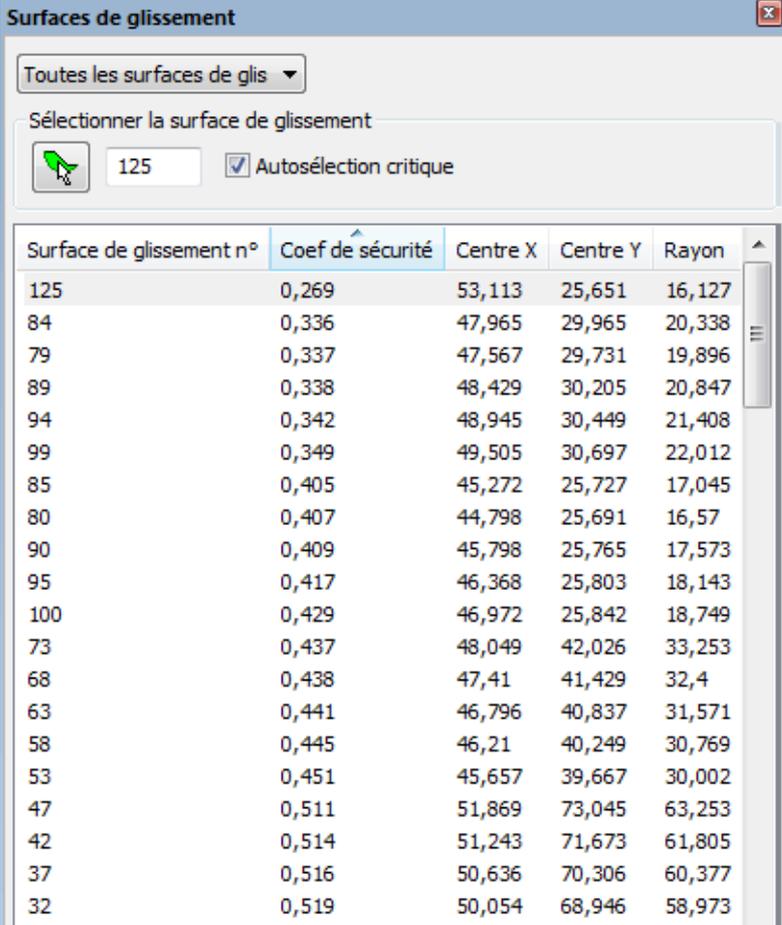


Figure 4.10: la position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité=0.269



Surfaces de glissement

Toutes les surfaces de glis ▾

Sélectionner la surface de glissement

 125 Autosélection critique

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon
125	0,269	53,113	25,651	16,127
84	0,336	47,965	29,965	20,338
79	0,337	47,567	29,731	19,896
89	0,338	48,429	30,205	20,847
94	0,342	48,945	30,449	21,408
99	0,349	49,505	30,697	22,012
85	0,405	45,272	25,727	17,045
80	0,407	44,798	25,691	16,57
90	0,409	45,798	25,765	17,573
95	0,417	46,368	25,803	18,143
100	0,429	46,972	25,842	18,749
73	0,437	48,049	42,026	33,253
68	0,438	47,41	41,429	32,4
63	0,441	46,796	40,837	31,571
58	0,445	46,21	40,249	30,769
53	0,451	45,657	39,667	30,002
47	0,511	51,869	73,045	63,253
42	0,514	51,243	71,673	61,805
37	0,516	50,636	70,306	60,377
32	0,519	50,054	68,946	58,973

Figure 4.11: les coefficients de sécurité des surfaces de glissements.

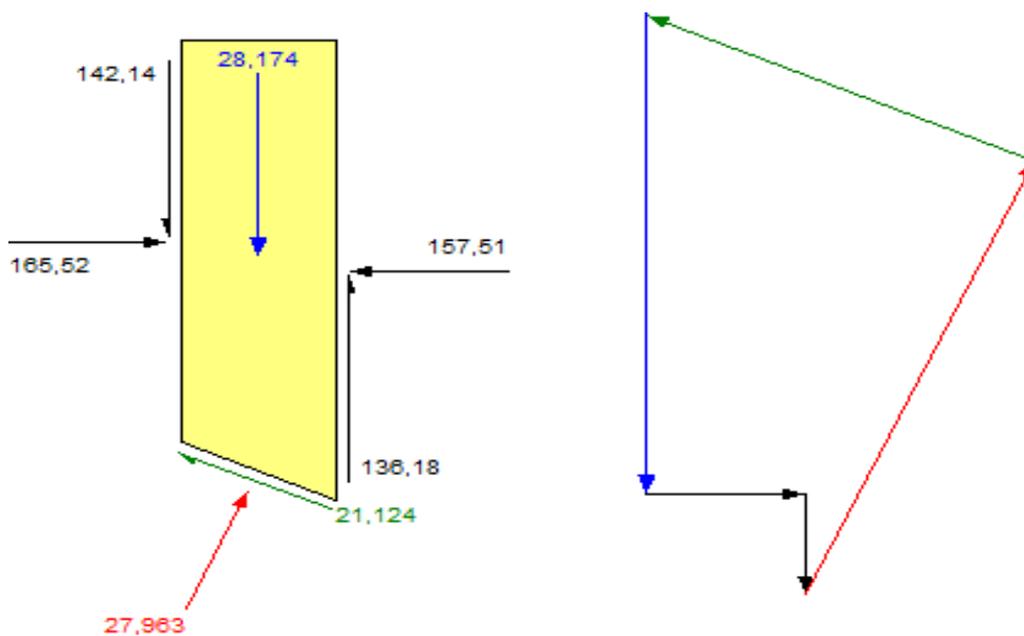


Figure 4.12: N° de tranche 15 - Morgenstern-Price Méthode.

Info sur la tranche :

Coefficient de sécurité $F_s=0,269$

Angle $\Phi = 10^\circ$

Pression interstitielle = 0 kPa

Force de l'eau interstitielle = 0 kN

Longueur de base = 0,68401 m

Mi-hauteur = 2,5183 m

Angle de base = $-23,973^\circ$

C (Résistance) = 1,1 kPa

Angle $\Phi_B = 0^\circ$

Pression d'air interstitiel = 0 kPa

Force air interstitiel = 0 kN

Largeur de tranche = 0,625 m

Poids (sismique vert. incl.) = 28,174 kN

Lambda appliqué = 0,8647

Force normale de base = 27,963

Force de cisaillement côté droit = 136,18 kN

Force de cisaillement côté gauche = 142,14 kN

Force de cisaillement rés. de base = 5,6831 kN

Force de cisaillement mob. de base = 21,124 kN

Contrainte de cisaillement rés. de base = 8,3085 kPa

Contrainte de cisaillement mob. de base = 30,883 kPa

Contrainte normale de base = 40,881 kPa

Force normale côté droit = 157,51 kN

Force normale côté gauche = 165,52 kN

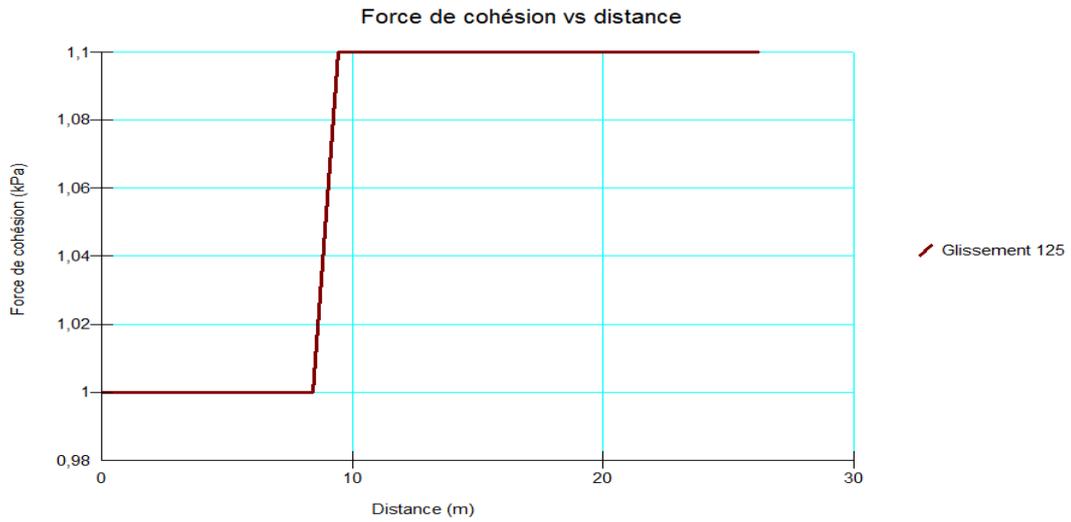


Figure 4.13: l'effet force de cohésion.

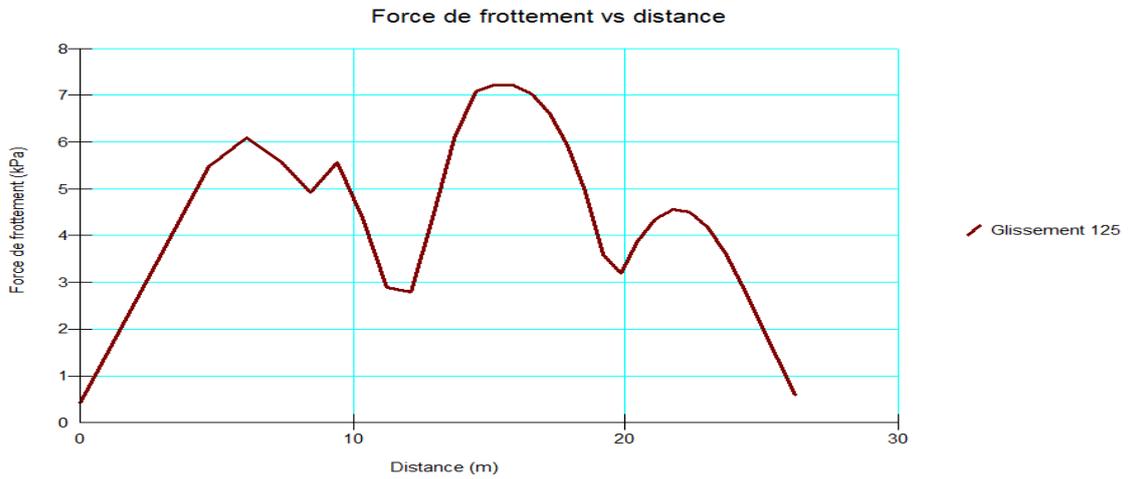


Figure 4.14 : l'effet de la force de frottement.

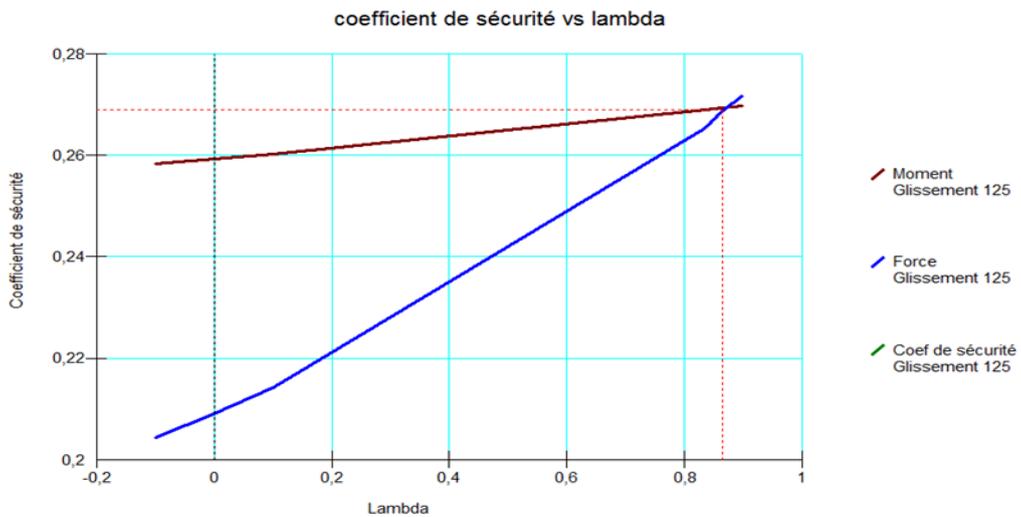


Figure 4.15 : coefficient de sécurité vs lambda.

■ La méthode de bishop :

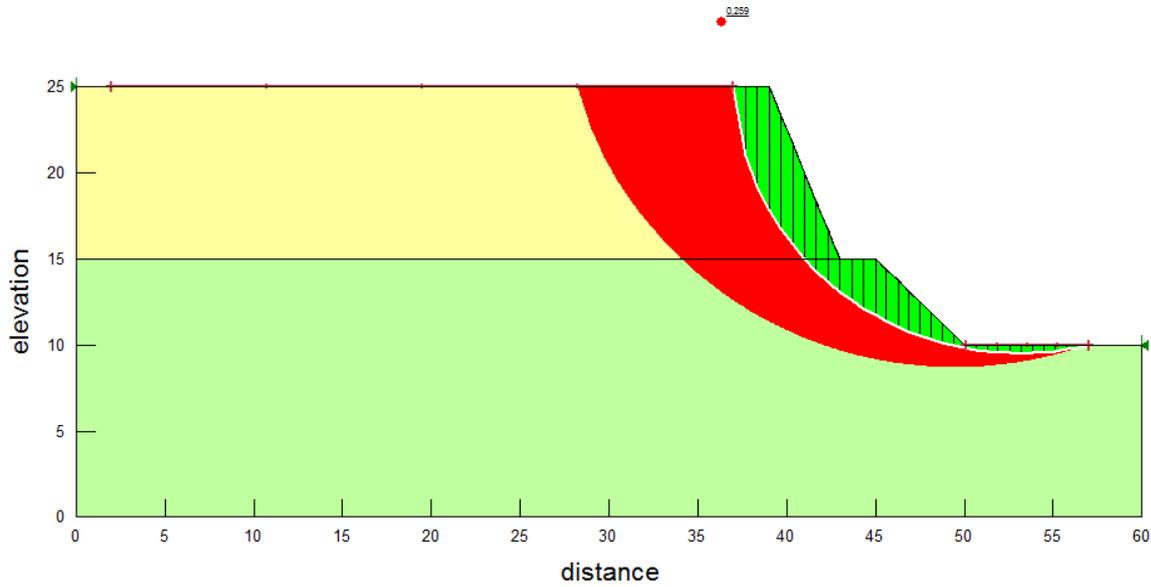


Figure 4.16: la position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique = 0,259.

■ La méthode de Fellenius (ordinaire) :

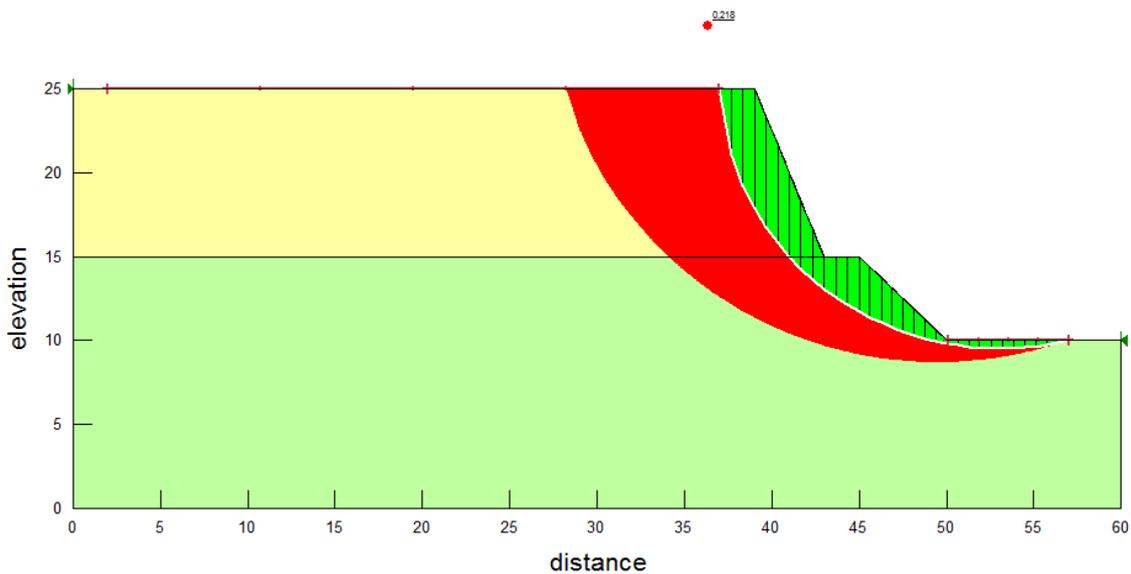


Figure 4.17: la position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité plus critique =0,218.

❖ Cas 02 :

▪ La méthode de Morgenstern-Price :

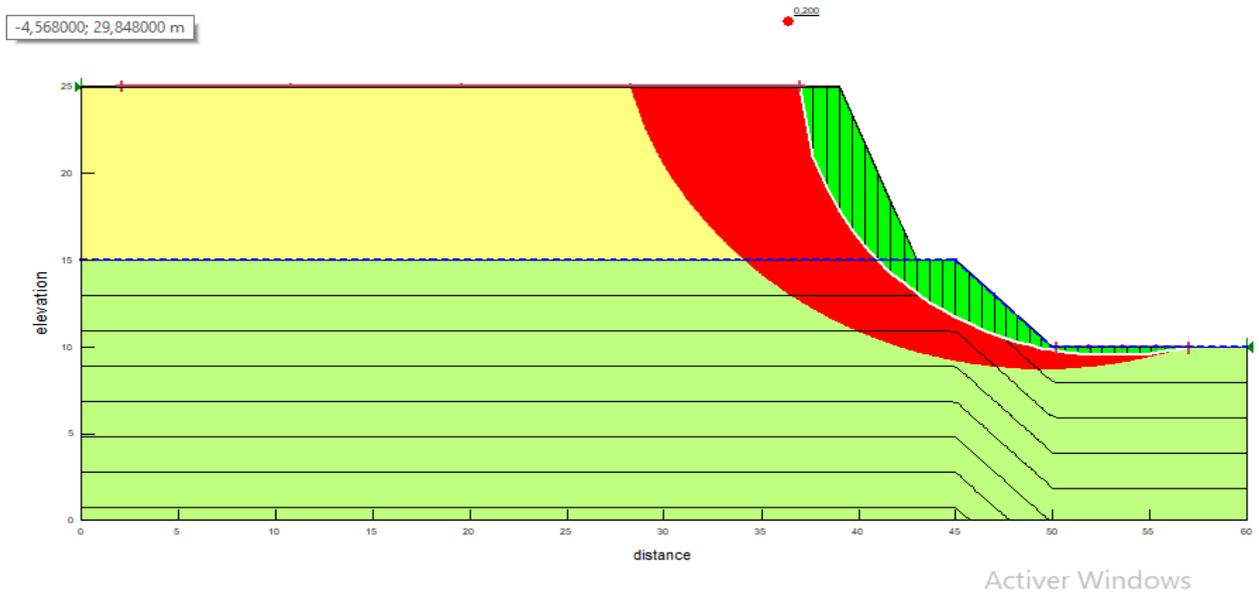


Figure 4.18 : la position de cercle de glissement avec le coefficient de sécurité le plus critique = 0,200.

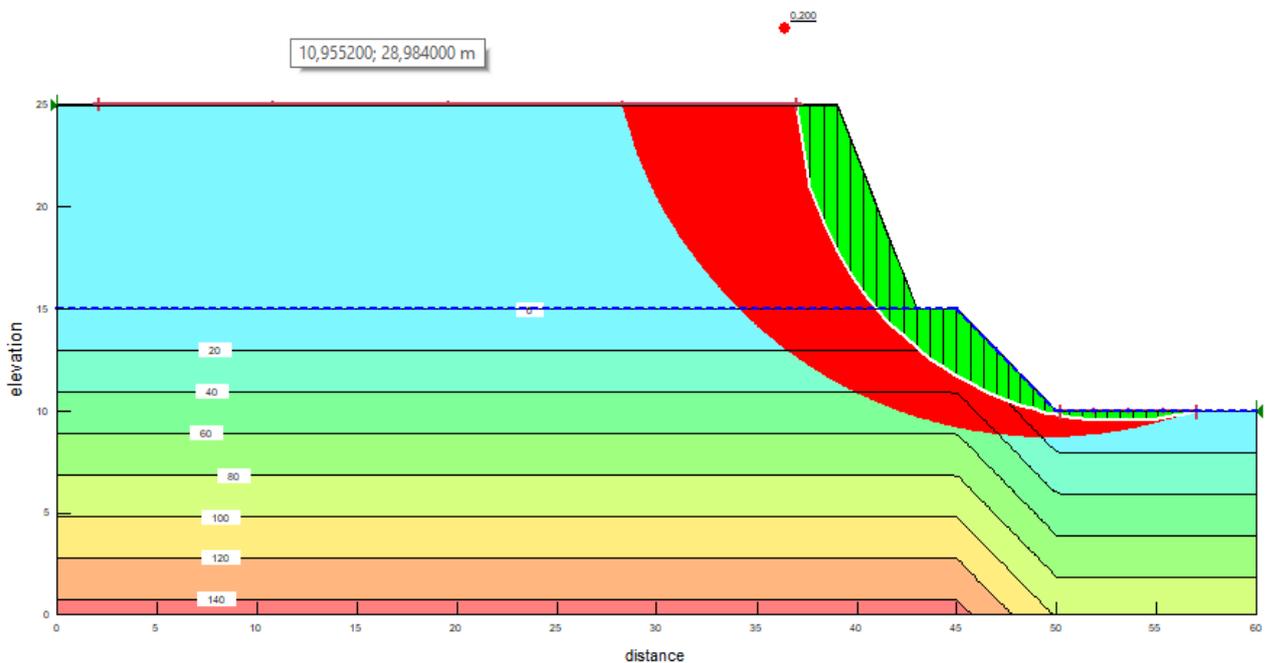


Figure 4.19: pression d'eau interstitielle.

Surfaces de glissement

Toutes les surfaces de glis

Sélectionner la surface de glissement

125 Autosélection critique

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon
125	0,200	53,113	25,651	16,127
94	0,268	48,975	30,446	21,401
89	0,268	48,463	30,204	20,845
84	0,269	48,003	29,966	20,34
99	0,270	49,529	30,692	21,999
79	0,272	47,608	29,734	19,901
90	0,313	45,832	25,765	17,57
95	0,313	46,397	25,803	18,136
85	0,315	45,31	25,728	17,047
100	0,316	46,995	25,841	18,736
80	0,320	44,839	25,691	16,575
73	0,356	48,094	42,001	33,217
68	0,360	47,461	41,409	32,372
63	0,364	46,853	40,822	31,55
58	0,370	46,272	40,24	30,756
53	0,377	45,724	39,663	29,996
74	0,403	44,083	31,989	25,503
69	0,409	43,399	31,731	24,774
64	0,418	42,733	31,475	24,064
59	0,430	42,087	31,221	23,374
54	0,446	41,466	30,969	22,708
47	0,446	51,937	72,958	63,161
42	0,448	51,317	71,598	61,727

Figure 4.20: les coefficients de sécurité des surfaces de glissements.

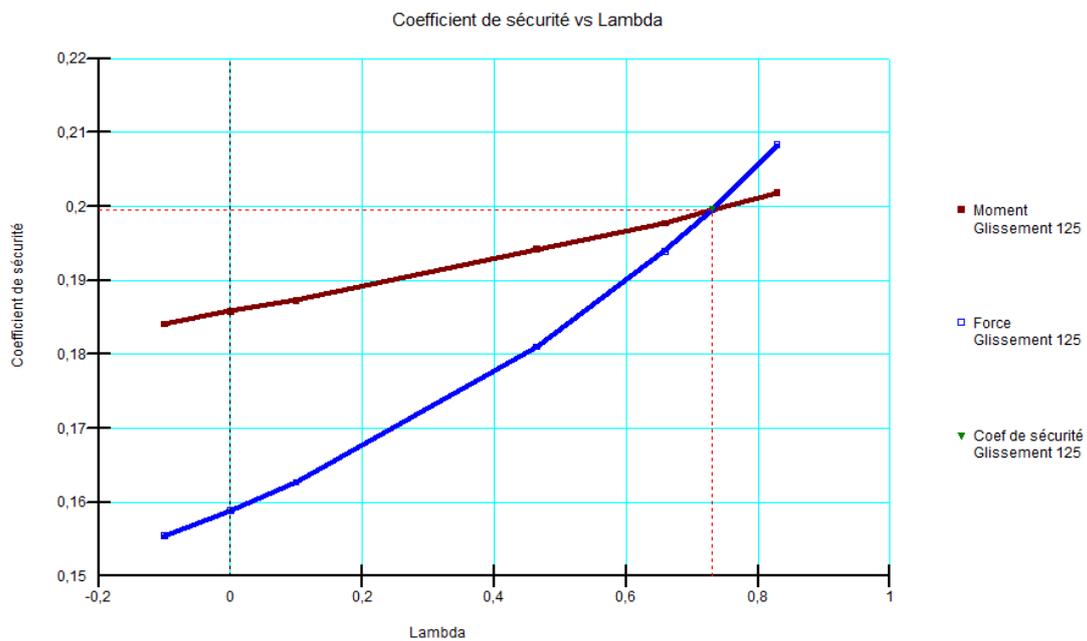


Figure 4.21 : coefficient de sécurité vs lambda.

▪ La méthode de bishop :

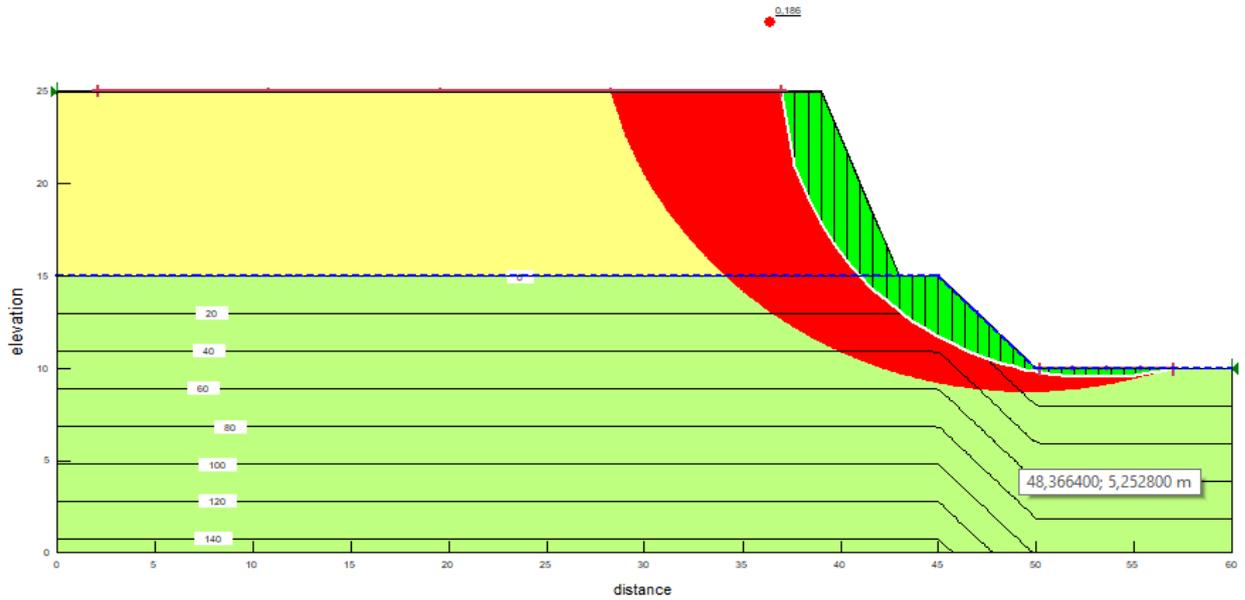


Figure 4.22: la position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =0,186.

▪ La méthode de Fellenius (ordinaire) :

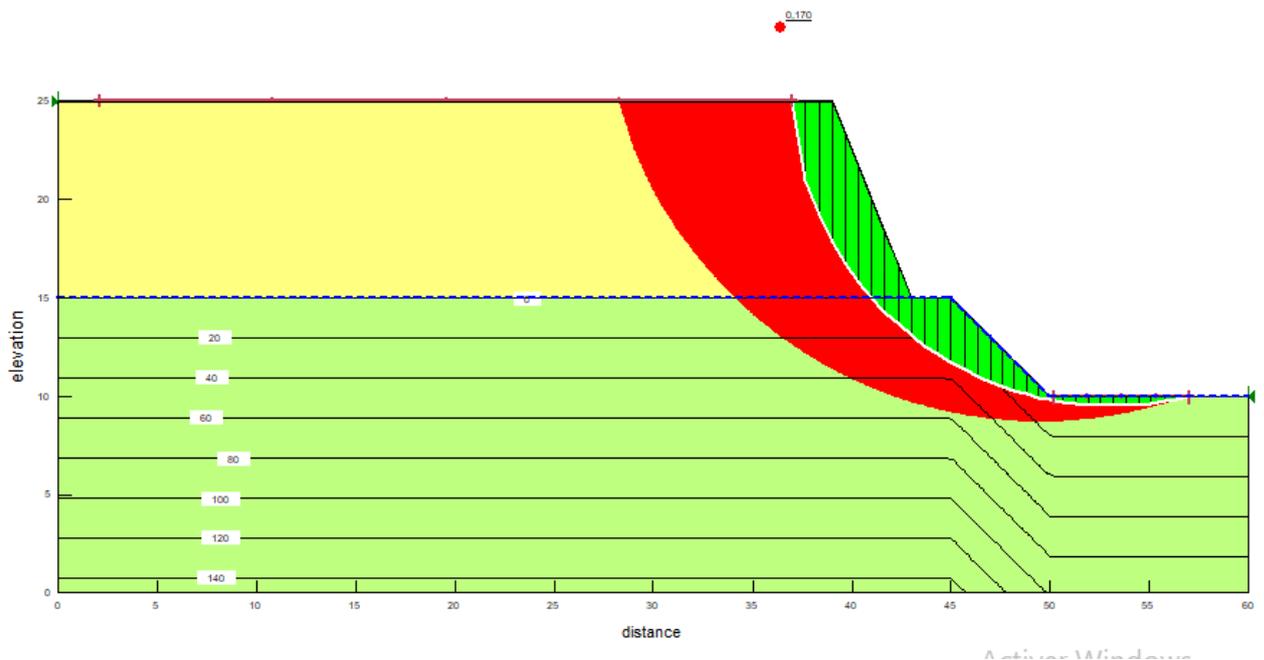


Figure 4.23: la position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique =0,170

❖ Cas 03 :

▪ La méthode de Morgenstern-Price :

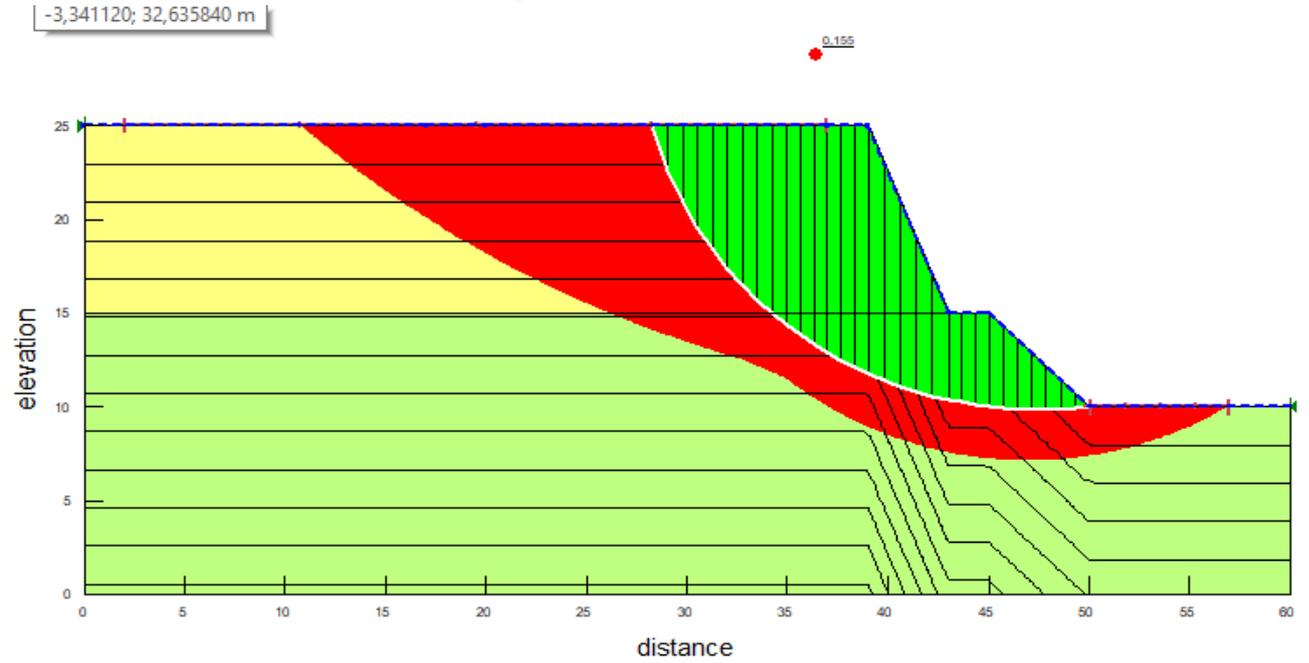


Figure 4.24: la position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité $F_s=0,155$.

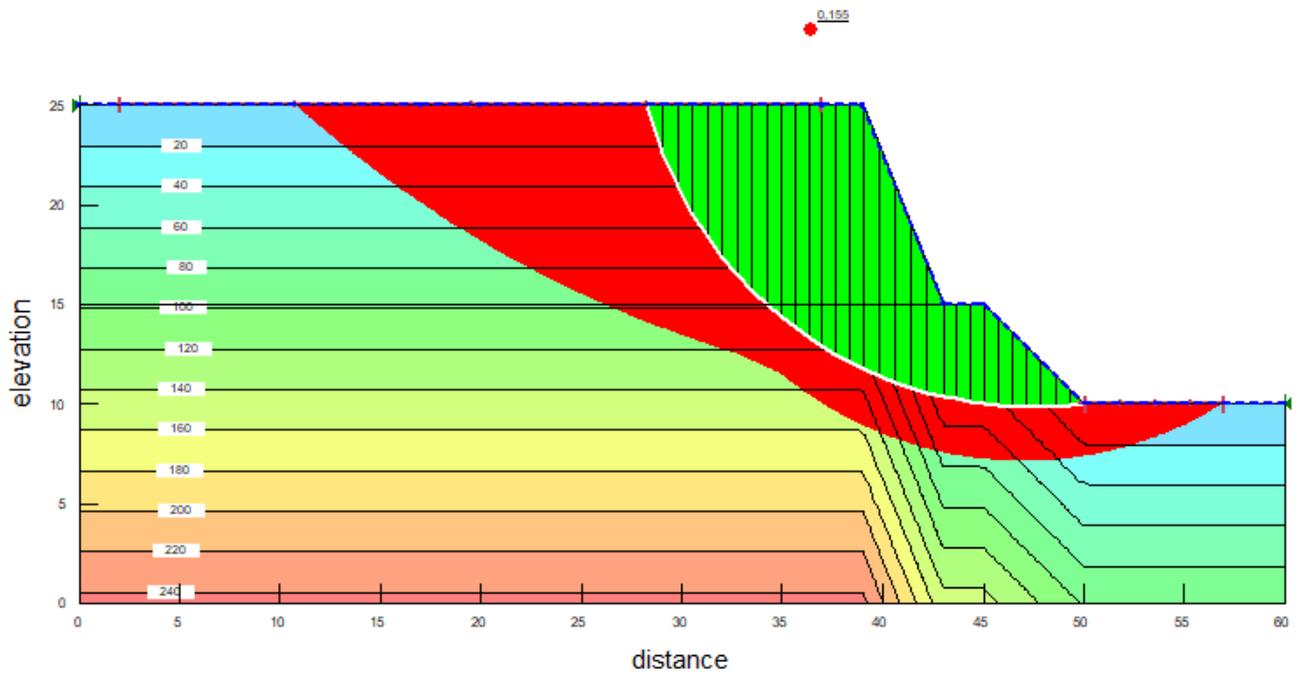


Figure 4.25: pression d'eau interstitielle.

Surfaces de glissement

Surfaces de glissement val

Sélectionner la surface de glissement

79 Autosélection critique

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon
79	0,155	47,576	29,723	19,883
84	0,156	47,974	29,959	20,326
89	0,159	48,438	30,2	20,835
94	0,162	48,956	30,445	21,398
99	0,169	49,518	30,694	22,005
80	0,197	44,804	25,689	16,556
85	0,198	45,278	25,726	17,031
90	0,202	45,807	25,764	17,561
73	0,209	48,074	42,012	33,233
95	0,210	46,378	25,803	18,133
68	0,210	47,433	41,412	32,376
63	0,211	46,816	40,817	31,543
58	0,212	46,228	40,227	30,739
53	0,215	45,674	39,642	29,969
100	0,217	46,985	25,842	18,742
47	0,250	51,907	72,996	63,202
42	0,251	51,278	71,618	61,747
37	0,252	50,67	70,245	60,313
32	0,253	50,086	68,878	58,903
27	0,254	49,528	67,518	57,52
69	0,262	43,371	31,733	24,778
74	0,262	44,064	31,994	25,516
64	0,263	42,696	31,473	24,058

Figure 4.26: les coefficients de sécurité des surfaces de glissements.

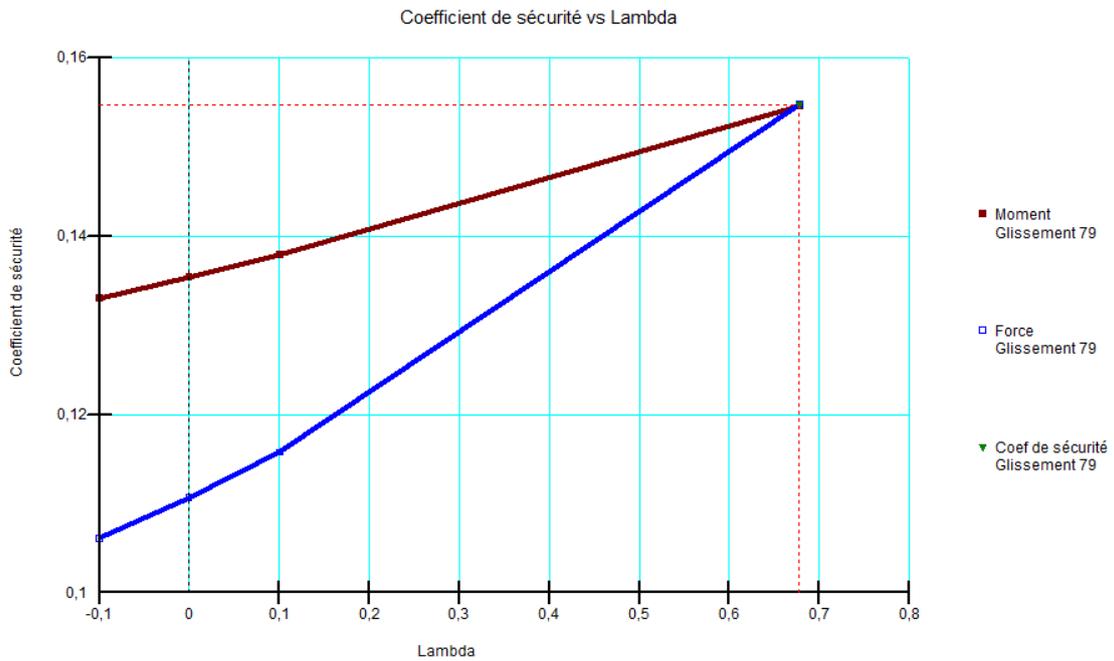


Figure 4.27 : coefficient de sécurité vs lambda.

■ La méthode de bishop :

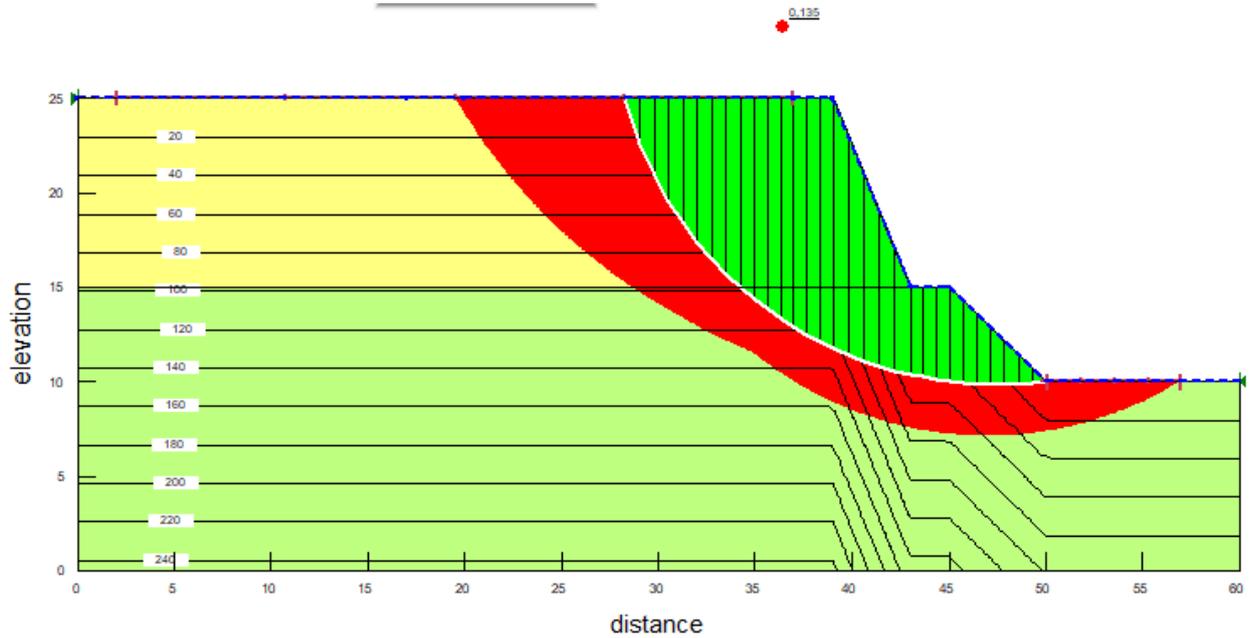


Figure 4.28: la position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique $F_s=0,135$.

■ La méthode de Fellenius (ordinaire) :

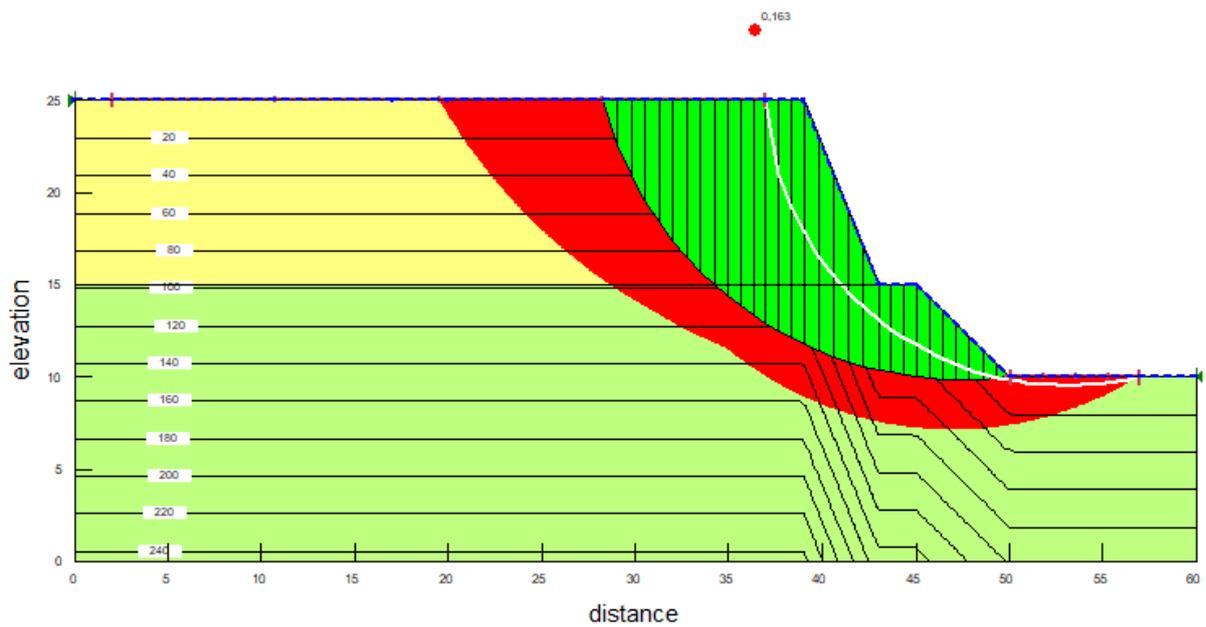


Figure 4.29: la position de cercle de glissement le plus critique avec le coefficient de sécurité le plus critique $F_s = 0,163$.

6) Interprétation

Les coefficients de sécurité sont inférieurs à 1,5 donc le talus est considéré comme instable et que les infiltrations des eaux, les caractéristiques mécaniques des couches de sol et les caractéristiques géométriques accentuent le problème ce qui se traduit dans les calculs par une diminution du facteur de sécurité.

Le facteur de l'eau joue un rôle très important, à titre d'exemple $F_s = 0.259$ sans nappe et $F_s = 0.135$ avec la prise en compte d'une nappe à la surface par la méthode de bishop.

4.5 Le code PLAXIS

La deuxième partie de notre étude numérique a été effectuée à l'aide du logiciel de calcul de stabilité des talus en élément finis « PLAXIS 2D ».

Le code PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux 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 plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. [30]

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, calculations, Output et curves) : [7]

Input :

Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales). La description se concentre tout d'abord sur la création d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis (mode de création géométrique).

Calculs :

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis.

Output :

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis.

Curves :

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

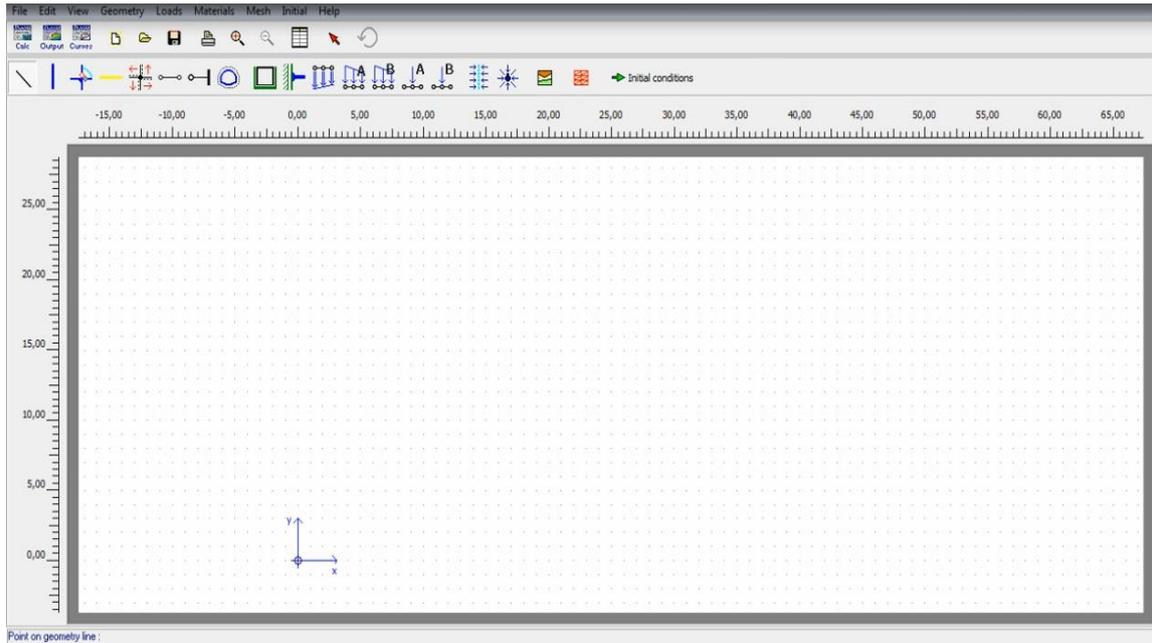


Figure 4.30: Fenêtre d'entrée des données de Plaxis.

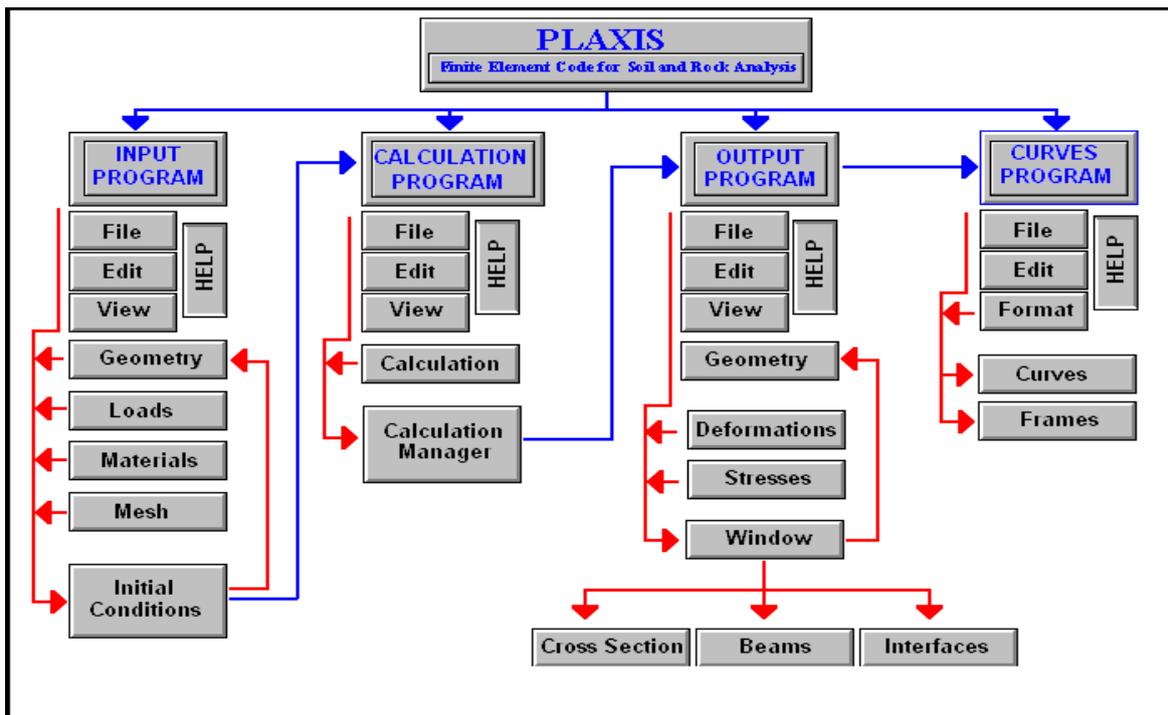


Figure 4.31: Organigramme du code Plaxis. [31]

4.5.1 Objectifs de PLAXIS

Est de fournir à l'utilisateur d'un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. [12]

4.5.2 Les modèles incorporés dans le PLAXIS

Le code utilisé contient les modèles constitutifs des sols suivants :

1) Modèle élastique linéaire

Le comportement mécanique des sols peut être modélisé à différents niveaux d'exactitude. La loi de Hook, par exemple, est la plus simple relation contrainte- déformations disponible. Cette loi considère le matériau comme étant linéaire, isotropique et élastique.

Le comportement est caractérisé par le module de Young, E , et le coefficient de Poisson, ν cette loi est trop simple pour modéliser le comportement réel des sols. [1]

2) Le modèle de Mohr -Coulomb (MCM)

Le modèle de Mohr -Coulomb, ou modèle elasto -plastique est un modèle constitutif de sol qui inclus cinq paramètres caractéristiques du sol, i.e. le module de Young, E , le coefficient de Poisson, ν sont représentatifs de l'élasticité du sol, l'angle de frottement interne

ϕ et la cohésion, c , sont représentatifs de la plasticité du sol, ψ est un paramètre qui représente la dilatance du sol. Le modèle de Mohr - Coulomb est considéré comme un modèle de première approximation du comportement du sol, et recommandé pour les analyses primaires des problèmes géotechniques.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau. [7]

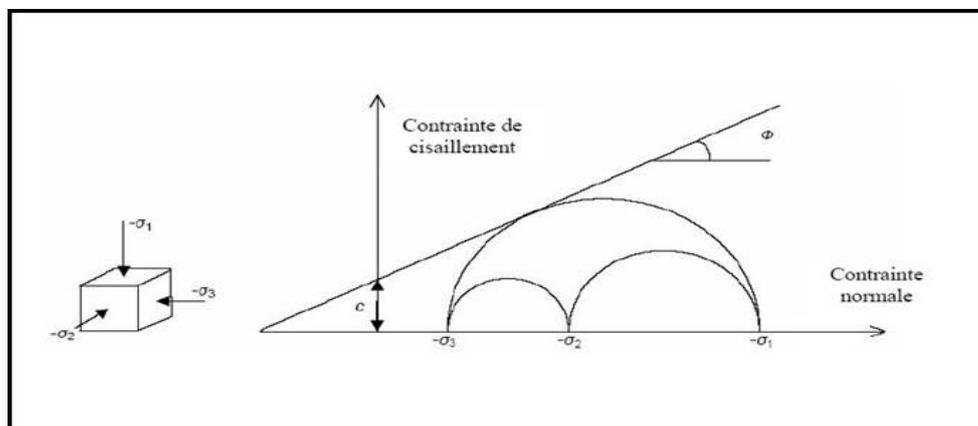


Figure 4.32: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb [7]

3) Modèle de durcissement par écouissage isotropique 'Hardening -Soil model' (HSM)

Le modèle de durcissement par écouissage isotropique ou 'Hardening -soil model' est un modèle beaucoup plus développé que le modèle de Mohr -Coulomb. Les états limites de contraintes sont présentés par l'angle de frottement, la cohésion, c'est l'angle de dilatance, ψ .

La rigidité du sol est quantifiée plus précisément par l'utilisation de trois différents paramètres de rigidité : la rigidité de chargement triaxiale, E_{50} , la rigidité de déchargement triaxiale, E_{ur} et la rigidité de chargement œdométrique, E_{oed} .

Par rapport au modèle de Mohr -Coulomb, le HS modèle prend en considération la dépendance aux contraintes, du module de rigidité, ce qui signifie que les rigidités augmentent avec la pression. [7]

Paramètres du HSM :

Les paramètres du HSM sont les suivantes:

c : cohésion (effective) ; [kN/m²]

ϕ : angle de frottement interne effectif ; [°]

ψ : angle de dilatance. [°]

Les paramètres de rigidité:

$E_{50\ ref}$: module sécant dans un essai triaxial ; [kN/m²]

E_{oedref} : module tangent dans un essai œdométrique ; [kN/m²]

m : Puissance (environ 0,58 pour les sables)

- Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens,

- Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme $0,5 < m < 1,0$. [35]

4.5.3 Début de modélisation

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des couches de sol : le coefficient de sécurité

Nous allons donner les résultats des trois cas étudiés :

a) Effet du chargement gravitaire seul

Sous l'effet du chargement gravitaire seule la valeur du facteur de sécurité est **FS =0.200** et la (Figure 4.33) représente le maillage déformé de talus sous l'effet du chargement gravitaire seul.

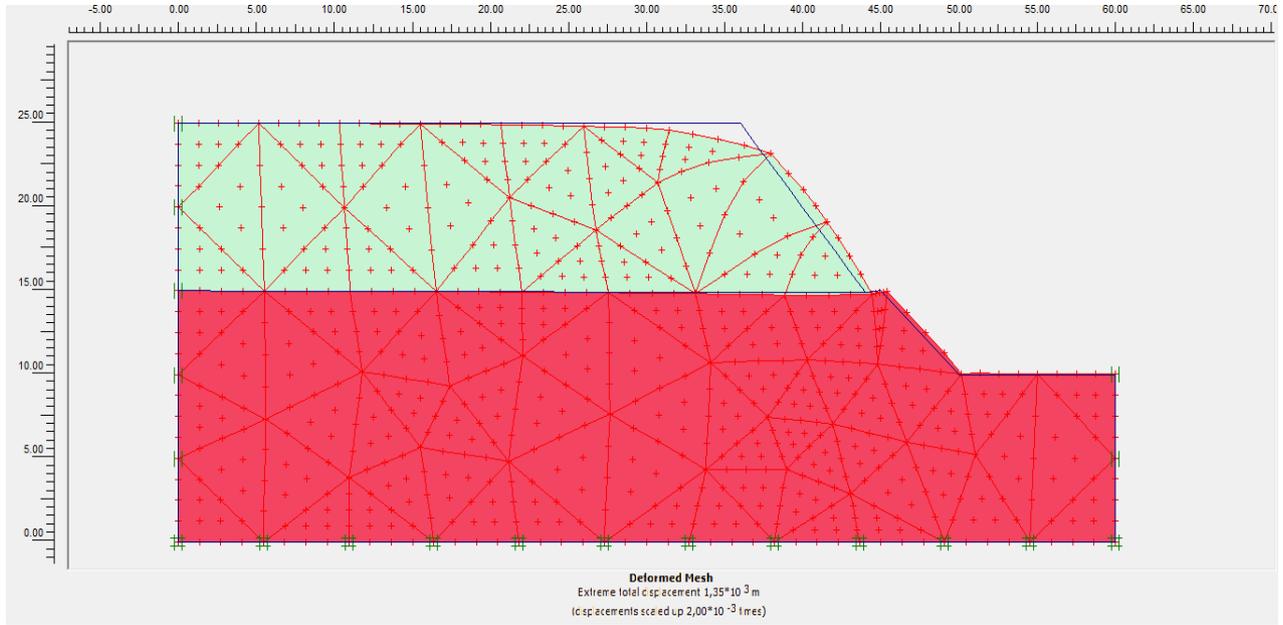


Figure 4.33 : Maillage déformé du talus sous chargement gravitaire seul - Cas N°01 (déplacement total extrême $1.35 \cdot 10^3$ m ; déplacement augmenté $2.00 \cdot 10^{-3}$ fois)

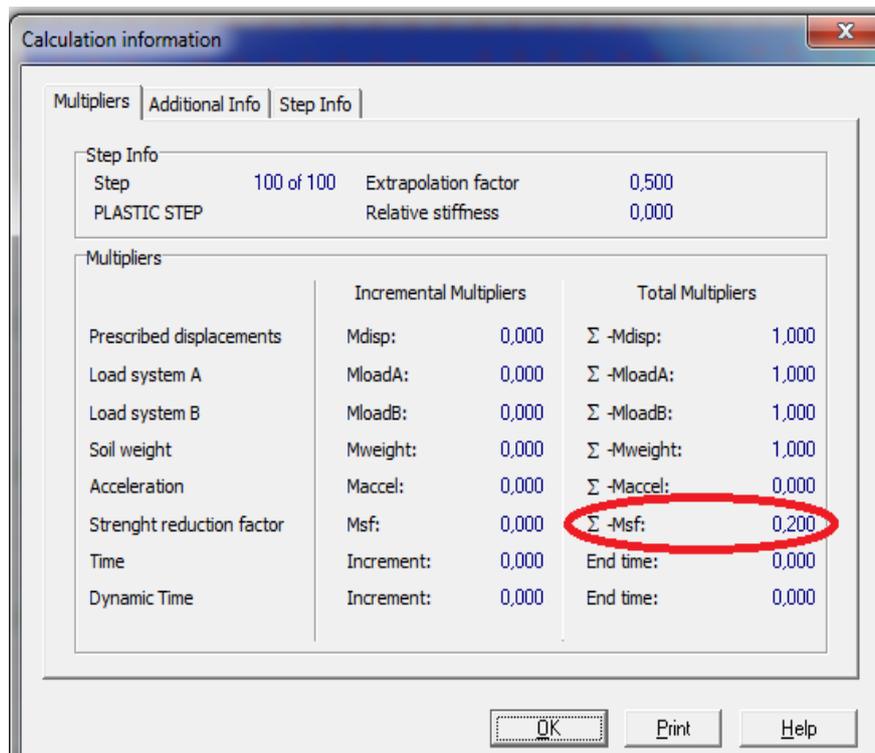


Figure 4.34 : Valeur du coefficient de sécurité - Cas N°01

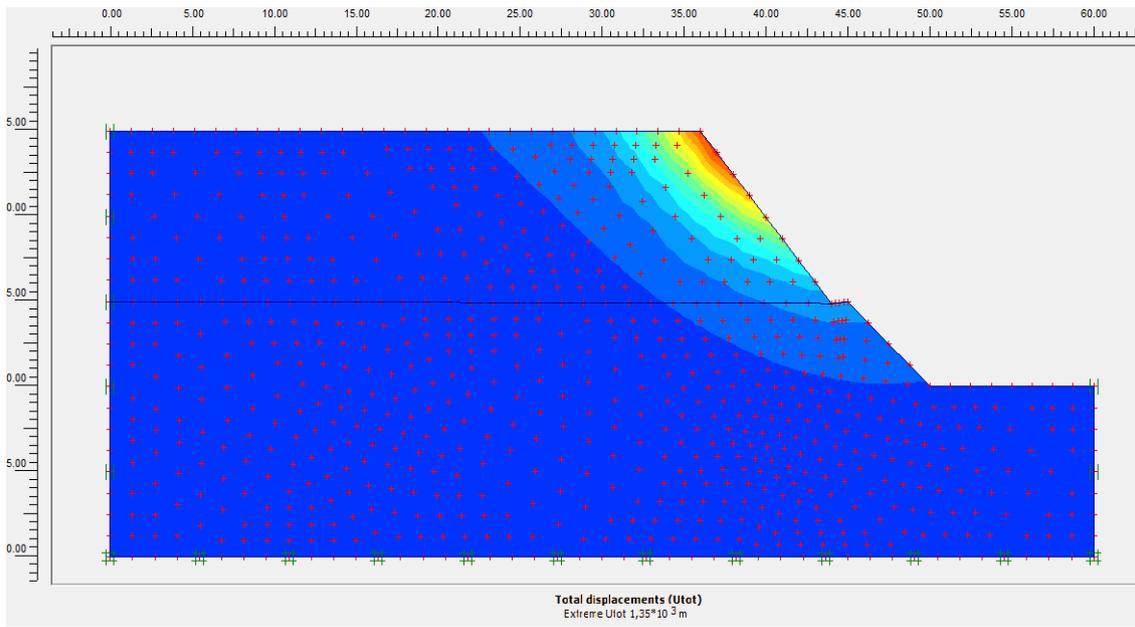


Figure 4.35 : les déplacements totaux - Cas N°01

b) Effet de la nappe d'eau sur le sol 2

Sous l'effet de la nappe d'eau sur le deuxième sol (la couche inferieur) la valeur du facteur de sécurité est **FS =0.201** ; et la (Figure 4.36) représente le maillage déformé de talus sous cette effet.

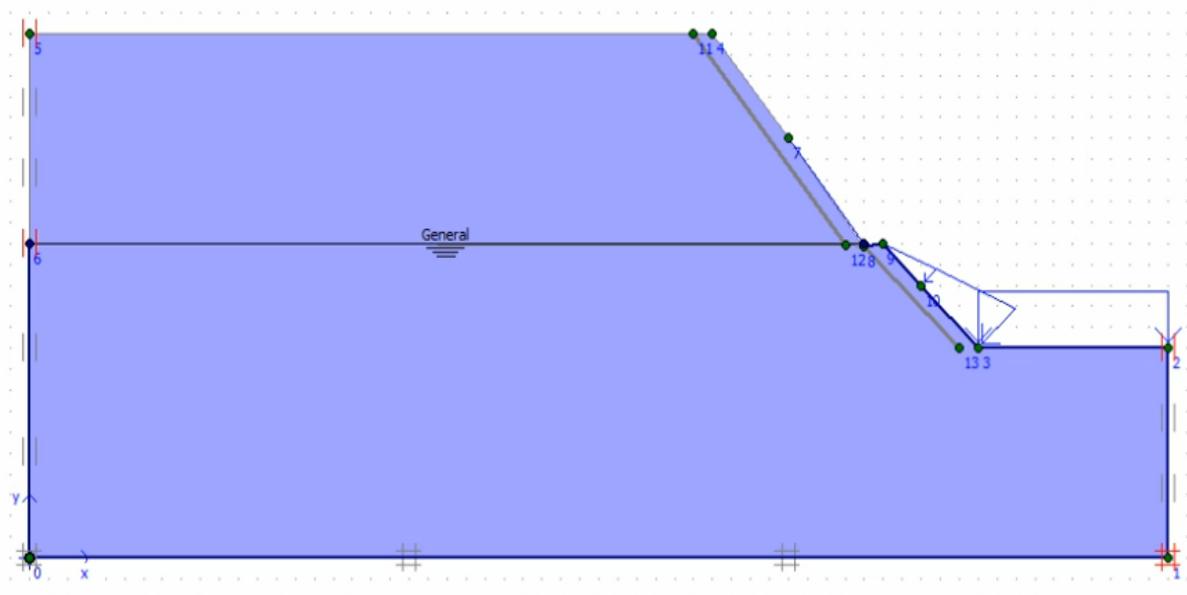


Figure 4.36 : Condition hydraulique dans PLAXIS 2D (cas 02).

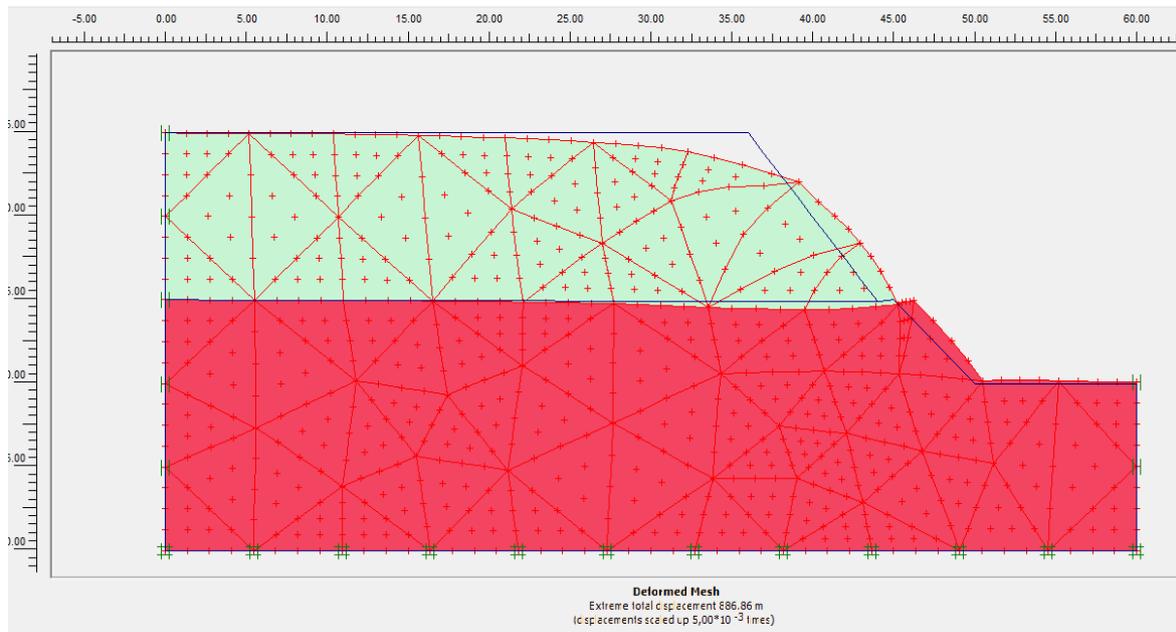


Figure 4.37 : Maillage déformé de talus sous l'effet de la nappe d'eau sur le deuxième sol - Cas N°02 (déplacement total extrême 886.68 m ; déplacement augmenté $5 \cdot 10^{-3}$ fois).

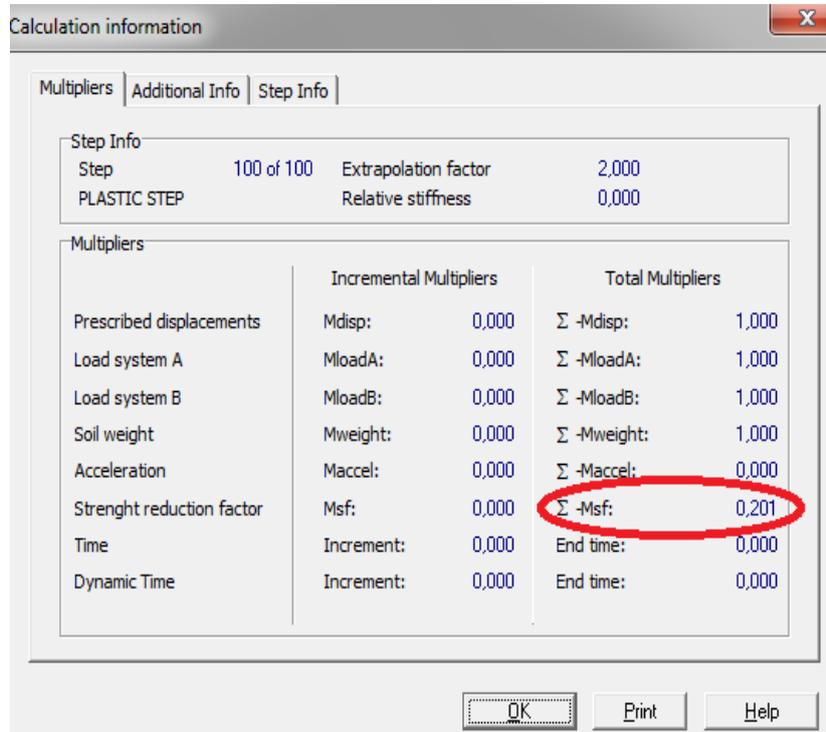


Figure 4.38 : Valeur du coefficient de sécurité - Cas N°02.

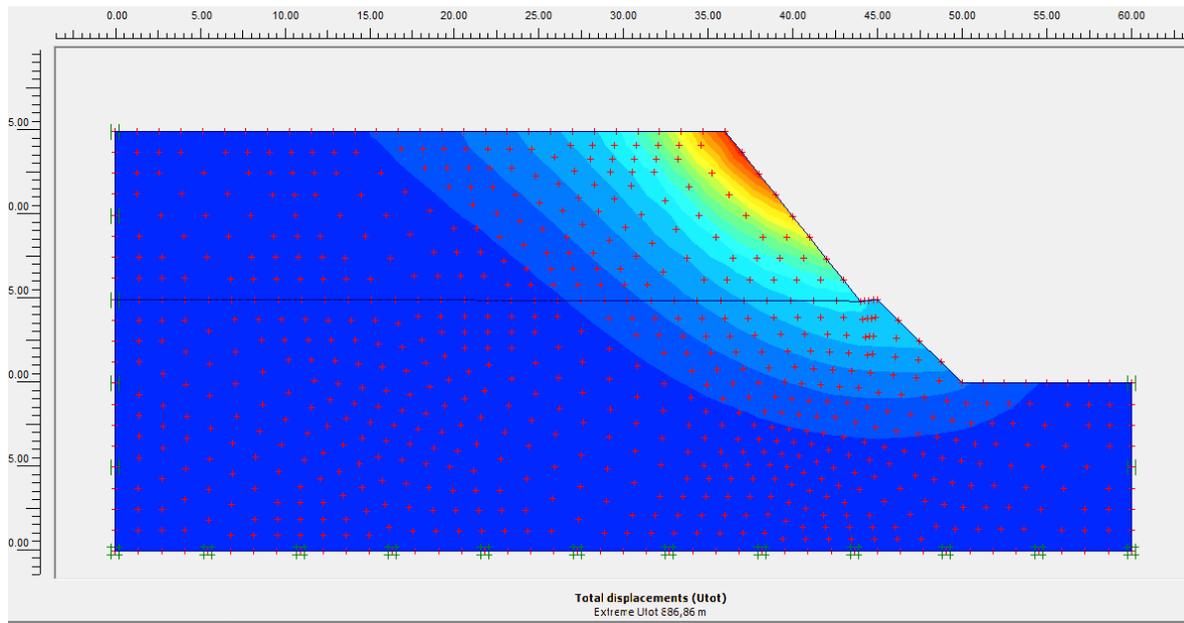


Figure 4.39: les déplacements totaux - Cas N°02.

▪ Effet de la nappe d'eau sur le sol complet (1+2)

Sous l'effet de la nappe d'eau sur le deuxième sol (la couche inférieure) la valeur du facteur de sécurité est **FS = 0.035** ; et la (Figure 4.40) représente le maillage déformé de talus sous cette effet.

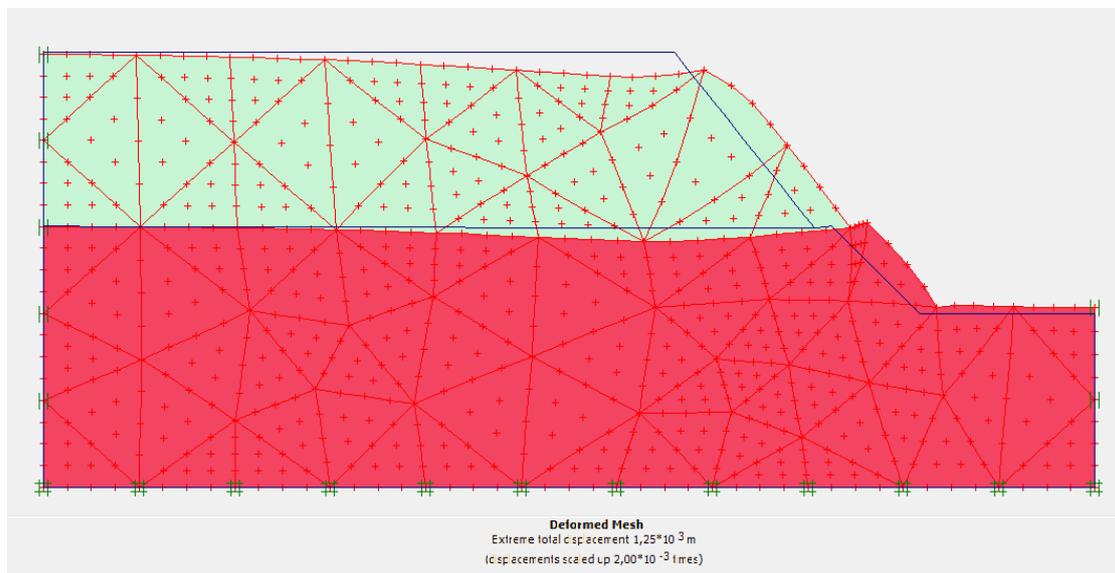


Figure 4.40: Maillage déformé du talus sous l'effet de la nappe d'eau sur le sol complet - Cas N°03(déplacement total extrême $1.25 \cdot 10^{-3}$ m ; déplacement augmenté $2.00 \cdot 10^{-3}$ m fois)

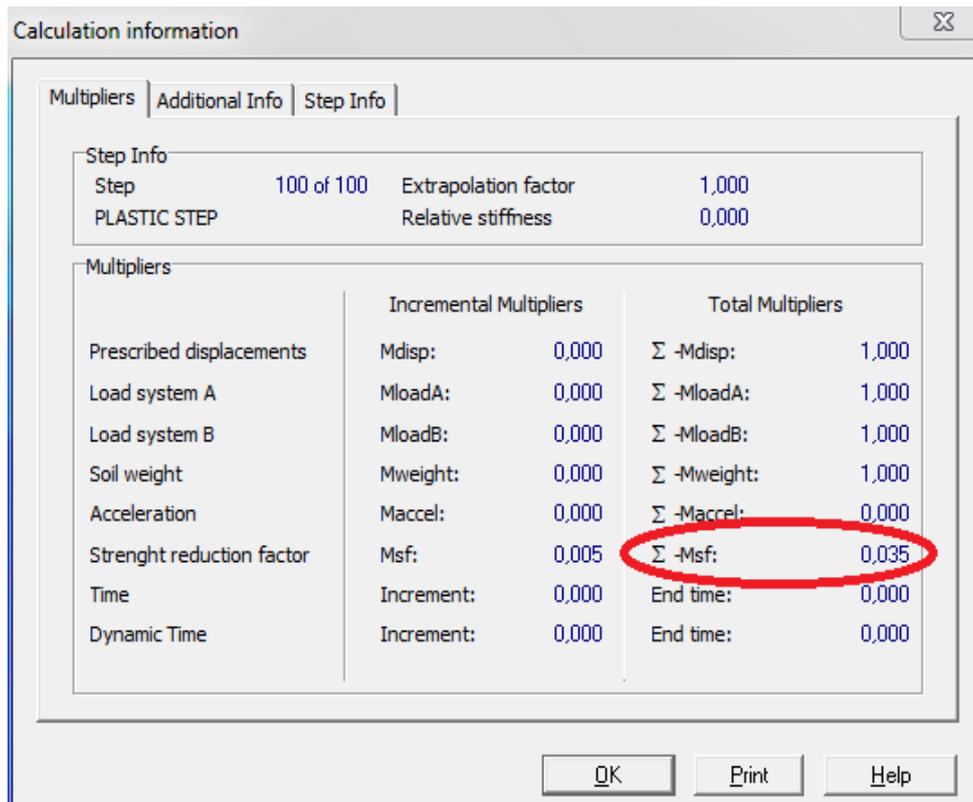


Figure 4.41: Valeur du coefficient de sécurité - Cas N°03.

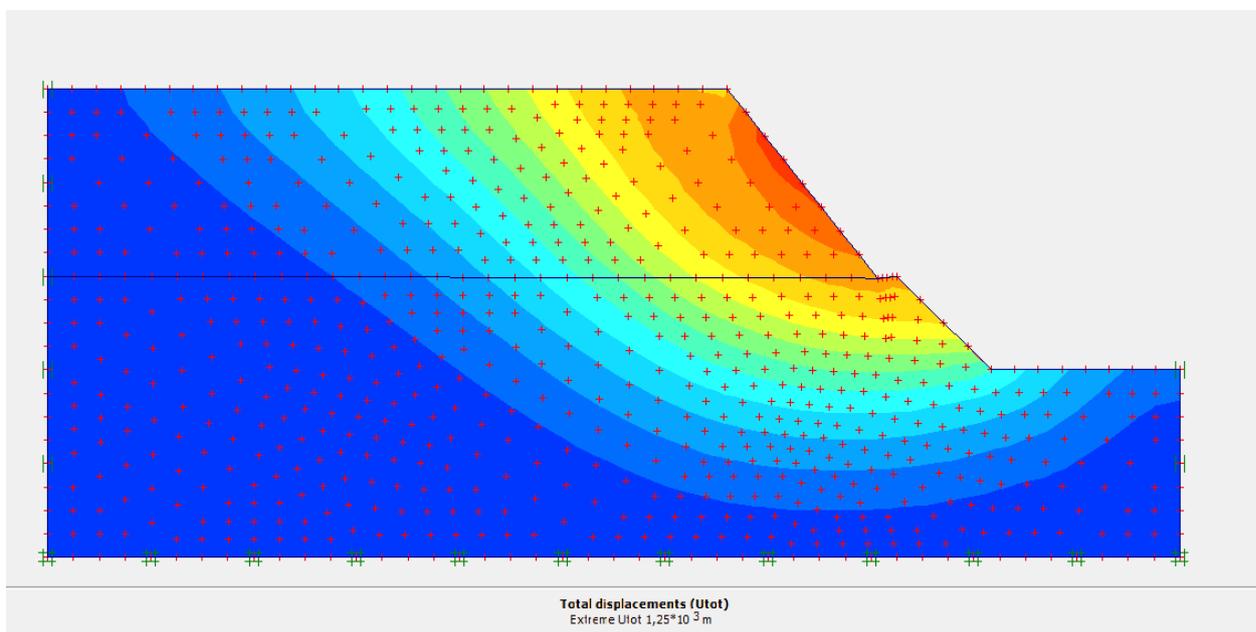


Figure 4.42 : les déplacements totaux - Cas N°03.

4.6 Comparaison entre la méthode numérique (en élément fini) et les méthodes classique (en équilibre limite)

La comparaison entre la méthode numérique en élément fini à l'aide de logiciel PLAXIS et la méthode classique (Méthodes de Morgenstern-price, Fellenius, Bishop) en équilibre limite à l'aide de logiciel GEOSLOPE, est représentée par le Tableau suivant :

L'effet	Méthodes	MP	Bishop	Fellenius	Plaxis
Chargement gravitaire seul	Facteur de Sécurité	0,269	0,259	0,218	0,200
La nappe d'eau sur le 2ème sol		0,200	0,186	0,170	0,201
La nappe d'eau sur le sol copmlet		0,155	0,135	0,163	0,035

Tableau 4.2: Valeurs du facteur de sécurité par EF et EL.

MP : la méthode de Morgenstern-Price.

4.7 Synthèse

L'écart entre les valeurs du facteur de sécurités calculées selon GEOSLOPE et leurs calculs à l'aide du code PLAXIS ne dépasse pas la limite de 2%, La raison de cette différence est que chaque logiciel a son propre méthode de calcul :

PLAXIS : utilise la méthode de « c-φ réduction » dans cette approche, le caractéristique $\tan\phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction ΣM_{sf}

GEOSLOPE : utilise la méthode des tranches pour déterminer le facteur de sécurité des massifs en pente constitués d'une ou de plusieurs couches de sol

(MP, Bishop, Fellenius)

Et par rapport les résultats des FS par les méthodes classiques MP, Bishop, Fellenius sont pratiquement les mêmes avec une petit différence de 0,001

Aussi avec ce deuxième étude avec le code PLAXIS le facteur de sécurité est inferieur à 1,5 donc on a besoin d'un confortement pour assurer la stabilité de notre talus.

4.8 Mise en place d'un système de conformément

Pour stabiliser le talus en question, il existe plusieurs méthodes mais qu'elle méthode adéquate ?

1^{ère} variante proposée :

Dans ce cas nous proposons l'utilisation des tirants d'encrage (4 tirants) dans le 3^{ème} cas avec l'influence de la nappe sur le sol complet (couche 1+2), donc on a placé notre confortement comme le montre la figure ci-dessous :

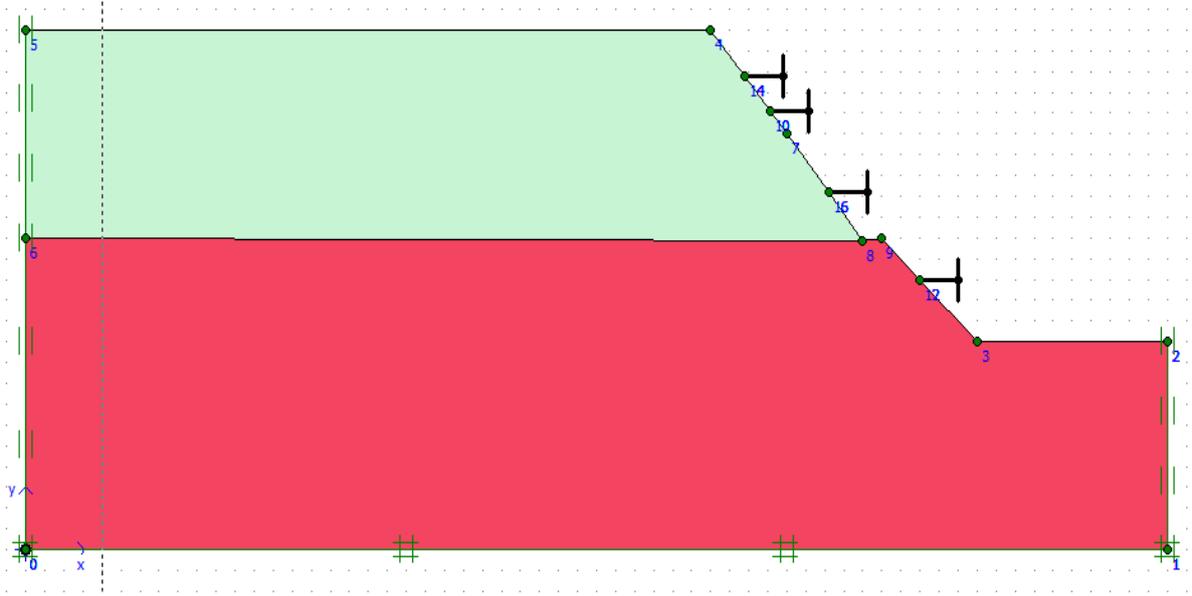


Figure 4.43: la géométrie du modèle et les zones de placement des tirants d'encrage.

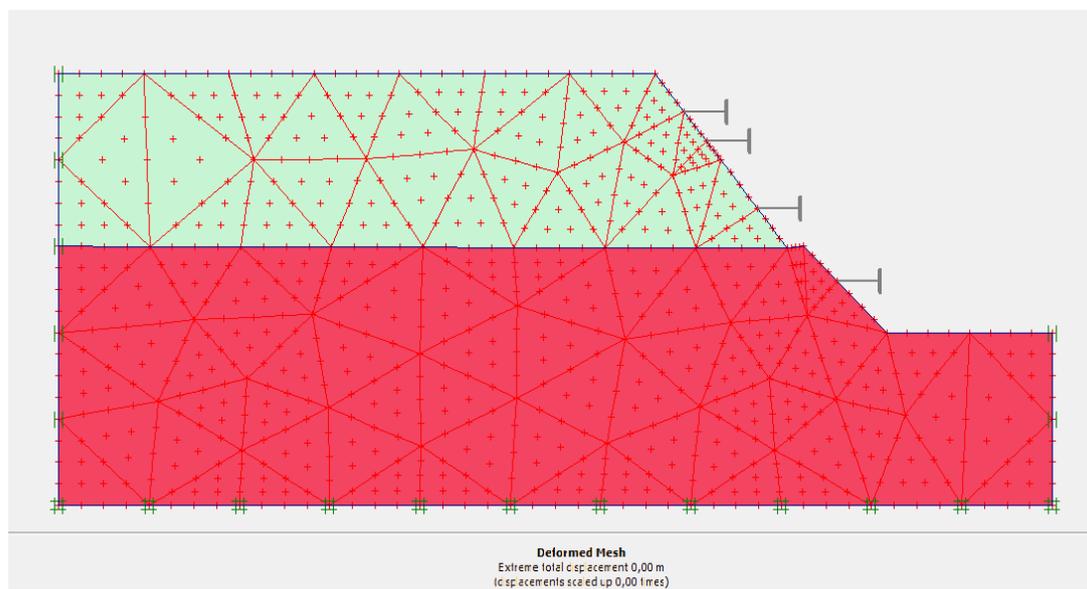


Figure 4.44: Maillage déformé après confortement par des tirants d'encrage - Cas N°03(déplacement total extrême 0 m ; déplacement augmenté 0 m fois).

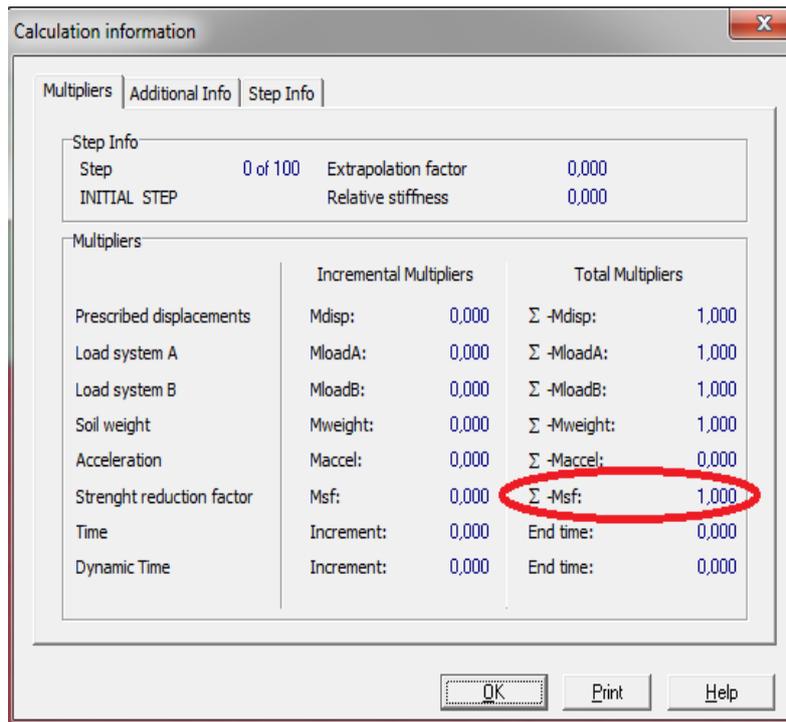


Figure 4.45: Valeur du coefficient de sécurité après confortement par tirants d'encrage =1,000

Après avoir renforcé par tirants d'encrage nous avons obtenu un FS de 1,000, selon l'importance de l'ouvrage, il faut acquérir un FS de 1.5 donc notre but c'est dépassé le 1.5 c'est pour cela nous avons proposé :

2^{ème} variante proposée :

Dans ce cas nous proposons l'utilisation de géotextile dans le 3^{ème} cas avec l'influence de la nappe sur le sol complet (couche 1+2), donc on a placé notre confortement comme la montre la figure ci-dessous :

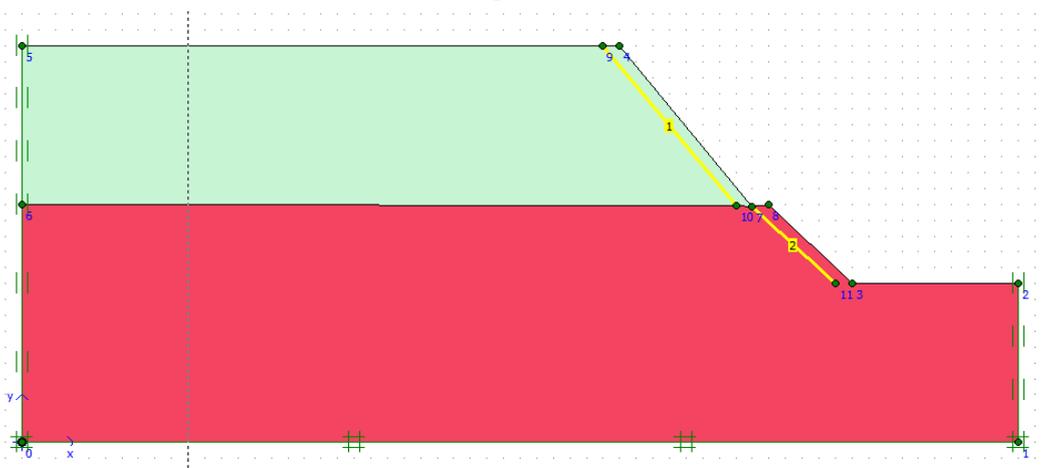


Figure 4.46: la géométrie du modèle et les zones de placement de géotextile.

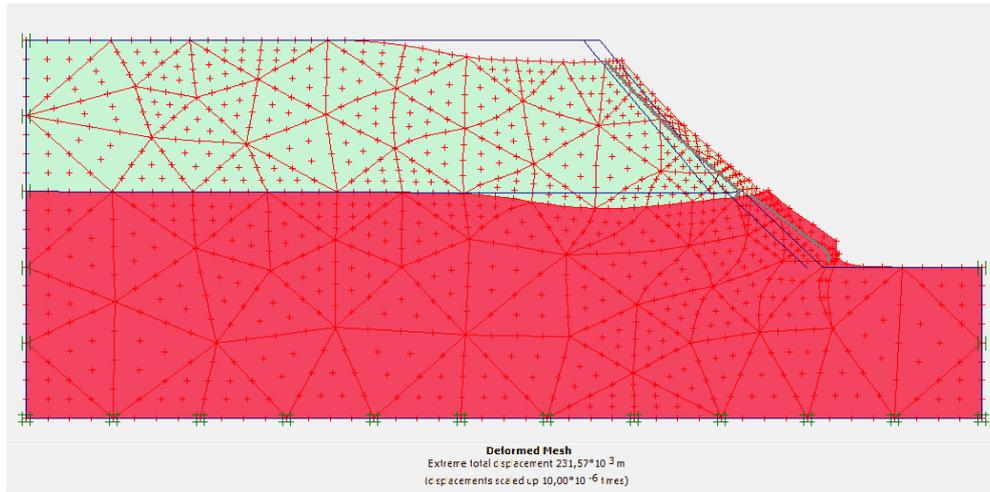


Figure 4.47: Maillage déformé après confortement par géotextile - Cas N°03(déplacement total extrême $231.57 \cdot 10^{-3}$ m ; déplacement augmenté $10.00 \cdot 10^{-6}$ m fois)

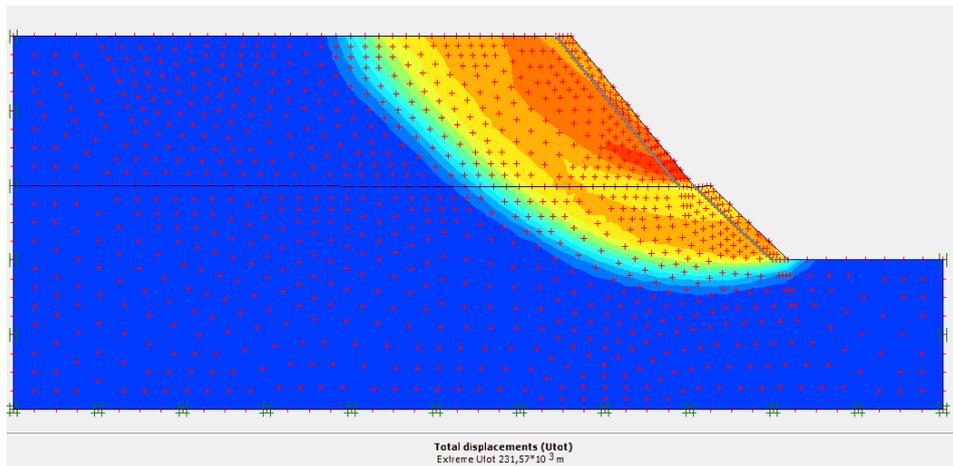


Figure 4.48 : les déplacements totaux après confortement par géotextile - Cas N°03.

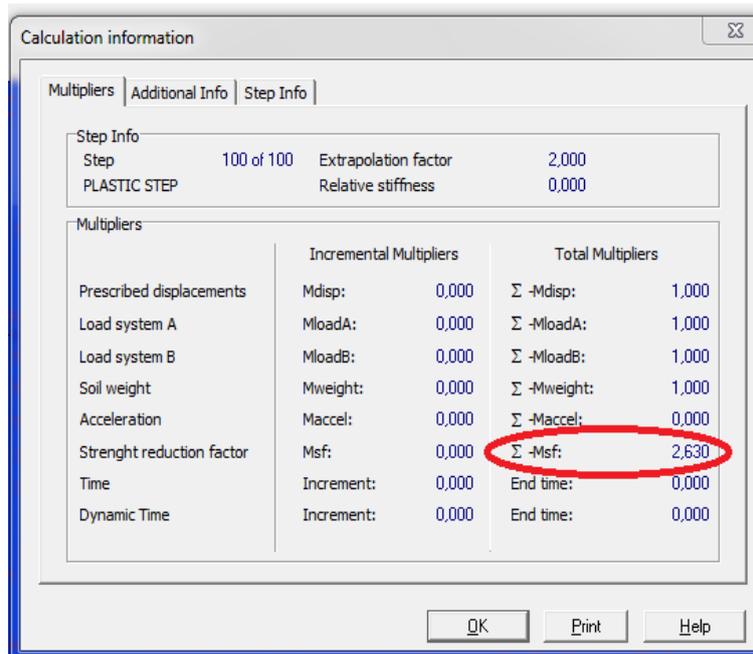


Figure 4.49: Valeur du coefficient de sécurité après confortement par géotextile =2.630.

La valeur maximale du coefficient de sécurité dans la dernière variante est de **2,630** donc le talus est stable et c'est la solution la plus adéquate pour notre cas

Les résultats présentés sur la figure (4.45) montre que le renforcement par tirants d'encrage offre un coefficient de sécurité faible ,bien que celui des géotextiles offre un FS très élevée la cause d'obtention de ces résultats c'est que le plaxis manipule en C / ϕ (PHI) réduction méthode.

Ceci est le résultat de notre expérience a la zone d'El Emir Abdelkader qui indiquent que la meilleure solution pour glissement c'est bien le géotextile.

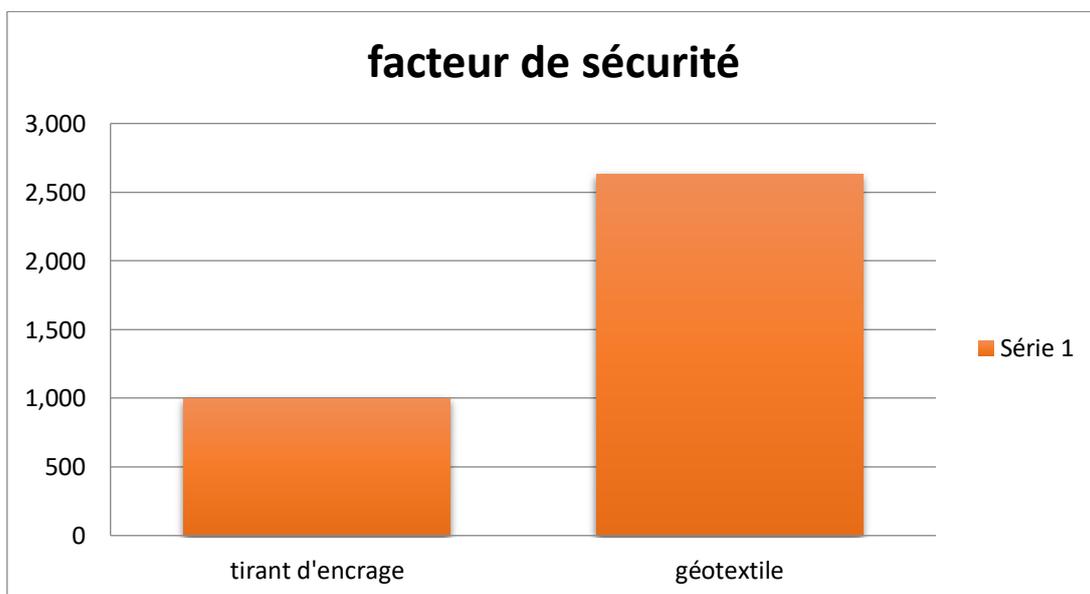


Figure 4.50: Comparaison des coefficients de sécurité entre les solutions.

Conclusion

Pour assurer la stabilité des pentes il faut que la méthode de renforcement soit adéquate, et pour choisir la bonne solution il faut en premier calculer le coefficient de sécurité ce dernier c'était par la méthode des éléments finis par les deux logiciels comme était mentionner dans ce chapitre.

Ensuite le choix de méthode de renforcement est effectué en fonction de coefficient de sécurité le plus élevé ce qui est assurée par les géotextiles.

Conclusion générale

L'étude de glissement de terrain se base sur l'observation sur le site, les essais qui permettent d'avoir les couches constituant le terrain et leur caractéristique (la cohésion et l'angle de frottement) qui nous permettent d'estimer la surface de glissement pour proposer des solutions de confortement adéquate.

Afin de mieux positionner le contexte de notre travail, nous avons d'abord réalisé un résumé des différents modes et méthodes d'instabilité de pente et les méthodes classiques et actuelles d'analyse de ces instabilités ainsi que la méthode des éléments finis.

Une modélisation numérique a été faite dans ce mémoire d'un cas réel qui se situe à El Amir Abdelkader Ain Temouchent, cette modélisation a été menée à l'aide du deux codes de calcul (Geoslope et Plaxis).les coefficients obtenue sont toute inférieure à 1,5 cela veut dire que le talus étudié est instable.

Donc pour assurer la stabilité du talus on a proposé deux solutions :

- l'utilisation des tirants d'encrage (4 tirants).

- l'utilisation des géotextiles.

Après avoir le renforcement on a obtenue de coefficient de sécurité: $FS=1$ après le renforcement par tirants et $FS=2,63$ après le renforcement par géotextiles.

On constate que le confortement du glissement par confortement en géotextile est une technique fiable et avantageuse , et en plus c'est un procédé facile à maitre en œuvre et la durée de vie.

Références

- [1] :Melle.cherboul fatima «Analyse de la stabilité et modélisation numérique d'un glissement de terrain» UNIVERSITE LARBI TEBSSI –TEBESSA 2015/2016.
- [2] : Alp'Géorisques ; ''Les mouvements de terrain'' ; ministère de l'écologie et du développement durable ; Page (5);Septembre 2004 ; France.
- [3] : Couture, R., Glissement de terrain sur la route du lac Cecil;Peace River. 2017.
- [4] :Melle.FADHEL SANAA «Stabilité et Renforcement des sols. Etude de cas». Université Mohamed khider Biskra 20104.
- [5] : Sicroff, A.A., L'affaissement progressif. Vol. 39. 1960: Didier.
- [6] : Helmut Rott ; '' Rott Landslide Characteristics and Observations'' ; Summer School Alpbach 2006 ; France. ; Page 5.
- [7] :Merouana Rym ,Medar Narimen ,Bouzaher Fadia «Modélisation numérique et renforcement de la route RN16 Ain Synour Souk-Ahras du PK 02+050» Université Badji Mokhtar Annaba 2018.
- [8] : Aissa Mohamed hamza ; Maddouche khadidja ; '' analyse et modélisation d'un Glissement de terrain'' ; mémoire master ; Promotion 2010/2011 Université De Khemis Miliana ; page (16), (22) ; Algérie.
- [9] :Mr.Chibab Mohamed et Mr.Griou Sadam «Analyse de la stabilité de la pente en utilisant la modélisation numérique : application au glissement de terrain du centre hospitalier universitaire « ISAAD Hassani » Beni Messous-Alger. Université Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana 2017/2018.
- [10] : Andres, F. et Wulliman, R. Travaux en tranchée. 2ème Edition Française, Baufachverlag S.A. Zurich. 1986.
- [11] :Mr. Taleb Abderrahmane «stabilité des pentes ». Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf Mila 2020.
- [12] :Melle.Goual Wissam «Analyse de l'influence de la chronologie des travaux et des terrassements sur la stabilité des rives de barrages en terre». Université Abou Bakr Belkaid tlemcen 2018/2019.
- [13] : Lefriki Souad Juin 2015, EFFET DE LA VARIATION DE LA COHETION SUR LE COMPORTEMENT DES PENTES. Mémoire de Master 2ème année, Université Mohamed

Khider ; Faculté des Sciences et de la technologie Département de Génie-Civil et Hydraulique Biskra.

[14]: Vaunat J., Lerouels., Faure R.M. Slope movements: a geotechnical perspective, 7th IAEG congress, Lisbonne, pp. 1637-1646, 1994.

[15] : François Mitterrand ; '' l'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes partie I méthodes à la rupture '' ; Méthode a la rupture.2000. ; Page (7) ; France.

[16] : Jean-Louis Durville ; ''Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble'' ; Toute reproduction sans autorisation du Centre français d'exploitation du droit de copie est strictement interdite ; Techniques de l'Ingénieur ; traité Construction ; Page (6), (7).

[17] : Nordine M. Z. Contribution à l'étude numérique de la stabilité des pentes sous chargement dynamique et de leur renforcement par Plaxis 2D, Mémoire de Master, Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Algérie. 2010.

[18] :Bendjeddou,A.,Etude des glissements routiers Au Nord Est de l'Algérie .2015 ,Université Mohamed Khider-Biskra .p.68 69.

[19] : Jean-Pierre MASEKANYA. Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique. Thèse de Docteur en Sciences de l'Ingénieur. Université de Liège. 2007.

[20] : Fellenius W. – Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion. Berlin, Ernst, 1927.

[21] : Bishop A.W. - The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis, Géotechnique, 21 (2), pp. 168-172, 1971.

[22] : Alexander Cabral :'' analyse de la stabilité des pentes'' ; université de Sherbrooke génie civil ; page (20) ; Canada.

[23] : Mr.Kabou Yanour et Mr.Merad Larbi « TUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE TARGUA OUZEMOUR (BEJAIA) ». UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA.juin 2013.

[24] :Melle.Sellami Soumaya et Melle.Belamri Samia . « Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW 16 Ait idriss Bejaia ». Université Abderrahmane MIRA-Bejaia2013/2014.

[25] : Etude d'un glissement de terrain avec Geostudion 2004 mémoire fin d'étude.

[26] : Huybens, N., Tassement. 2014.

[27] : AISSA.Mohamed Hamza, H.K., analyse et modélisation d'un glissement de terrain. 2011: p. 44-45 64-65.

[28] :Boulon M, Flavigny E, Malcot Y et d'autres : « Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique », document1, Laboratoire 3S et Terrasol, Novembre 2004.

[29] : R.B.J Brinkgreve : ''Manuel de référence version 8'' ; Delft University of technology ; Pays-Bas ; DELFT ; 2003.

Site web

<https://fr.scribd.com/document/369176561/terrassements-2013-pdf>

<https://www.revuein.com/media/redaction/actualite/342acedcac4a904493d03288d39668af5b154aa6b6822.jpg>

http://public.iutenligne.net/genie-civil/geotechnique/fauqueux/colonnes_ballastees/co/Colonnes_ballastees_16.html.

https://www.gesteau.fr/sites/default/files/gesteau/content_files/document/p2_fascicule_techinique_lm.pdf

<https://www.soltechnic.com/nos-activites/soutenement-des-terres/107-paroi-clouee.html>.

<https://www.maccaferri.com/id/wp-content/uploads/2019/11/MacMat-geomat.jpg>.