

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ibn-Khaldoun de Tiaret
Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil



En vue de l'obtention du Diplôme de
MASTER ACADEMIQUE
Option : Géotechnique

THÈME

Étude de la stabilité et du renforcement d'un
glissement de terrain dans une zone à risque élevé

Présenté par:

ALLAK ABDELHADI
DJEMAL MANEL

Le jury des examinateurs est composé de:

Mr: M. BEKKI	- Président
Mr: B. SERBAH	- Encadrant
Mme: Z. RENNAK	- Examinatrice
Mme: A. DRAOUI	- Examinatrice
Mme: L. KHARROUBI	- Examinatrice

Année universitaire: 2023/2024

Remerciements

En premier lieu, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre encadreur, Monsieur Serbah Boumediene, qui nous a fait l'honneur de travailler sous sa direction pour obtenir notre diplôme de master.

Nos sincères remerciements vont vers les membres du jury :

- Monsieur M. BEKKI, Professeur à l'Université Ibn-Khaldoun de Tiaret, qui a accepté de présider le jury de notre soutenance de master,
- Dr Z. RENNAK,
- Dr A. DRAOUI,
- Dr L. KHARROUBI.

Sans oublier Monsieur Y. TLIDJI pour ses remarques et ses conseils pertinents ainsi que pour son soutien.

Pour finir, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de cette mémoire dans de bonnes conditions.

Dédicaces

Je dédie ce travail a mes chers parents

Ma Mère

Vous m 'avez donné la vie, la tendresse et le courage pour réussir Tout ce que je peux t 'offrir ne pourra exprimer l 'amour et la reconnaissance que je vous porte. J 'avoue vraiment que vous êtes pour moi la lumière qui me guide vers le chemin de la réussite. C 'est â vous que je dois mon succès

En témoignage, je vous offre ce modeste travail pour vous remercier de vos sacrifices consentis et pour l 'affection dont vous m 'avez toujours témoignée.

Mon père

L'épaule solide, l'oeil attentif compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect

Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que dieu vous préserve et vous procure santé et longue vie.

A Mes frères et seures

Aucune dédicace ne saurait exprimer tout l'amour que j 'ai pour vous, votre joie et votre gaieté me comblent de bonheur.

Puisse Dieu vous garde, éclaire votre route et vous aide à votre tour vos voeux les plus chers A mes chères amies je vous remercie pour vos amitiés chères à mon coeur, et je vous souhaite tout le bonheur du monde.

ملخص

تعد الانزلاقات الأرضية واحدة من أخطر المشاكل وأكثرها انتشارًا في مجال الهندسة الجيوتقنية، خاصة في المناطق الحضرية. يهدف عملنا إلى دراسة استقرار وتقوية الانزلاقات الأرضية في منطقة عالية المخاطر.

بدأنا بدراسة الحركات والجوانب الجيوتقنية للأرض، ثم اكتشفنا مختلف الطرق المستعملة في الحساب والتقوية. استندت دراسة استقرار الأرض إلى طريقة العناصر المحدودة، وتم نمذجة حالتنا باستخدام برنامج PLAXIS 2D لتحديد الإزاحة ومعامل الأمان. مكنتنا هذا التحليل من تقييم عدم استقرار التربة وتحديد نوع التقوية المناسب.

في المحاولة الأولى لنمذجتنا، وجدنا أن معامل الأمان أقل من 1.5 ، $Fs = 1.035 < 1.5$ ، مما يشير إلى أن الأرض غير مستقرة. لاحظنا تشوهًا كبيرًا وإزاحة إجمالية تبلغ 9.4 سم.

بعد ملاحظة عدم استقرار المنحدر، اقترحنا كحل مناسب استخدام الخوازيق والردميات المعززة بالجيوقريل في منطقة قاعدة سطح الانهيار.

كلمات مفتاحية : انزلاق ، معامل الأمان ، تقوية ، خازوق ، جيوقريل ، PLAXIS 2D

Résumé

Les glissements de terrain sont l'un des problèmes les plus graves et les plus répandus dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, en particulier dans les zones urbaines. Notre travail porte sur l'étude de la stabilité et du renforcement des glissements de terrain dans une zone à risque élevé.

Nous avons commencé par étudier les mouvements et les aspects géotechniques du terrain, puis nous avons exploré diverses méthodes de calcul et de renforcement. L'étude de la stabilité du terrain a été basée sur la méthode des éléments finis, et la modélisation de notre cas a été effectuée avec le logiciel PLAXIS 2D afin de déterminer le déplacement et le facteur de sécurité. Cette analyse nous a permis de juger de l'instabilité du sol et de prévoir un type de renforcement approprié.

Dans la première tentative de notre modélisation, nous avons constaté que le coefficient de sécurité est inférieur à 1.5 ($F_s = 1.035$), ce qui indique que le terrain est instable. Nous avons observé une déformation importante et un déplacement total de 9,4 cm.

Après avoir observé l'instabilité du talus, nous avons proposé comme solutions adéquates l'utilisation de pieux et de remblais renforcés avec géogrille dans la zone de pied de la surface de rupture.

Mots clés : Glissement, facteur de sécurité, renforcement, pieux, géogrille PLAXIS 2d

Abstract

Landslides are one of the most serious and widespread problems in the field of geotechnical engineering, particularly in urban areas. Our work focuses on the study of the stability and reinforcement of landslides in a high-risk area.

We began by studying the movements and geotechnical aspects of the terrain, then explored various calculation and reinforcement methods. The study of terrain stability was based on the finite element method, and the modeling of our case was carried out with PLAXIS 2D software to determine displacement and the safety factor. This analysis allowed us to assess soil instability and to propose an appropriate type of reinforcement.

In the first attempt at our modeling, we found that the safety coefficient is less than 1.5 ($F_s = 1.035$), indicating that the terrain is unstable. We observed significant deformation and a total displacement of 9.4 cm.

After observing the instability of the slope, we proposed the use of piles and reinforced embankments with geogrid in the toe area of the rupture surface as appropriate solutions.

Keywords: Landslides, safety factor, reinforcement, piles, geogrid, PLAXIS 2D

Sommaire

Résumé	II
Liste des figures	X
Liste des tableaux	XV
Introduction générale	XVI
Chapitre 1: Généralités sur le glissement du terrain	1
1.1 Introduction	1
1.2 Les glissements de terrain	1
1.2.1 Définition	1
1.3 Différents types des glissements de terrain	2
1.3.1 Glissements translationnels (plan)	2
1.3.2 Glissements rotationnels	3
1.4 Type de surface de glissement	4
1.5 Classification des mouvements de terrain	5
1.5.1 Les mouvements lents et continus	5
1.5.2 Les mouvements rapides et discontinus	8
1.6 Classification selon la vitesse de glissement	10
1.7 Classification selon la profondeur du glissement	10
1.8 les causes de glissement de terrain	11
1.8.1 Les causes naturelles :	11
1.8.2 Les causes anthropiques	11
1.9 Morphologie des glissements de terrain	14
1.9.1 Les Éléments d'un glissement	14

1.9.2	Dimensions d'un glissement	16
1.10	Glissements de terrain survenus dans le monde	17
1.10.1	Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France	17
1.10.2	Glissement Au sud du Mexique	18
1.11	Glissements de terrain survenus en Algérie	18
1.11.1	Glissement de la mosquée de Sidi Ouali (Bejaia)	19
1.11.2	Le Glissement de Belouizdad (Alger)	19
1.12	Les zones à risque élevé de glissement de terrain	20
Chapitre 2: Méthodes de calcul de la stabilité		22
2.1	Introduction	22
2.1.1	Contraintes sur un plan de cisaillement :	22
2.1.2	Critère de rupture de Mohr – Coulomb :	25
2.1.3	Définition du coefficient de sécurité (Fs)	27
2.1.4	Choix du coefficient de sécurité pour le calcul de stabilité	27
2.2	Divers éléments de base du calcul de la stabilité	28
2.3	Les méthode de calcul	28
2.3.1	Rupture plane	29
2.3.2	Stabilité en rupture circulaire	33
Chapitre 3: Présentation de PLAXIS 2D		59
3.1	Introduction	59
3.2	Fonctionnalités de PLAXIS	60
3.2.1	Programme d'entrée (Input)	60
3.2.2	Le programme calcul (Calculation)	62
3.2.3	Programme sortie Out put	63
3.2.4	Le programme courbes (Curves)	64
3.3	Types de calcul dans PLAXIS	64
3.3.1	Calcul en plastique	64
3.3.2	Analyse de consolidation	64
3.3.3	Analyse de la réduction ϕ et C	65

3.4	Propriétés des matériaux	65
3.5	Le modèle de Mohr-Coulomb dans le code Plaxis	66
3.5.1	Module de Young E_{ref}	66
3.5.2	Coefficient de Poisson ν	66
3.5.3	Angle de frottement ϕ_{ref}	67
3.5.4	Cohésion C_{ref}	67
3.5.5	L'angle de dilatance ψ	67
3.5.6	Le facteur de réduction de l'interaction (R_{inter})	68
3.6	Génération du maillage	68
3.7	Les conditions initiales	68
Chapitre 4: Modélisation du talus de 20 m (W. Médéa) par le logiciel PLAXIS 2D		
V8.2		69
4.1	Présentation géométrique de la zone d'étude à Médéa	69
4.2	Analyse de Stabilité du Talus	70
4.2.1	Propriétés des couches de sols et des interfaces	70
4.3	Les conditions aux limites	72
4.4	Génération du Maillage	73
4.5	Condition initiale (u, σ')	73
4.5.1	Calculs des Pressions Interstitielles au repos	73
4.5.2	Génération des contraintes effectives initiales	75
4.6	Procédure de calcul	76
4.7	Les résultats de la modélisation	77
4.8	Conclusion	81
Chapitre 5: Les différentes méthodes de confortement		82
5.1	Introduction	82
5.2	Les différentes méthodes de confortement	82
5.2.1	Dispositifs de drainage	82
5.2.2	Les tirants d'ancrages (les clous / les boulons)	83
5.2.3	Les murs en gabions	85

5.2.4	Reboisement et reforestation	85
5.2.5	Les rideaux de palplanches	86
5.2.6	les pieux	87
5.2.7	Renforcement par géo synthétique	88
5.3	la stabilité des talus renforcés par pieux	90
5.3.1	Cas 01 (Un pieu avec les géogrilles et le remblai)	91
5.3.2	Cas 02 (deux pieux avec les géogrilles et le remblai)	94
5.3.3	Cas 03 (Trois pieux avec les géogrilles et le remblai)	97
5.4	Conclusion générale	100

Liste des figures

1.1	Glissement de terrain.	2
1.2	Glissements plan	2
1.3	Glissement rotationnel.	3
1.4	Glissement rotationnel simple.	4
1.5	Glissement rotationnel complexe.	4
1.6	Types de surfaces des glissements	5
1.7	Schéma d'affaissement	6
1.8	Tassement de sol	6
1.9	Schématisation du phénomène de fluage	7
1.10	Le phénomène de solifluxion	7
1.11	Glissement de terrain.	8
1.12	Schéma Explicatif des phénomènes retrait-gonflement.	8
1.13	Effondrements.	9
1.14	Eboulement ou chute de pierre.	9
1.15	les coulées boueuses.	10
1.16	Glissement superficiel.	11
1.17	Glissement profond.	11
1.18	Glissement du aux surcharges au sommet du talus.	12
1.19	Croquis représentant un remblai pouvant être néfaste à la stabilité d'un talus. . .	12
1.20	Croquis représentant une excavation à la base du talus.	13
1.21	Exemples d'interventions qui ont pour effet de provoquer une concentration d'eau pouvant nuire à la stabilité d'un talus.	13

1.22	Glissement de terrain du a la déforestation en Indonésie, décembre 2014.	14
1.23	Éléments d'un glissement.	15
1.24	Dimensions d'un glissement.	17
1.25	Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France.	18
1.26	Glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz.	18
1.27	Photo montrant les fissures de traction.	19
1.28	Photo montrant l'escarpement.	19
1.29	Fissures causées par le Glissement de terrain à Belouizdad 2002.	20
1.30	Les zones à risque en algerie.	21
2.1	Contraintes appliquées sur élément de sol en deux dimensions.	23
2.2	Cercle de Mohr.	24
2.3	Enveloppe de rupture ; a) Sols cohérents. b) Sols pulvérulents.	25
2.4	Cercle de Mohr et enveloppe de rupture.	26
2.5	Caractéristiques typiques du glissement rotationnel dans un sol cohésif.	29
2.6	Pente finie avec surface de rupture plane.	30
2.7	Les forces résultantes agissant sur une tranche.	30
2.8	Rupture circulaire.	34
2.9	Rupture circulaire.	35
2.10	Rupture circulaire avec une charge	36
2.11	Rupture circulaire deux couches différentes.	36
2.12	Exemple Pour le cercle de glissement.	37
2.13	cercle de glissement(niveau de l'eau dans le canal.)	37
2.14	cercle de glissement(le canal est vide).	38
2.15	cercle de glissement (le canal est vide)	39
2.16	Schéma de bloc plan discrédité en des tranches infinitésimale.	40
2.17	Étude d'une tranche isolée	40
2.18	Calcul du facteur de sécurité d'une tranche.	42
2.19	Méthode des tranches	44
2.20	analyse du poids en deux composantes	44

2.21	niveau d'eau d'un seul Côté	45
2.22	Deux types de sols différents	45
2.23	Elle divise la masse de sol en plusieurs tranches verticales	46
2.24	Tableau récapitulatif les résultats des calculs	46
2.25	Méthode de Bishop.	47
2.26	Méthode de solution de Bishop (1).	50
2.27	Méthode de solution de Bishop (2).	50
2.28	Tableau récapitulatif des résultats des calculs.	51
2.29	Méthode de Taylor.	52
2.30	Numéro de stabilité de Taylor.	53
2.31	Le massif est constitué de deux couches d'argile saturée.	54
2.32	La méthode de l'arc circulaire.	55
2.33	Tableau récapitulatif des résultats des calculs.	56
2.34	Méthode du diagramme de Taylor.	57
2.35	Stabilité des Talus.	58
3.1	Différents programmes de calcul en PLAXIS 2D	60
3.2	Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).	60
3.3	Le programme de calcul	62
3.4	Barre d'outils de la fenêtre principale du programme output	63
3.5	Le programme courbe (Curves)	64
3.6	Fenêtre des propriétés des matériaux (base de données du projet et base de données globale).	65
3.7	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	66
3.8	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	67
3.9	Fenêtre de génération de la densité élémentaire du maillage	68
4.1	la zone d'étude à Médéa	69
4.2	Définition le modèle	70

4.3	Géométrie du modèle	72
4.4	Maillage du modèle	73
4.5	Position de La nappe phréatique	74
4.6	Répartition des pressions interstitielles initiales	75
4.8	Génération des pressions effectives	76
4.9	Phases de calcule	76
4.10	Déformation du maillage	77
4.11	Déplacement total	78
4.13	Forme et position de la surface de glissement sans les charges (Shadings)	79
4.14	Valeur de coefficient de sécurité sans les charges	79
4.15	Forme et position de la surface de glissement plus les charges (Shadings)	80
4.16	Valeur de coefficient de sécurité avec les charges	80
5.1	Dispositifs de drainage.	83
5.2	Les différentes étapes de construction d'un parois clouée.	84
5.3	Les murs en gabions.	85
5.4	Reboisement et reforestation	86
5.5	Les différentes étapes de construction d'un parois clouée	86
5.6	les pieux	87
5.7	Schéma de bloc plan discrédité en des tranches infinitésimale.	88
5.8	Étude d'une tranche isolée.	88
5.9	Renforcement par géogrilles	89
5.10	Renforcement des remblais autoroutier par géogrilles.	89
5.11	Modélisation de confortement de glissement cas 01.	91
5.12	L'aperçu de la fenêtre pour afficher les résultats et les calculs.	91
5.13	Les charges et les éléments de renforcement sont désactivés.	92
5.14	Activez les charges et les éléments de renforcement.	92
5.15	Position de la surface de glissement cas 01 (Shadings).	93
5.16	Valeur de coefficient de sécurité cas 01	93
5.17	Modélisation de confortement de glissement cas 02.	94

5.18	l'aperçu de la fenêtre pour afficher les résultats et de calculs.	94
5.19	Les charges et les éléments de renforcement sont désactivés.	95
5.20	Activez les charges et les éléments de renforcement.	95
5.21	position de la surface de glissement cas 02 (Shadings).	96
5.22	Valeur de coefficient de sécurité cas 02.	96
5.23	Modélisation de confortement de glissement cas 03.	97
5.24	L'aperçu de la fenêtre pour afficher les résultats et de calculs.	97
5.25	Les charges et les éléments de renforcement sont désactivés.	98
5.26	Activez les charges et les éléments de renforcement.	98
5.27	position de la surface de glissement cas 03 (Shadings).	99
5.28	Valeur de coefficient de sécurité cas 03.	99

Liste des tableaux

1.1	Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.	10
2.1	Différents exemples de définition d'un facteur de sécurité.[25]	27
2.2	Les valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage . [20]	28
4.1	coordonnée du modèle géométrique du talus	70
4.2	les caractéristiques géotechniques de chaque matériau.	71
4.3	Coordonnée de la nappe phréatique	74
4.4	les valeurs de coefficients de sécurité	81
5.1	Propriétés des pieux[34]	90
5.2	Propriétés des géogrilles[27]	90
5.3	Tableau récapitulatif les résultats des calculs	101

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des phénomènes géomorphologiques répandus à travers différentes régions du monde. Ils représentent une menace significative pour les populations en raison des dommages qu'ils peuvent causer, pouvant affecter les biens et entraîner, dans certains cas, des catastrophes.

En Algérie, le rapport du **CNES et du MATE (2003)** confirme et mentionne que près de sept risques naturels ont été recensés et identifiés en Algérie, dont les mouvements de terrain menacent et affectent plusieurs villes algériennes. Notre projet de fin d'études vise à examiner la stabilité et à renforcer un glissement de terrain dans une zone présentant un risque élevé.

De ce fait, notre travail se divise en quatre parties :

La première chapitre : Cette étude bibliographique explore les différents types de glissements de terrain, les circonstances de leur occurrence, leurs caractéristiques et leurs principales causes, offrant ainsi une compréhension approfondie de ces phénomènes naturels.

La deuxième chapitre : est consacrée aux méthodes de calcul de la stabilité.

La troisième et quatrième chapitre : sont consacrées à l'explication du logiciel **PLAXIS 2D**, au dimensionnement ainsi qu'à l'étude de glissement pour déterminer la surface de rupture et son coefficient de sécurité.

La cinquième chapitre : contient la modélisation d'un talus de 20 m (W. Médéa) avec le logiciel **PLAXIS 2D V8.2** et les méthodes de confortement.

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

Chapitre 1

Généralités sur le glissement du terrain

1.1 Introduction

Actuellement, de nombreuses régions du monde subissent les effets de catastrophes naturelles majeures, telles que les glissements de terrain dangereux, qui causent des pertes en vies humaines, des blessures, des dommages matériels et des perturbations socio-économiques. Ces glissements de terrain causent chaque année la mort de plus de 800 individus à travers le monde. Ce chapitre abordera les glissements de terrain de manière modeste, en définissant ces phénomènes, en détaillant leur mécanisme, leurs types et leurs principales causes, ainsi que les méthodes d'évaluation.

1.2 Les glissements de terrain

1.2.1 Définition

Les mouvements de terrain sont plus fréquents que tout autre phénomène géologique. Ils sont définis comme le déplacement vers l'aval de terre, de pierres ou de rochers en raison d'un phénomène naturel ou d'actions attribuables à l'homme.

Il s'agit d'un déplacement relatif d'un volume de sol par rapport au reste du massif, généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture appelée surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cubes dans le cas d'un simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.



Figure 1.1: Glissement de terrain.

1.3 Différents types des glissements de terrain

Selon la forme de la surface de rupture, **Robitaille et Tremblay (1997)** distinguent différents types principaux de glissements.

1.3.1 Glissements translationnels (plan)

Dans les glissements plan ou translationnels, la surface de glissement est généralement plane. Des strates de terrain se déplacent le long d'une couche plus faible ou d'une discontinuité lithologique ou structurale, comme un niveau marneux ou argileux. Une morphologie en dip-slope, où les couches sont inclinées de manière similaire au versant, favorise également les glissements translationnels.

Les glissements plan peuvent s'étendre sur de vastes surfaces. Il est important de noter qu'ils peuvent être très rapides, voire instantanés [13].

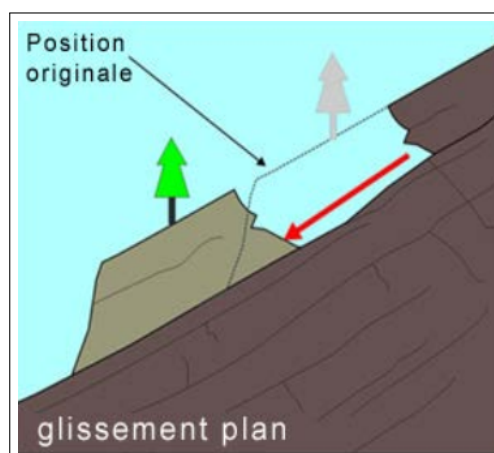


Figure 1.2: Glissements plan .

1.3.2 Glissements rotationnels

Lors des mouvements de rotation, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Ces mouvements sont généralement de petite envergure et limitent les déplacements des matériaux. Ils se produisent principalement dans des terrains homogènes,

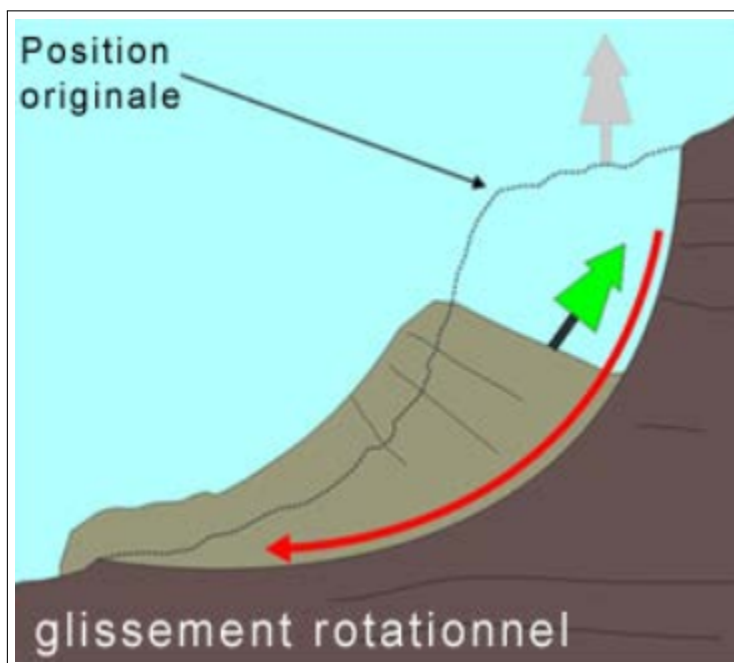


Figure 1.3: Glissement rotationnel.

composés principalement d'argile et de limon. La surface de rupture est circulaire et plonge presque verticalement dans la zone de rupture. Le mécanisme de glissement ne provoque qu'une légère redistribution interne des matériaux en mouvement. Des dépressions avec des fissures ouvertes et des fissures de traction sont souvent visibles dans la moitié supérieure du mouvement, tandis que la masse en mouvement s'étale et se désintègre à l'avant, formant des écoulements de boue en cas de saturation en eau [13].

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

1. Glissement rotationnel simple

La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas [13]. Il comprend :

- En tête des fissures de traction,
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- À la base, un bourrelet formé par des matières glissées.

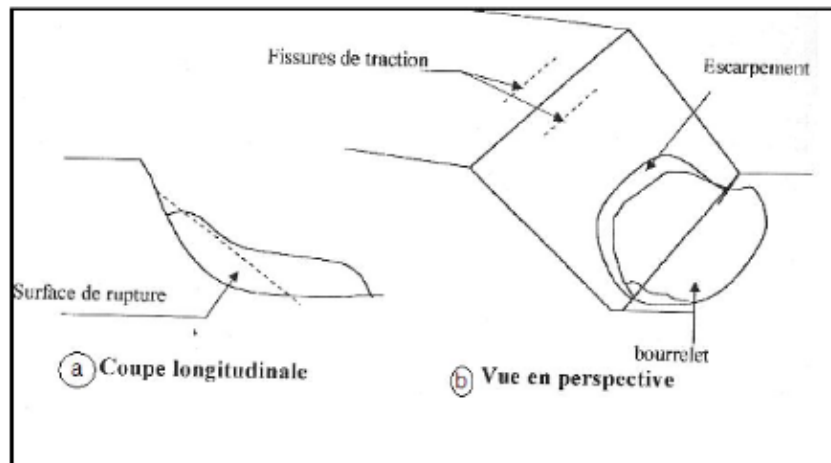


Figure 1.4: Glissement rotationnel simple.

2. Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont. [13]

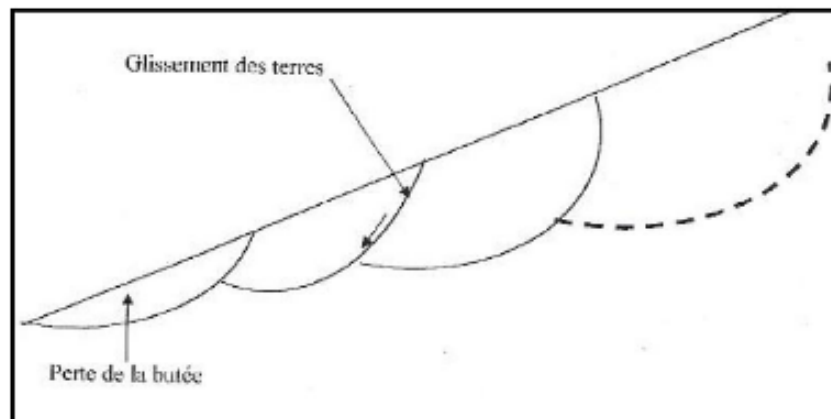


Figure 1.5: Glissement rotationnel complexe.

1.4 Type de surface de glissement

Il existe trois types de surface de glissement (Fig.1.6) :

- Cercle de pied : la surface de glissement passe par le pied (a) ;
- Cercle de pente : la surface de glissement intercepte la pente au-dessus de Pieds(b) ;
- Cercle demi-pente : le centre de rayon de la surface de glissement se situe sur une ligne verticale qui est au centre de la pente (c). [18]

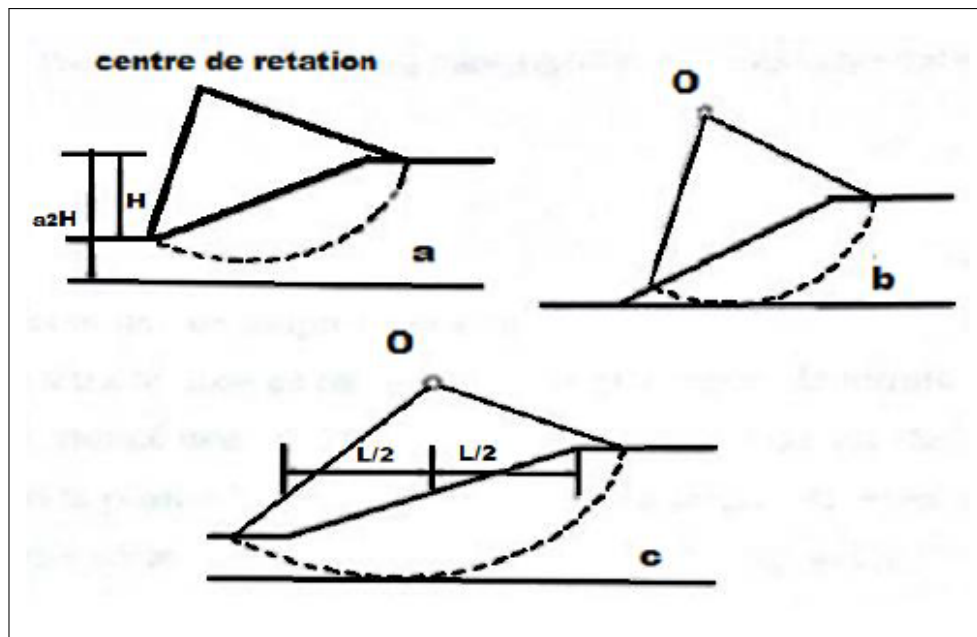


Figure 1.6: Types de surfaces des glissements .

1.5 Classification des mouvements de terrain

La classification des mouvements des terrains, qui est un moyen de dénomination des principaux types De nombreux auteurs, ont présentés plusieurs classifications des mouvements des terrains , en faisant intervenir des critères tels que :

- Le type de matériau et le type de mouvement en rapport avec la structure géologique.
- La géologie et la géomorphologie.
- Les caractéristiques géotechniques et les vitesses de déplacement.

Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements :[20]

1.5.1 Les mouvements lents et continus

Ce sont de mouvements pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale.[20]

a) Les affaissements

L'affaissement est un mouvement progressif qui correspond à un tassement souple des terrains subjacents en gardant leur continuité et faisant suite à l'effondrement de travaux miniers (figure 1.7).[20]

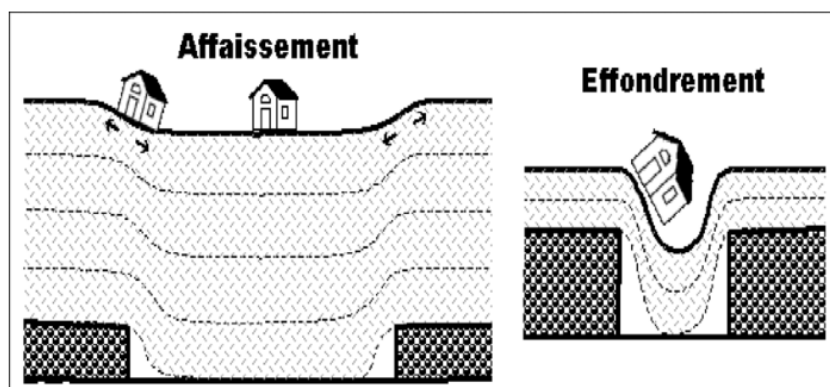


Figure 1.7: Schéma d'affaissement .

b. Les tassements

Le tassement c'est une diminution de hauteur de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. (Fig.1.8)[20]

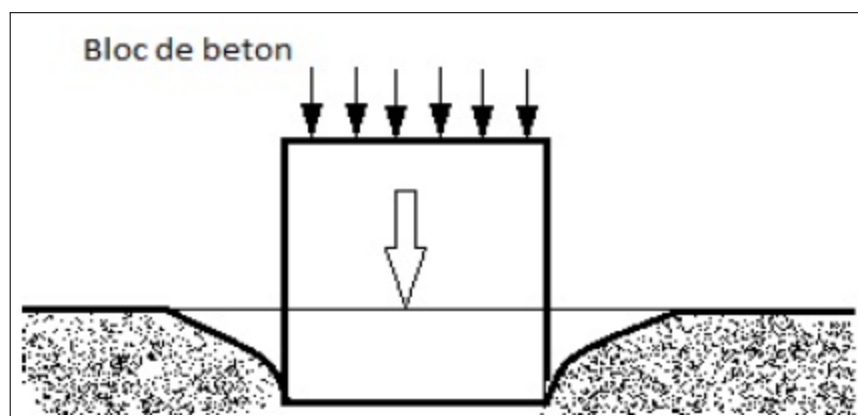


Figure 1.8: Tassement de sol .

c. Le fluage des terrains

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus mais à des vitesses faibles (Fig.1.9). Les mouvements se produisent généralement sans modifications des efforts appliqués (contrairement aux glissements). Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture .[20]

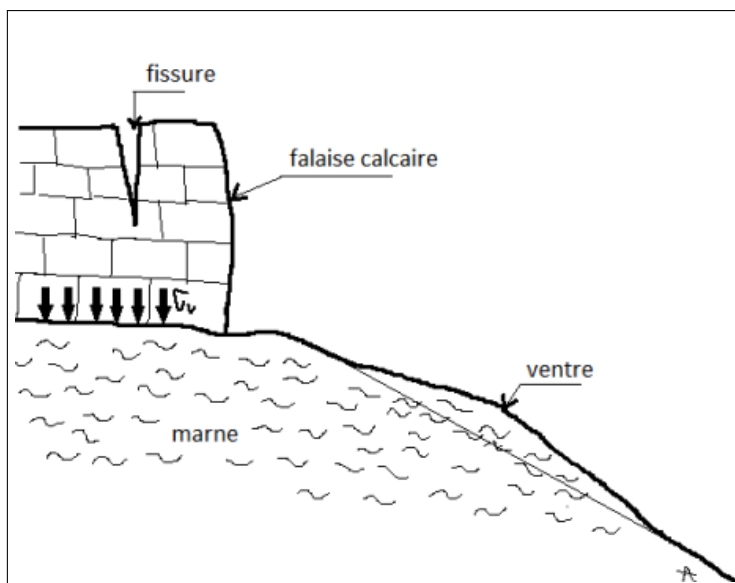


Figure 1.9: Schématisation du phénomène de fluage .

d. Les solifluxions

La solifluxion est un cas particulier de fluage. elle est un mouvement lent affectant des terrains superficiels meubles sur des pentes très faibles [20].

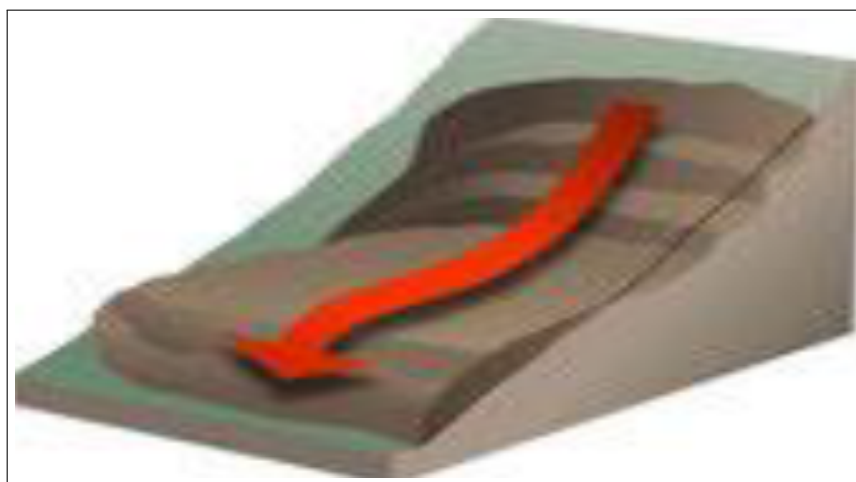


Figure 1.10: Le phénomène de solifluxion .

e. Les glissements de terrain

Le glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrain bien délimitée, meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante (Fig.1.11) .[20]

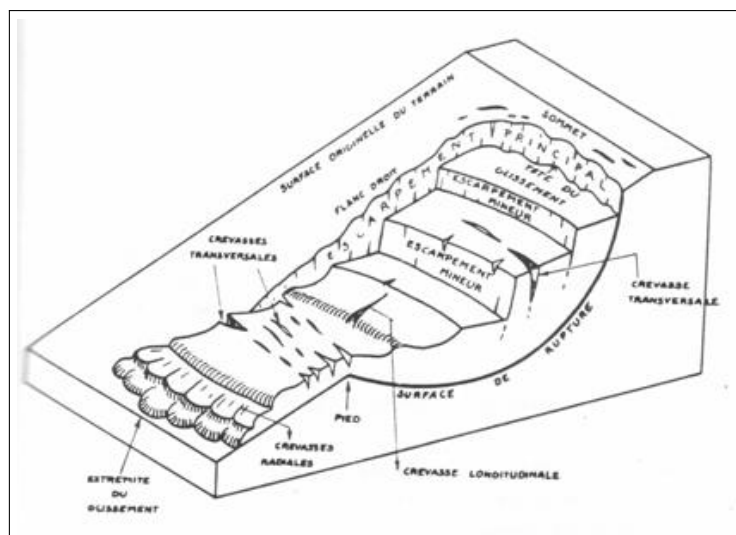


Figure 1.11: Glissement de terrain.

f. Les phénomènes de retrait et de gonflement

Le phénomène de retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux et il est lié aux variations en eau du terrain (Fig.1.12). [20]

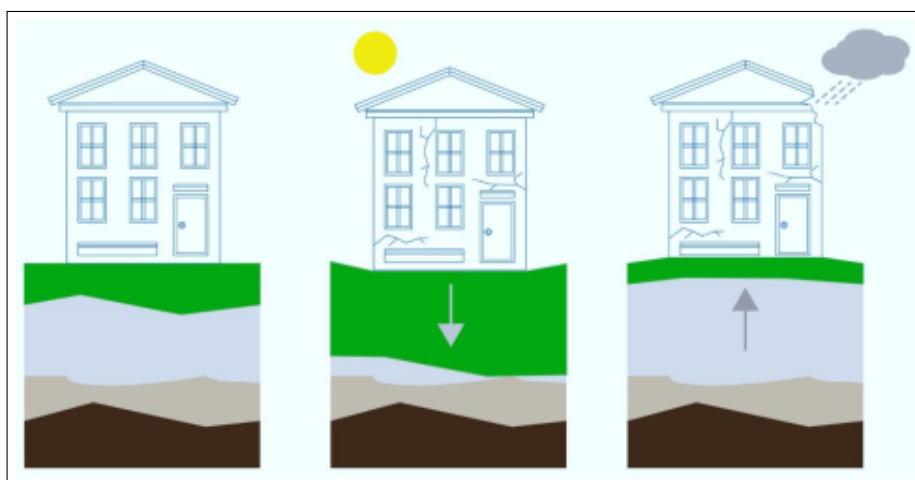


Figure 1.12: Schéma Explicatif des phénomènes retrait-gonflement.

g. Le fauchage

Le fauchage est un basculement d'unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure. Il affecte des roches ou des terres stratifiées à la verticale.[20]

1.5.2 Les mouvements rapides et discontinus

Les mouvements rapides peuvent être divisés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié .[20]

a. Les effondrements

L'effondrement est le mouvement de terrain plus ou moins brutal qui est lié à la présence de zones exploitées à faible profondeur (Fig.I.13) .[20]



Figure 1.13: Effondrements.

b. Les chutes de pierres ou de blocs et les éboulements

La chute libre de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnée de mouvements de rebondissement ou de roulement .

Lors d'un éboulement, un gros volume de roche se détache en bloc du versant abrupt et s'éboule, parfois en rebondissant ou roulant. Le volume de matériau varie entre 100 et 100 000 m³, mais peut être beaucoup plus important dans des cas exceptionnels. [13]



Figure 1.14: Eboulement ou chute de pierre.

c. Les coulées boueuses

Lorsque les matériaux meubles d'un versant sont détremés par des pluies abondantes ou la fonte des neiges, le matériau n'adhère plus à la pente et glisse en masse. [20]



Figure 1.15: les coulés boueuses.

1.6 Classification selon la vitesse de glissement

Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse estimée de la surface de glissement [15].

Table 1.1: Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilisé, très lent	0 - 2 cm/an
Peu actif, lent	2 - 10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	$> 10\text{cm}/\text{an}$

1.7 Classification selon la profondeur du glissement

Les glissements de terrain se différenciés en fonction de la profondeur de leur plan de glissement, on distingue [15] :

- Les glissements superficiels $h < 2m$.
- Semi-profonds $2m < h < 10m$.

- Profonds $h > 10m$.

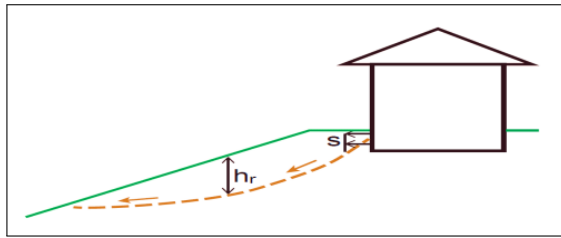


Figure 1.16: Glissement superficiel.

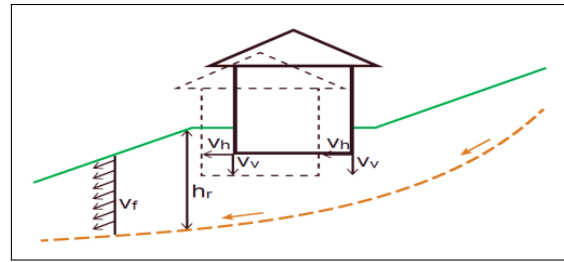


Figure 1.17: Glissement profond.

1.8 les causes de glissement de terrain

Le passage d'un terrain stable à un terrain instable est associé à une multitude de causes variées. Parmi celles-ci [16] :

1.8.1 Les causes naturelles :

- **La géométrie de terrain** : la pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité et dépend de la nature des sols et l'inclinaison.
- **L'érosion** à la base des pentes, causée par l'action des cours d'eau.
- **La fonte des neiges ou les fortes pluies**, qui alimentent les nappes phréatiques et peuvent provoquer des phénomènes tels que des infiltrations à partir des fossés, des bassins de rétention et des réseaux d'assainissement.
- **L'augmentation de la pression** de l'eau interstitielle dans le sol.
- **L'effet du gel-dégel** sur les parois rocheuses.

1.8.2 Les causes anthropiques

a. Les surcharges au sommet du talus

L'ajout d'une masse supplémentaire au sommet d'une pente altère l'équilibre de celle-ci et peut ainsi compromettre sa stabilité ou provoquer directement un glissement. Les charges induites par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent entraîner des mouvements et des désordres importants. [22]



Figure 1.18: Glissement du aux surcharges au sommet du talus.

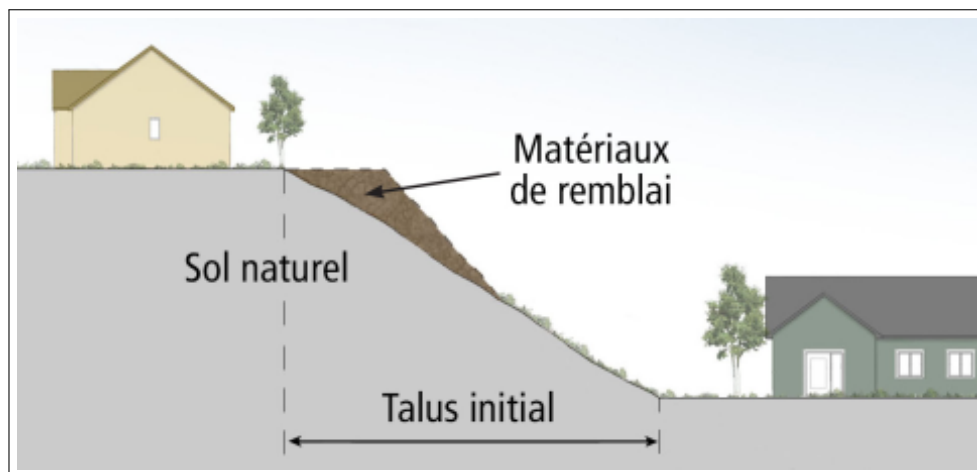


Figure 1.19: Croquis représentant un remblai pouvant être néfaste à la stabilité d'un talus.

b. Les déblais ou les excavations à la base du talus :

Lorsque la stabilité du talus est fragile, même une petite excavation ou un déblai peut entraîner une rupture. Ces travaux accentuent l'inclinaison ou la hauteur du talus, ce qui peut provoquer un glissement de terrain lors de l'intervention ou compromettre sa stabilité à long terme.[22]

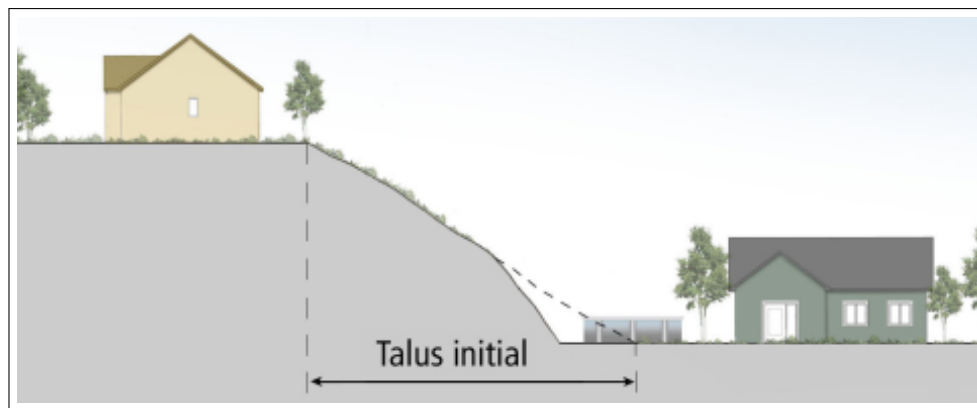


Figure 1.20: Croquis représentant une excavation à la base du talus.

c. La concentration d'eau vers la pente

Diriger dans un talus ou à son sommet les eaux de pluie, de drainage, de ruissellement ou les eaux usées peut occasionner du ravinement, de l'érosion verticale ou des infiltrations dans le sol, une telle concentration d'eau peut nuire à la stabilité du talus ou même provoquer un glissement de terrain.[22]



Figure 1.21: Exemples d'interventions qui ont pour effet de provoquer une concentration d'eau pouvant nuire à la stabilité d'un talus.

d. La déforestation

En réalité, la présence d'une forêt sur un sol a tendance à augmenter la richesse en matière organique de ce sol, tout en le rendant plus résistant aux intempéries et à l'érosion. Ainsi, la destruction d'une zone forestière affaiblit progressivement le sol, rendant l'écosystème plus vulnérable aux catastrophes naturelles telles que les glissements de terrain ou les inondations.[26]



Figure 1.22: Glissement de terrain du a la déforestation en Indonésie, décembre 2014.

1.9 Morphologie des glissements de terrain

Les glissements de terrain sont des déplacements de masses compactes et de sol meuble qui glissent vers le bas sur des pentes modérées à raides. Ils sont causés par une rupture par cisaillement et sont fréquents sous diverses formes. Ce phénomène naturel fait partie des land-slides et peut varier en taille, allant d'un simple bloc à une vaste zone couvrant des kilomètres carrés.

1.9.1 Les Éléments d'un glissement

Les glissements de terrain sont initiés à partir d'une surface de rupture (de type rotationnelle ou translationnelle) créée sous l'action de contraintes tangentielles excédant la résistance au cisaillement des matériaux. L'action de l'eau a une grande influence dans leur déclenchement. Une fois la déstabilisation déclenchée, les masses mobilisées se propagent en aval, ce qui donne un modelé de versant caractéristique (figure 1.23).[31]

- **Couronne** : Zone située au-dessus de l'escarpement principal, souvent peu affectée par les désordres. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone.
- **Escarpement principal** : Surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Top**: Le point le plus élevé du contact entre le matériel déplacé et l'escarpement principal.
- **Tête**: Limite amont du glissement, et plus précisément, partie où le matériel glisse se trouve en contact avec l'escarpement principal.

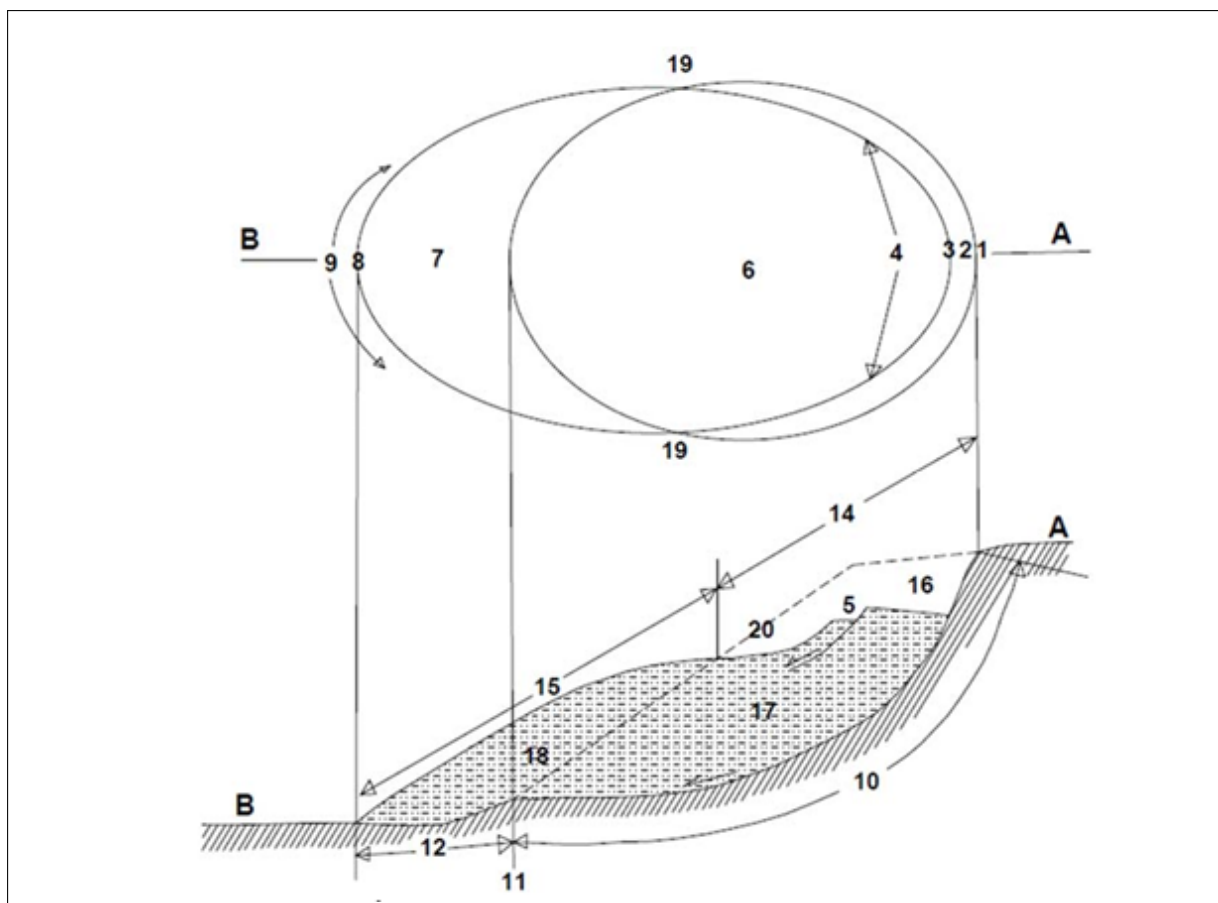


Figure 1.23: Éléments d'un glissement.

- **Escarpelement secondaire** : Cicatrice semblable à l'escarpement principale, mais visible dans la masse remaniée, ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Corps**: La partie des matériaux déplacés qui recouvre la surface de rupture.
- **Pied**: Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Tip**: Le point du Toe le plus éloigné du Top.
- **Toe** : Zone aval du matériel déplacé.
- **Surface de rupture** : Surface séparant la masse glissée des terrains en place.
- **pied de la surface de rupture** : Intersection entre la partie inférieure de la surface de rupture et la surface de terrain initial.
- **Surface de séparation**: Surface du terrain original recouverte par le pied du glissement.
- **Matériel déplacé** : Matériel déplacé de sa position originale par le mouvement de terrain.

- **Zone de déplétion:** Zone dans laquelle le matériel déplacé se localise sous la surface du terrain initial.
- **Zone d'accumulation:** Zone où le matériel déplacé se trouve au-dessus de la surface topographique initiale.
- **Surface arrachée:** Le volume compris entre l'escarpement principal, la masse arrachée, et la surface topographique initiale.
- **Masse arrachée:** Le volume des matériaux recouvrant la surface de rupture et se localisant sous la surface du terrain initial.
- **Accumulation:** Le volume des matériaux déplacés recouvrent la surface topographique initiale.
- **Flanc:** Limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Surface du terrain initial :** Surface topographique initial ou original, surface du versant qui existe avant le glissement.[31]

1.9.2 Dimensions d'un glissement

Simultanément, l'IAEG a proposé les divers dimensions typiques standardisées d'un glissement, [8] illustrées dans la figure (1.24), et définies par :

Largeur de la masse déplacée W_d : la largeur maximale de la masse déplacée, perpendiculaire à la longueur.

- **Largeur de la surface de rupture W_r :** largeur maximale entre les flancs du glissement, perpendiculaire à la longueur L_r .
- **Longueur totale L :** la distance minimale entre la couronne et le tip du glissement.
- **Longueur de la masse déplacée L_d :** distance minimale entre le Tip et le Top.
- **Longueur de la surface de rupture L_r :** distance minimale entre le Toe de la surface de rupture et la couronne.
- **Profondeur de la masse déplacée D_d :** profondeur maximale de la masse déplacée, mesurée perpendiculairement aux plans contenant W_d et L_d .
- **Profondeur de la surface de rupture :** la profondeur maximale de la surface de rupture au-dessous de la surface des terrains initiale mesurée perpendiculairement aux plans contenant W_r et L_r . [31]

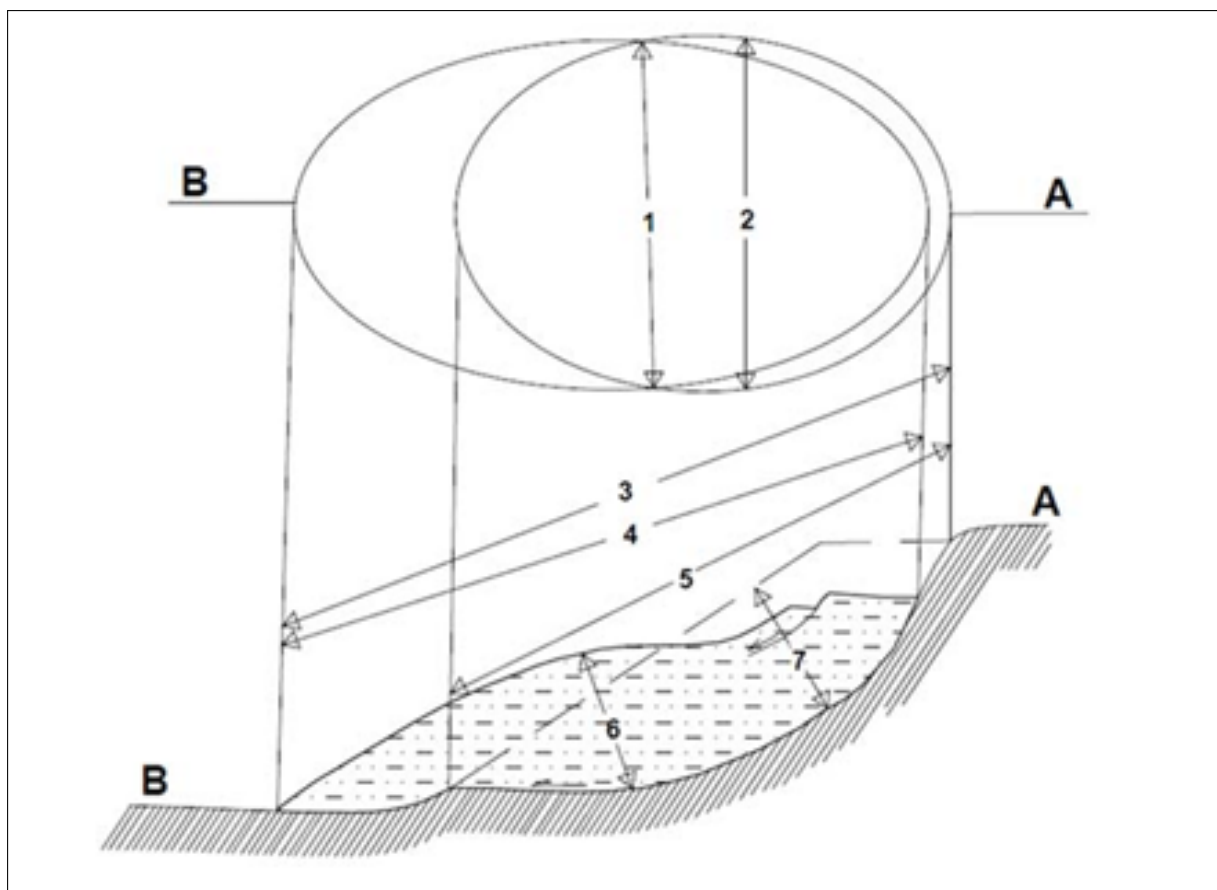


Figure 1.24: Dimensions d'un glissement.

1.10 Glissements de terrain survenus dans le monde

1.10.1 Glissement de la Clapière dans les Alpes maritimes en France

Le glissement de La Clapière, situé dans les Alpes-Maritimes, en France, est étroitement surveillé depuis 1970 par le Centre d'études techniques de l'Équipement (CETE) d'Aix-en-Provence. Il atteint une hauteur de plus de 650 mètres, ce qui en fait le plus grand glissement actif d'Europe. Avec une masse instable d'environ 50 millions de mètres cubes, il glisse de 1 à 10 mètres par an. Ce phénomène spectaculaire est bien connu dans la région et constitue une menace potentielle pour la vallée de la Tinée. En effet, s'il bloque la vallée, il pourrait causer des inondations en amont de la ville de Saint-Étienne-de-Tinée et même détruire les villages environnants.[33]

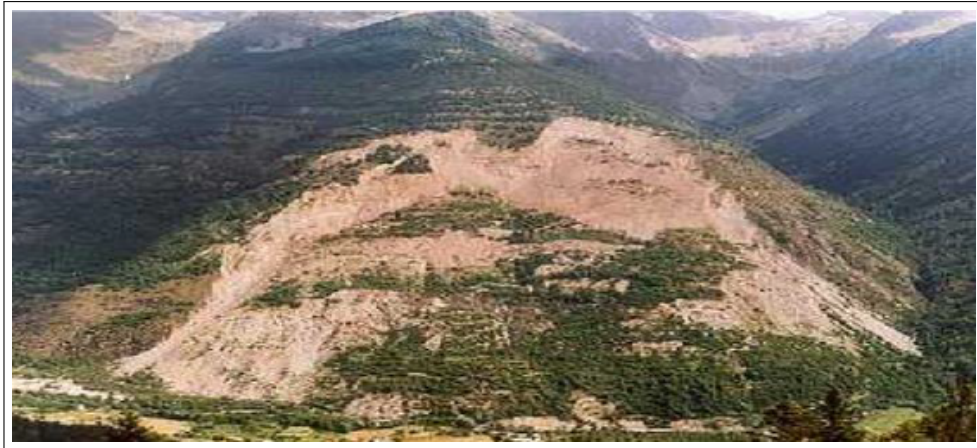


Figure 1.25: Le glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France.

1.10.2 Glissement Au sud du Mexique

Le mardi 28 septembre 2010, dans le sud-est du Mexique, un glissement de terrain a entraîné la disparition de 145 personnes et a enseveli plus de 300 maisons dans la localité de Santa Maria Tlahuitoltepec. Les habitations touchées ont été recouvertes par la boue et les pierres qui se sont précipitées à l'aube. Le gouverneur de l'état d'Oaxaca, Ulises Ruiz, a déclaré à la télévision que le glissement, sur une largeur de 200 mètres, a été causé par l'effondrement d'un pan de colline.[33]



Figure 1.26: Glissement de terrain d'Oaxaca, Ulises Ruiz.

1.11 Glissements de terrain survenus en Algérie

Nous allons exposer plusieurs illustrations concernant les glissements de terrain, afin de mieux appréhender les facteurs et les causes qui engendrent ces phénomènes sur notre territoire.

1.11.1 Glissement de la mosquée de Sidi Ouali (Bejaia)

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



Figure 1.27: Photo montrant les fissures de traction.

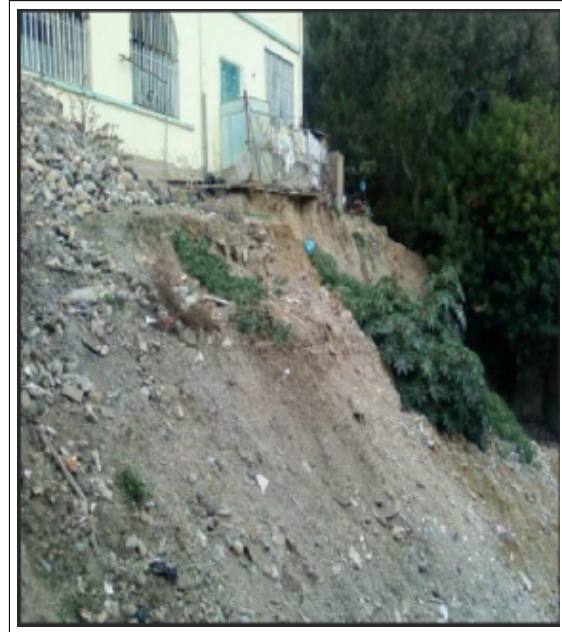


Figure 1.28: Photo montrant l'escarpement.

1.11.2 Le Glissement de Belouizdad (Alger)

Les limites du glissement de Belouizdad ont été établies en se basant sur les dommages observés dans les structures bâties. Néanmoins, certains signes sur le terrain, comme les fissures sur les pentes et la morphologie des formations argileuses, ont permis une identification plus précise des zones instables. Ces limites s'étendent sur une longueur d'environ 1000 mètres, entre le boulevard Bélouizdad et l'Oued Rhumel, avec une largeur variant de 200 à 300 mètres. La dénivelée entre l'escarpement de la tête du glissement (bien visible sur la rue Bélouizdad) et sa base est de l'ordre de 210 m.

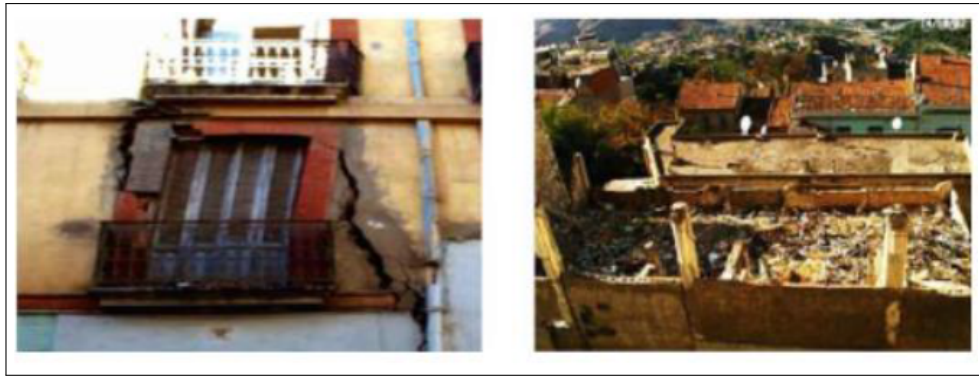


Figure 1.29: Fissures causées par le Glissement de terrain à Belouizdad 2002.

1.12 Les zones à risque élevé de glissement de terrain

En Algérie, plusieurs zones sont particulièrement vulnérables aux glissements de terrain en raison de leur topographie, de leurs conditions géologiques et climatiques. Voici les principales zones à risque élevé de glissement de terrain dans le pays :

- **Kabylie(Tizi Ouzou, Béjaïa, Bouira)**

Caractéristiques: Terrain montagneux, fortes précipitations, sols argileux et instables

Incidents: La région a connu plusieurs incidents de glissements de terrain dans le passé, causant des dégâts matériels importants et des pertes humaines.

- **Aurès(Batna, Khenchela)**

Caractéristiques: Massif montagneux, fortes pluies, érosion

Incidents: La topographie escarpée et les conditions climatiques favorisent les glissements de terrain.

- **Régions Côtières(Jijel, Skikda, Annaba)**

Caractéristiques: Pentès abruptes près des côtes, précipitations abondantes, érosion côtière

Incidents: Les zones côtières montagneuses sont particulièrement vulnérables aux glissements après des périodes de fortes pluies.

- **Tlemcen(Tlemcen, Sidi Bel Abbès)**

Caractéristiques: Terrains escarpés, sols fragiles, fortes précipitations

Incidents: Plusieurs glissements de terrain ont été enregistrés dans cette région, causant des dommages aux infrastructures et aux habitations.

- **Médéa(Médéa, Blida)**

Caractéristiques: Zones montagneuses, précipitations importantes, sols instable

Incidents: Des incidents de glissements de terrain ont affecté cette région, particulièrement lors de fortes pluies.

- **Constantine(Constantine, Mila)**

Caractéristiques: Terrains vallonnés, fortes pluies, sols argileux

Incidents: La région est sujette aux glissements de terrain, notamment dans les zones urbaines construites sur des pentes instables.

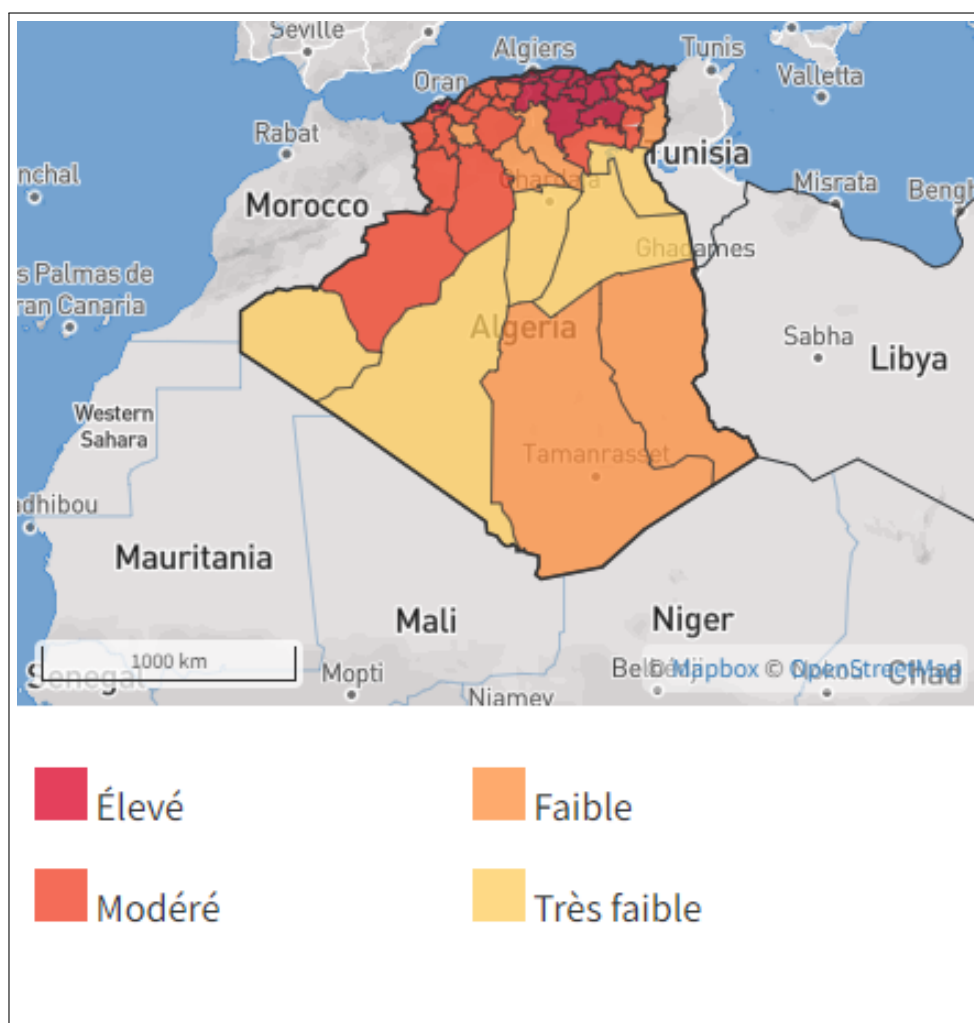


Figure 1.30: Les zones à risque en algirie.

Chapitre 2

Méthodes de calcul de la stabilité

2.1 Introduction

Les méthodes de calcul de la stabilité des terrains reposent sur l'observation que, lors d'un glissement de terrain, une masse de sol se sépare et glisse le long d'une surface de rupture. Avec une bonne connaissance de la géométrie et des caractéristiques mécaniques des terrains, on peut effectuer des calculs de stabilité. Ces calculs visent à estimer le coefficient de sécurité (**Fs**) pour évaluer la stabilité du terrain.

L'objectif est de trouver la valeur minimale de ce coefficient et d'identifier la surface de rupture la plus probable. Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont: **les méthodes basées sur l'équilibre limite**, qui évaluent les forces motrices et résistantes, et **les méthodes des éléments finis**. [20],[29].

2.1.1 Contraintes sur un plan de cisaillement :

En supposant un terrain en pente sur le quel est appliqué un ensemble de forces externes. Les contraintes verticales et horizontales qui agissent sur le sol induisent un plan de cisaillement ayant un angle d'inclinaison α par rapport à l'horizontale (figure 2.1). Pour maintenir l'équilibre, une contrainte tangentielle qu'on appelle la résistance au cisaillement, et une contrainte normale se développent sur le plan (figure 2.1). Les expressions de σ_n et τ_n peuvent être obtenues en appliquant les principes de la statique pour l'état d'équilibre du corps. Pour cela, la somme de toutes les forces dans les directions x et y doivent être égale à zéro, on obtient :

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_X + \sigma_Y}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_X - \sigma_Y}{2} \right) \cos 2\alpha + \tau_{XY} \sin 2\alpha \quad (2.1)$$

$$\tau_n = \left(\frac{\sigma_X - \sigma_Y}{2} \right) \sin 2\alpha - \tau \cos 2\alpha \quad (2.2)$$

Un (plan principal) est défini comme un plan sur lequel la contrainte est tout à fait normale, ou qui ne comporte pas de contrainte de cisaillement $\tau = 0$. Les contraintes normales agissantes sur ces plans principaux sont connues sous le nom de "contraintes principales". Les trois

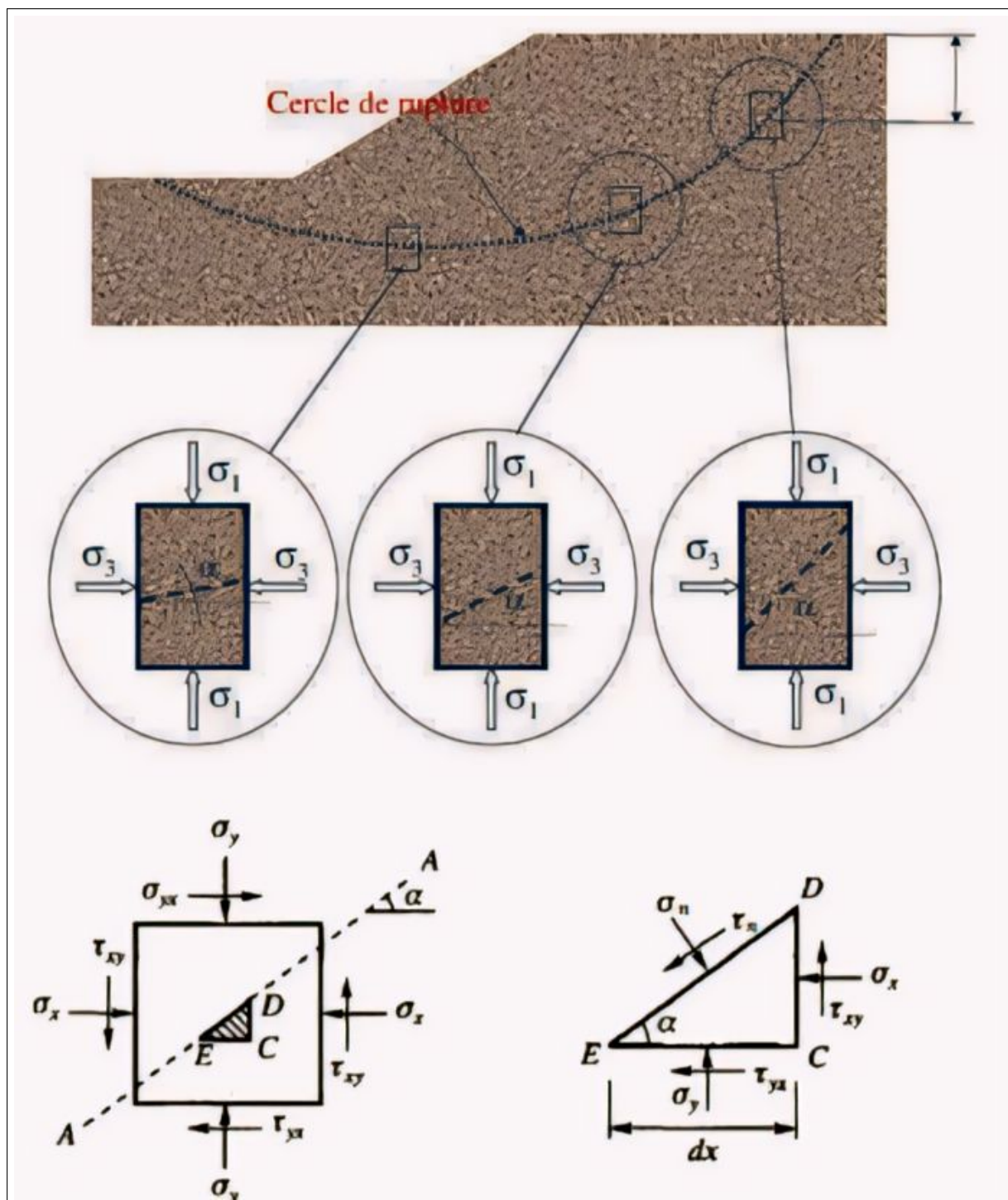


Figure 2.1: Contraintes appliquées sur élément de sol en deux dimensions.

plans principaux doivent être mutuellement perpendiculaires.

Dans l'ordre de grandeur décroissant, les contraintes principales sont désignées par **contrainte principale majeure** σ_1 , **contrainte principale intermédiaire** σ_2 et **contrainte principale mineure** σ_3 . En mécanique des sols, on considère que σ_2 est égale à σ_3 , ce qui permet de simplifier les problèmes en les ramenant à deux dimensions.

On peut maintenant formuler les équations (2.3) et (2.4) en fonction des contraintes principales de la manière suivante :

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cos 2\alpha \quad (2.3)$$

$$\tau_n = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\alpha \quad (2.4)$$

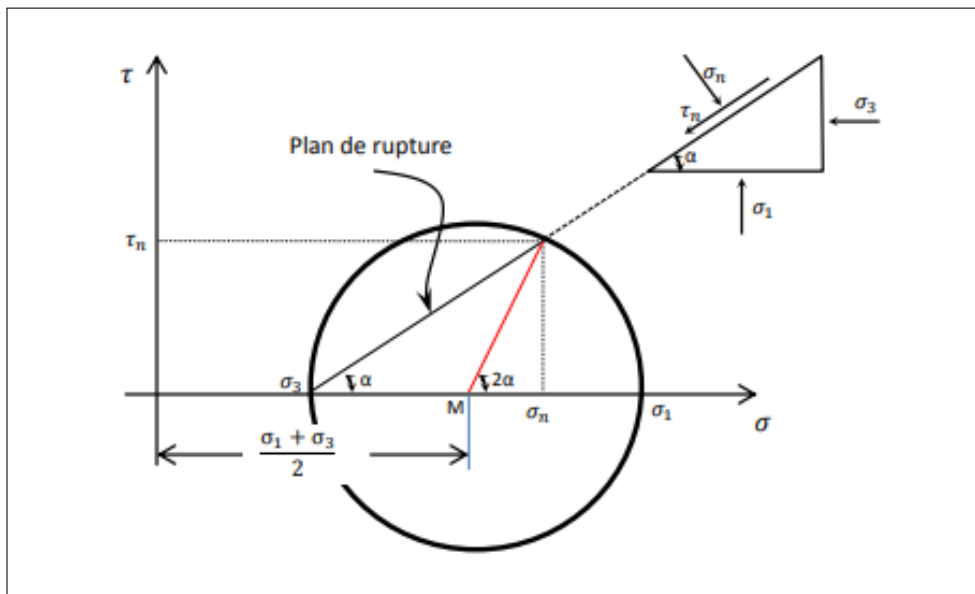


Figure 2.2: Cercle de Mohr.

2.1.2 Critère de rupture de Mohr – Coulomb :

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb représente l'enveloppe linéaire qui est obtenue par le rapport entre la contrainte de cisaillement d'un matériau et la contrainte normale :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (2.5)$$

τ = est la contrainte de cisaillement

c = cohésion de sol

σ = est la contrainte normale

φ = l'angle de frottement interne

Les paramètres servant à calculer la résistance au cisaillement d'un sol à la rupture sont donc **la cohésion** et **l'angle de frottement**.

- **La cohésion** représente une force de liaison qui fixe les molécules d'eau aux particules de sol. La valeur de c pour le sable et le limon inorganique est de zéro. Pour les argiles normalement consolidées, la cohésion peut être proche de zéro. Les argiles surconsolidées ont des valeurs de c supérieures à 0.

- **L'angle de frottement interne** correspond à l'angle formé naturellement par un matériau mis en tas, par rapport à l'horizontale. Il dépend du type de sol et plus particulièrement la forme de ses grains : plus ces derniers sont anguleux, plus l'angle de frottement interne sera élevé .

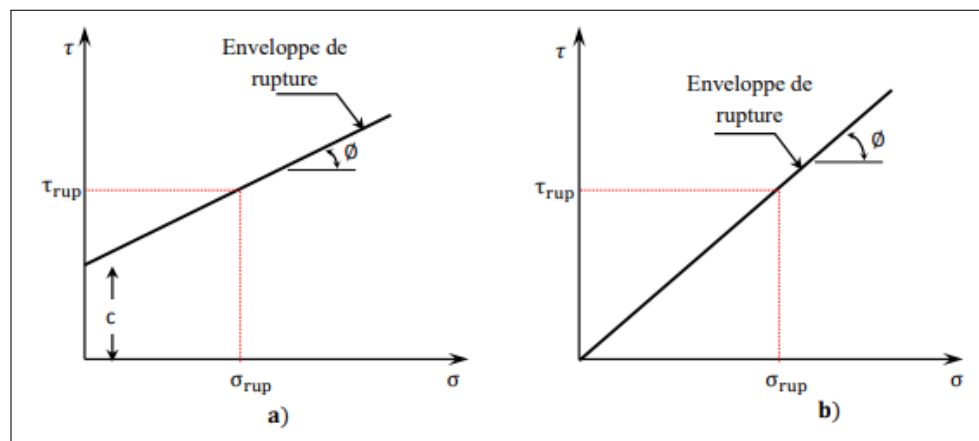


Figure 2.3: Enveloppe de rupture ; a) Sols cohérents. b) Sols pulvérulents.

Pour déterminer l'inclinaison du plan de rupture avec le plan Enveloppe de rupture principal majeur, on se réfère à la figure (2.4) , σ'_1 et σ'_3 sont respectivement les contraintes principales effectives majeurs et mineurs. Le plan de rupture fait un angle α avec le plan principal. Pour déterminer l'angle α et la relation entre σ'_1 et σ'_3 , on suit les étapes suivantes :

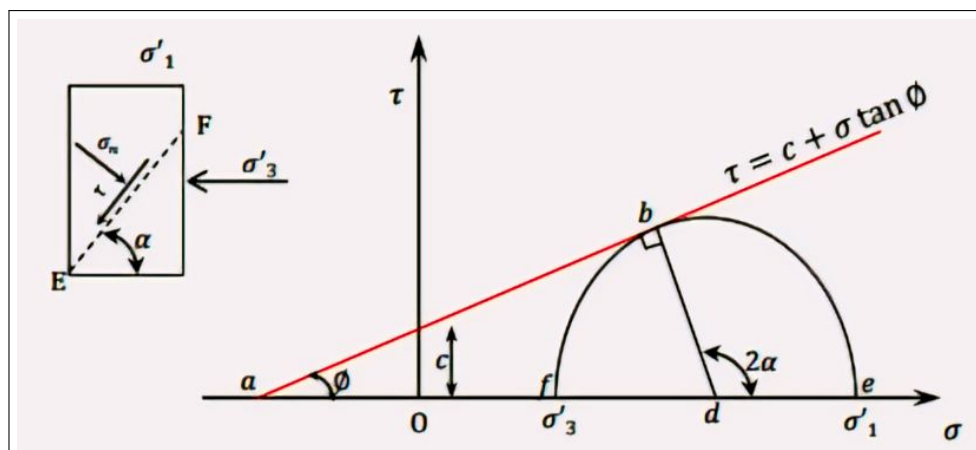


Figure 2.4: Cercle de Mohr et enveloppe de rupture.

L'angle du plan de rupture par rapport à l'angle de frottement est :

$$\alpha = \frac{\phi}{2} + 45 \quad (2.7)$$

Et pour calculer σ'_1 en fonction de σ'_3 , on a :

$$ad = aO + Od \quad (2.8)$$

Avec :

- $ad \sin \phi = \text{Rayon}$
- $aO = C \cot \phi$
- $Od = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$

On obtient :

$$\sin \phi = \frac{\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}}{\frac{C}{\tan \phi} + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}} \quad (2.9)$$

Ou :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) + 2C' \left(\frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) \quad (2.10)$$

On peut remplacer :

$$\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) / \frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.11)$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2C \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.12)$$

2.1.3 Définition du coefficient de sécurité (F_s)

La stabilité des talus peut être évaluée par des méthodes de calcul éprouvées. Le principe de ces calculs est de déterminer le facteur de sécurité minimal associé au cercle de glissement probable.

Table 2.1: Différents exemples de définition d'un facteur de sécurité.[25]

Définition	Formule F_s	Commentaires
Rapport de contraintes	$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau}$	Méthodes à la rupture
Rapport de forces	$F_s = \frac{\text{Effort résistance}}{\text{Effort motrice}}$	Direction de déplacement
Rapport de moments	$F_s = \frac{\text{moment résistance}}{\text{moment motrice}}$	Rotation
Rapport de grandeurs	$F_s = \frac{H_{critique}}{H_{réelle max}}$	Sur une grandeur.

2.1.4 Choix du coefficient de sécurité pour le calcul de stabilité

Le coefficient de sécurité minimal F_s est généralement supérieur à 1.5. Parfois, il peut atteindre 2 ou 2.5 pour des structures où la stabilité doit être garantie à tout prix (risque élevé pour les personnes, site exceptionnel) ou pour des méthodes présentant une grande incertitude.

Dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et la contrainte de cisaillement effectivement mobilisée le long de la courbe de rupture.

Les tableaux (2.1) et (2.2) présentent les valeurs des coefficients de sécurité en fonction des efforts résistants, de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent [29].

Table 2.2: Les valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage . [20]

F_s	Etat de l'ouvrage
≤ 1	Danger
1.0-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants. Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique.
≥ 1.4	Satisfaisante pour les barrages.

Si $F_s < 1$ il y a la rupture.(Présence d'un glissement

Si $F_s > 1$ il n'y a pas de rupture, (situation stable)

Si $F_s = 1$ il y a un équilibre limite.

2.2 Divers éléments de base du calcul de la stabilité

Il est indispensable de prendre en considération divers éléments pour effectuer des calculs de stabilité, notamment :

- la typologie des sols.
- les caractéristiques mécaniques des sols.
- la géométrie en 2 ou 3 dimensions du talus.
- les paramètres hydrodynamiques (niveaux d'eau et flux).
- les risques en cours.[36]

2.3 Les méthode de calcul

Il est essentiel de réaliser des calculs après le glissement afin de comprendre et d'analyser le phénomène, dans le but d'éviter toute récurrence de glissements dans des conditions similaires. L'objectif est d'améliorer la situation pour garantir une sécurité acceptable.Par contre, Il est primordial d'effectuer des calculs avant le glissement pour déterminer la surface de glissement critique parmi une multitude de surfaces de rupture possibles. Cela permettra d'anticiper et de prévenir les risques de glissement.

Il existe en réalité plusieurs méthodes de calcul à la rupture, aucune n'est parfaite dans la mesure où aucune ne tient compte de la déformabilité du sol. Parmi Les méthodes classiques les plus couramment utilisées :

- Calcul en rupture plane.
- Calcul en rupture circulaire.[29]

2.3.1 Rupture plane

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.[23]

2.3.1.1 Stabilité des pentes finies (méthode Culmann, 1886)

Une (pente finie), est une pente avec une base et une surface supérieure, la hauteur étant limitée. Les faces inclinées des barrages en terre, des remblais, des excavations et similaires sont toutes des pentes finies. Ainsi, l'analyse de la stabilité de telles pentes est d'une importance vitale pour la profession de l'ingénierie géotechnique.

L'enquête sur la stabilité des pentes finies implique les étapes suivantes selon la procédure couramment adoptée : (a) Supposer une surface de glissement possible, (b) Étudier l'équilibre des forces agissant sur cette surface, et (c) Répéter le processus jusqu'à ce que la pire surface de glissement, c'est-à-dire celle avec la marge de sécurité minimale, soit trouvée.

La défaillance des pentes finies dans les sols cohésifs ou cohésifs-frictionnels tend à se produire par rotation [37], la surface de glissement approximant à l'arc d'un cercle comme montré à la figure (2.5)

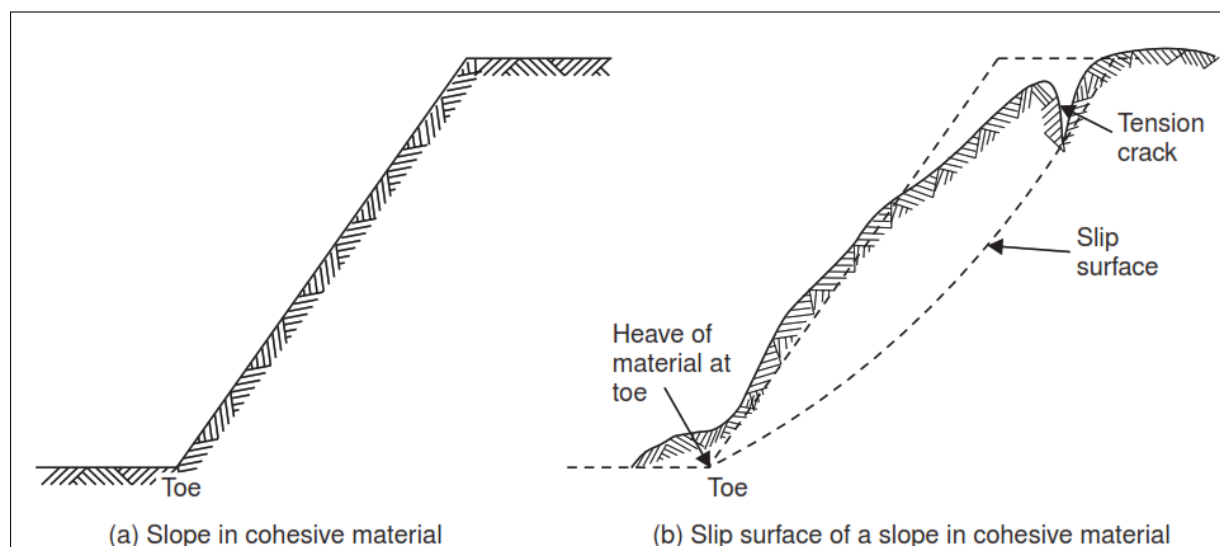


Figure 2.5: Caractéristiques typiques du glissement rotationnel dans un sol cohésif.

Cette méthode est basée sur les hypothèses que la surface de rupture est plane et que le milieu est homogène, sans présence d'eau.[35]

On obtient le coefficient de sécurité et la hauteur critique suivants :

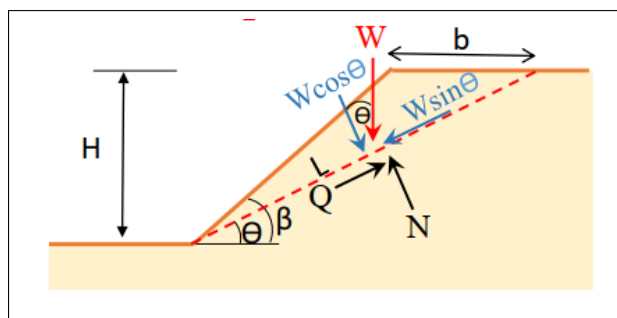


Figure 2.6: Pente finie avec surface de rupture plane.

$$F_s = \frac{4C}{\gamma \cdot H} \left(\frac{\sin \beta \cdot \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right) \quad (2.13)$$

$$H_{cr} = \frac{4C}{\gamma} \left\{ \frac{\sin \beta \cdot \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right\} \quad (2.14)$$

2.3.1.2 Stabilité des pentes infinies (1910)

Une (pente infinie) est une pente qui représente la surface limite d'une masse de sol semi-infinie inclinée par rapport à l'horizontale. En pratique, si la hauteur de la pente est très grande, on peut la considérer comme infinie. On suppose que le sol est homogène dans ses propriétés. Si des couches différentes sont présentes, on suppose que les limites des couches sont parallèles à la surface. La défaillance tend à se produire uniquement le long d'un plan parallèle à la surface. L'analyse de la stabilité de telles pentes est relativement simple et elle est traitée pour les cas de sol purement sans cohésion, de sol purement cohésif et de sol cohésif-frictionnel ,les cas où des forces d'infiltration permanentes et de rabattement rapide se produisent sont également considérés pour un sol purement sans cohésion.[37]

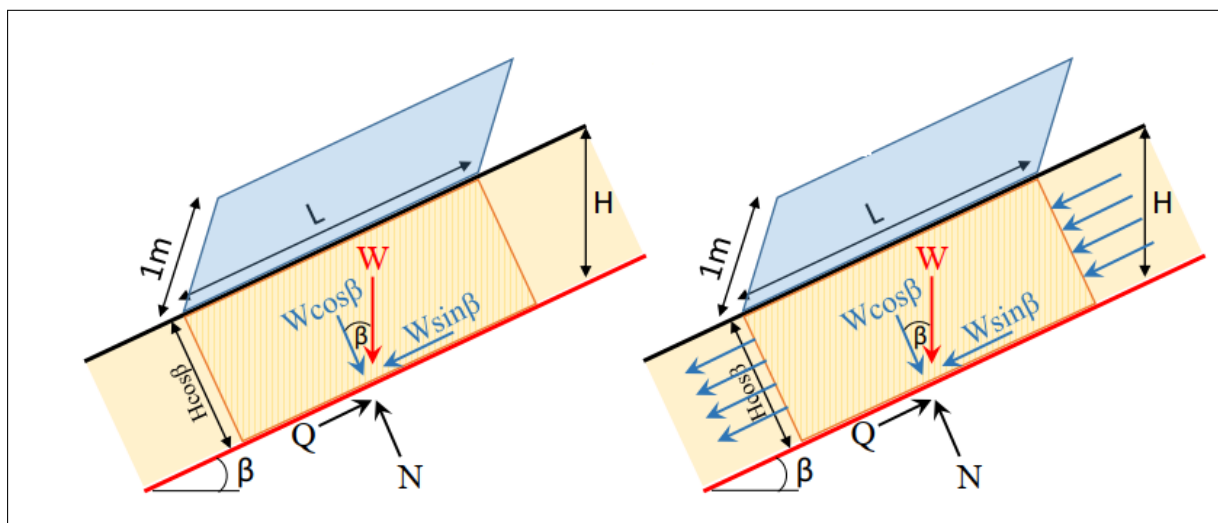


Figure 2.7: Les forces résultantes agissant sur une tranche.

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 :

A. Pente infinie (sans infiltration):

La stabilité d'une pente infinie en sol sans cohésion, sans infiltration, est un cas classique étudié en géotechnique. Une pente infinie est un modèle idéal où la pente est considérée comme très longue et homogène, ce qui simplifie l'analyse en supposant que les conditions sont les mêmes en tout point de la pente. L'analyse basée sur les contraintes totales, également appelée 'analyse $\varphi=0$, donne la stabilité d'un remblai immédiatement après sa construction. On suppose que le sol n'a pas eu le temps de se drainer et que les paramètres de résistance au cisaillement utilisés se rapportent à la résistance non drainée par rapport aux contraintes totales. Ces valeurs peuvent être obtenues soit par un essai de compression non confinée, soit par un essai triaxial non drainé sans mesures de la pression interstitielle.

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (2.15)$$

τ_{max} : Résistance au cisaillement du sol.

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

$$\tau_{max} = C + \sigma \tan \varphi \quad (2.16)$$

$$W = \gamma V = \gamma(LH \cos \beta) \quad (2.17)$$

La normale N et la tangentielle T, forces déterminées

$$N = W \cos \beta = \gamma L H \cos \beta \cos \beta = \gamma L H \cos^2 \beta \quad (2.18)$$

$$T = W \sin \beta = \gamma L H \cos \beta \sin \beta \quad (2.19)$$

En l'absence de fuite et de pression interstitielle, les composantes de la contrainte sur un plan situé à la profondeur H et parallèle à la surface de la pente sont les suivantes

$$\tau = \frac{T}{L} = \frac{\gamma L H \cos \beta \sin \beta}{L} = \gamma H \cos \beta \sin \beta \quad (2.20)$$

$$\sigma = \frac{N}{L} = \frac{\gamma L H \cos^2 \beta}{L} = \gamma H \cos^2 \beta \quad (2.21)$$

donc F_s :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{C + \sigma \tan \varphi}{\gamma H \cos \beta \sin \beta} \rightarrow F_s = \frac{C + \gamma H \cos^2 \beta \tan \varphi}{\gamma H \cos \beta \sin \beta} \quad (2.22)$$

$$F_s = \frac{C}{\gamma H \cos \beta \sin \beta} + \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \geq 1.5 \quad (2.23)$$

$$H_{cr} = \frac{C}{\gamma} \times \frac{1}{\cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \varphi)} \quad (2.24)$$

Pour un sol purement pulvérulent ($c = 0$), le coefficient de sécurité se réduit à :

$$F_s = \frac{tg\phi}{tg\beta} \geq 1.5 \quad (2.25)$$

B. Pente infinie (avec infiltration) :

Le rabattement rapide se produit lorsqu'un niveau d'eau élevé, maintenu contre une pente ou un talus, baisse soudainement. Ce phénomène est fréquent après la vidange rapide d'un réservoir ou d'un lac artificiel. Dans la méthode de la pente infinie, il est nécessaire d'estimer la profondeur à laquelle un glissement de cisaillement peut se développer lorsque l'angle de la pente est défini .

$$\sigma' = \sigma - U \quad (2.26)$$

$$\sigma = \gamma H \cos^2 \beta, U = \gamma_w H \cos^2 \beta \quad (2.27)$$

$$\sigma' = \gamma H \cos^2 \beta - \gamma_w H \cos^2 \beta \quad (2.28)$$

$$\sigma' = (\gamma - \gamma_w) H \cos^2 \beta = \gamma' H \cos^2 \beta \quad (2.29)$$

Le facteur de sécurité par rapport à la résistance au cisaillement F_s peut s'écrire comme suit :

$$F_s = \frac{C + \sigma' \tan \varphi}{\tau} = \frac{C + \gamma' H \cos^2 \beta}{\gamma H \cos \beta \sin \beta} \rightarrow F_s = \frac{C}{\gamma H \cos \beta \sin \beta} + \frac{\gamma' \cos \beta \tan \varphi}{\gamma \sin \beta} \quad (2.30)$$

$$F_s = \frac{C}{\gamma H \cos \beta \sin \beta} + \frac{\gamma' \tan \varphi}{\gamma \tan \beta} \geq 1.5 \quad (2.31)$$

Ou:

c = La cohésion

γ' = Contrainte normale effective sur la surface de rupture = ($\gamma - u$)

γ = Contrainte normale totale sur la surface de rupture

u = Pression de l'eau interstitielle à la surface de la rupture

φ = L'angle de frottement interne.

Pour un sol sans cohésion ($c = 0$) :

$$F_s = \frac{\gamma' \tan \varphi}{\gamma \tan \beta} \geq 1.5 \quad (2.32)$$

Le sol d'une longue pente a une résistance au cisaillement non drainée de 50 kN/m² et un poids unitaire de 18 kN/m³. En utilisant la méthode de la pente infinie, calculer la profondeur à laquelle un glissement de cisaillement peut se développer lorsque l'angle de la pente est de 22°. [30]

un glissement de cisaillement peut se développer ($F_s = 1$)

$$F_s = \frac{C}{\gamma b z \cos \beta \sin \beta} = 1 \quad (2.33)$$

$$z = \frac{50}{18(1) \cos(22) \sin(22)} = 8 \text{ m} \quad (2.34)$$

2.3.2 Stabilité en rupture circulaire

Il semble plus difficile d'étudier la stabilité en rupture circulaire. En effet, la géométrie de la surface de rupture est plus complexe et aucune approche directe ne semble efficace. Nous allons donc avoir recours à la méthode des tranches, qui permet d'accéder relativement aisément au coefficient de sécurité F_s .

2.3.2.1 Recherche du coefficient de sécurité minimal

Pour déterminer le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut rechercher le cercle donnant la valeur minimale de F_s puisque c'est le long de cette surface de glissement que la rupture risque de se produire.

Il n'y a pas de méthode précise permettant de définir, a priori, la position de ce cercle critique.

Il faut procéder par tâtonnements en calculant le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercles, et ceci en quadrillant les surfaces de rupture géométriquement compatibles avec la topographie des lieux.

Dans le cas général, il y a une triple infinité de possibilités :

- pour un centre donné, il est possible de faire varier le rayon du cercle.
- la position du centre peut varier dans le sens horizontal.
- la position du centre peut également varier dans le sens vertical. [14]

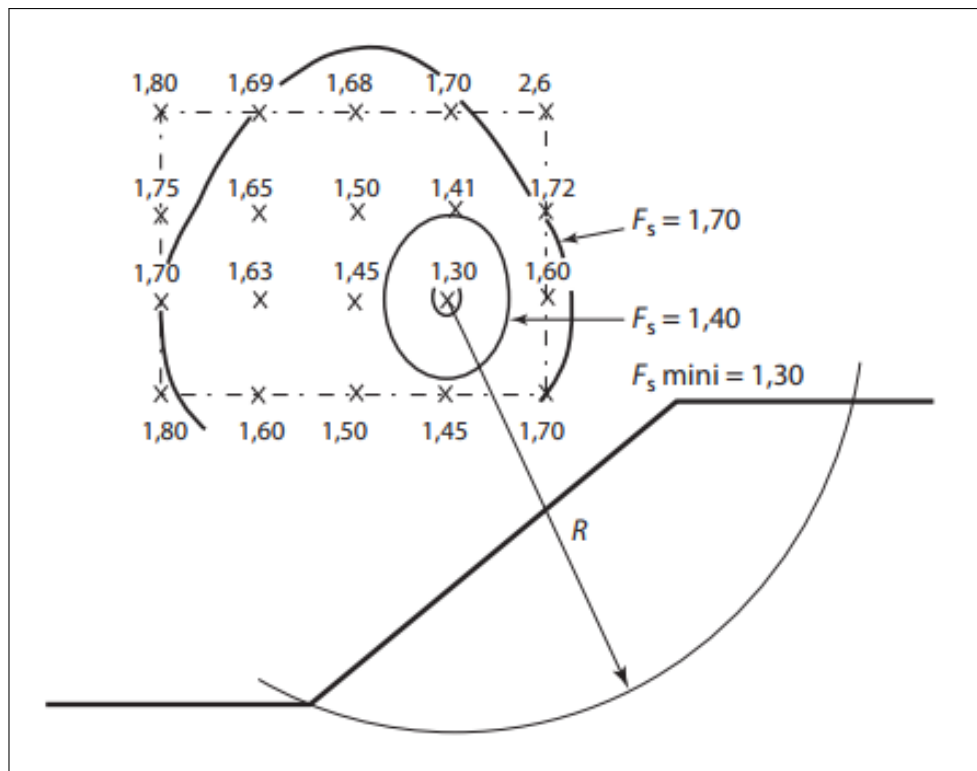


Figure 2.8: Rupture circulaire.

Le coefficient de sécurité correspondant au rayon donnant la valeur minimale a été porté au droit de chaque centre étudié. Il est ensuite possible de tracer des courbes d'isofacteur de sécurité et de définir le minimum donnant la valeur recherchée du coefficient de sécurité global.[14]

La recherche du coefficient de sécurité nécessite souvent le calcul de nombreux cercles, opération particulièrement fastidieuse si elle est faite manuellement. Des logiciels de calcul spécifiques effectuent cette opération de manière automatique.[14]

2.3.2.2 Différentes méthodes de calcul de la rupture circulaire

A. La méthode de l'arc circulaire

La méthode de l'arc circulaire est une technique utilisée en stabilité des pentes. Elle consiste à approximer la forme de la surface de glissement potentielle par un arc circulaire. Cette méthode simplifie l'analyse en supposant que la surface de glissement suit une trajectoire circulaire, permettant aux ingénieurs de calculer des facteurs critiques tels que le coefficient de sécurité contre la rupture de la pente.

La méthode de l'arc circulaire est particulièrement utile pour les sols cohésifs où la surface de glissement tend à présenter des formes courbes en raison de la présence de forces cohésives entre les particules du sol.

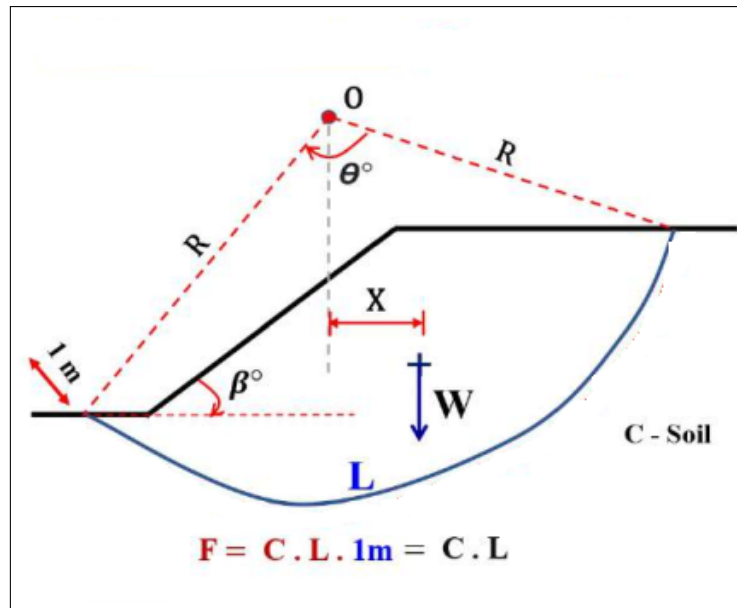


Figure 2.9: Rupture circulaire.

$$F_s = \frac{M_{resistance}}{M_{motrice}} \quad (2.35)$$

$$M_{motrice} = W X \quad (2.36)$$

$$M_r = C L R \Rightarrow L = \frac{\pi R}{180} \theta \quad (2.37)$$

$$F_s = \frac{C \frac{\pi R^2}{180} \theta}{W X} = \frac{\pi R^2}{180} \left\{ \frac{C \theta}{W X} \right\} \quad (2.38)$$

Coefficient de sécurité F_s

$$F_s = \frac{\pi R^2}{180} \left\{ \frac{C \theta}{W X} \right\} \quad (2.39)$$

Ou :

C = La cohésion .

θ = Angle .

R =Le rayon.

W =Le poids.

X= La distances.

Il existe plusieurs méthodes pour calculer le coefficient de sécurité :

En cas des charges (q) :

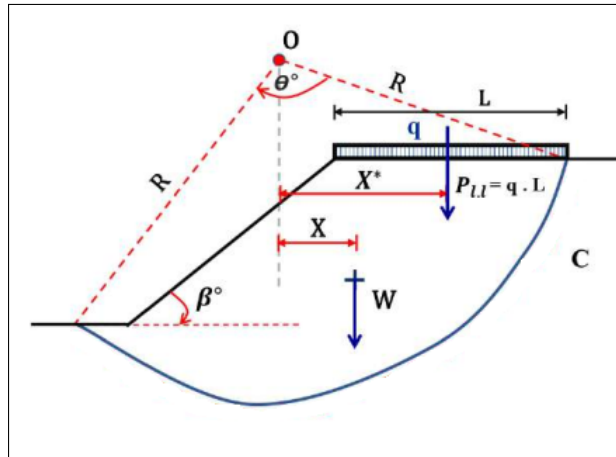


Figure 2.10: Rupture circulaire avec une charge

$$F_s = \frac{\pi R^2}{180} \left\{ \frac{C \theta}{W X + q L x^*} \right\} \quad (2.40)$$

S'il ya deux couches différentes chacune c , \gamma :

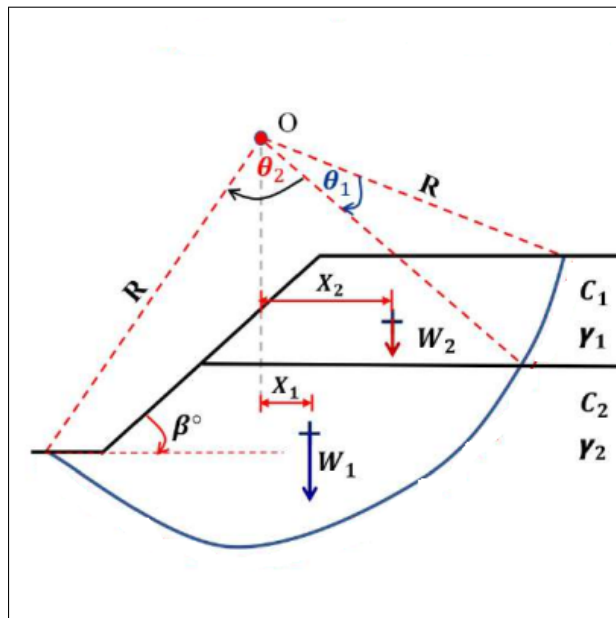


Figure 2.11: Rupture circulaire deux couches différentes.

$$F_s = \frac{\pi R^2}{180} \left\{ \frac{C_1 \theta_1 + C_2 \theta_2}{W_1 X_1 + W_2 X_2} \right\} \quad (2.41)$$

La berge du canal a le profil illustré à la figure (2.12) Pour le cercle de glissement d'essai représenté, la zone (ABCDE) est de 155 m^2 et le centre est situé au point (G). La fissure de traction est (CD). Déterminez le facteur de sécurité.

- a) Si le niveau de l'eau dans le canal est au même niveau que le sommet de la berge.
- b) Si le canal est vide. [30]
- a. Si le niveau de l'eau dans le canal est au même niveau que le sommet de la berge.**

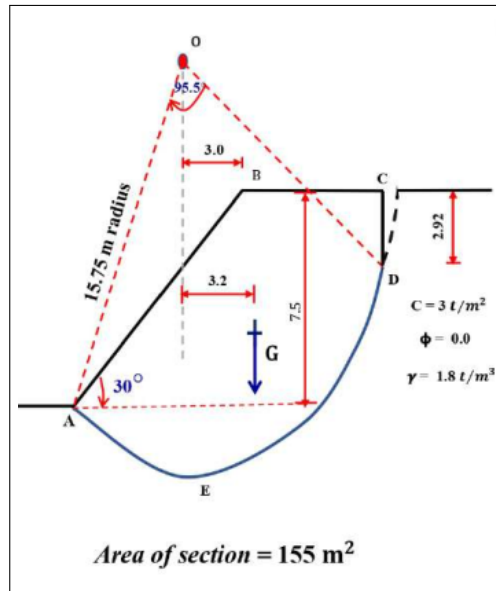


Figure 2.12: Exemple Pour le cercle de glissement.

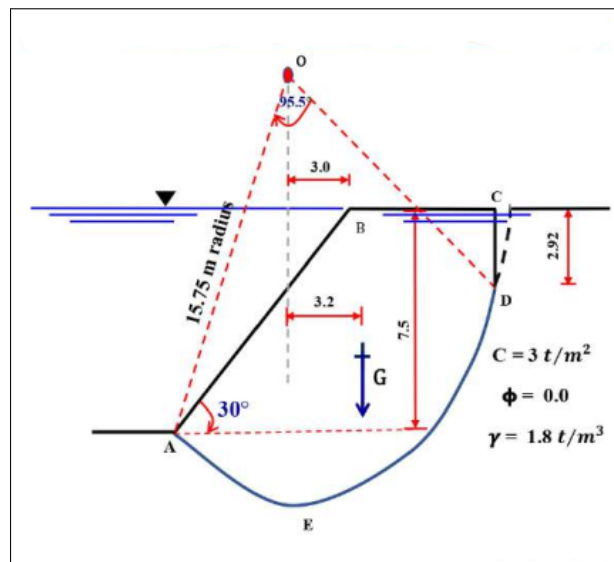


Figure 2.13: cercle de glissement(niveau de l'eau dans le canal.)

Déterminez le pourcentage d'augmentation du facteur de sécurité.[30]

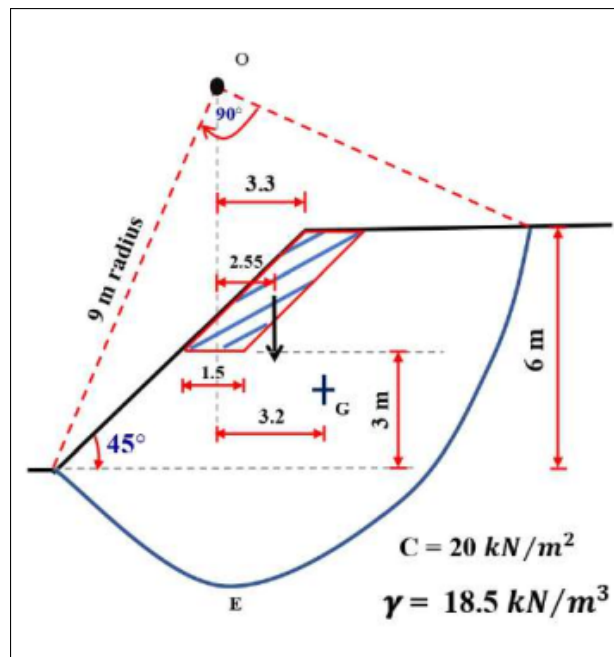


Figure 2.15: cercle de glissement (le canal est vide)

1. Avant la découpe de l'argile.

$$F_s = \frac{\pi R^2}{180} \left\{ \frac{C \theta}{W X + q L x^*} \right\} \quad (2.51)$$

$$F_s = \frac{\pi 9^2}{180} \left\{ \frac{20 \times 90}{38,7 \times 18,5 \times 3,2} \right\} = 1,11 \quad (2.52)$$

$$1,11 < 1,5 \quad (2.53)$$

2. après la découpe de l'argile.

$$W_t = W_1 + W_2 \quad (2.54)$$

$$F_s = \frac{\pi R^2}{180} \left\{ \frac{C_1 \theta_1 + C_2 \theta_2}{W_1 X_1 - W_2 X_2} \right\} \quad (2.55)$$

$$F_s = \frac{\pi 9^2}{180} \frac{20 \times 90}{38,7 \times 18,5 \times 3,2 - 1,5 \times 3 \times 18,5 \times 2,55} = 1,22 < 1,5 \quad (2.56)$$

Pourcentage d'augmentation

$$\frac{1,22 - 1,11}{1,11} \times 100 = 9,9\% \quad (2.57)$$

B. Méthodes des tranches

Pour analyser le sol formant une pente sous des conditions de drainage complet ou partiel, il faut considérer les propriétés cohésives et de frottement du sol basées sur les contraintes

effectives. La méthode des tranches est pratique pour ce type d'analyse. Elle divise la masse de sol au-dessus du cercle de glissement supposé en plusieurs tranches verticales de largeur égale, généralement entre huit et dix pour faciliter les calculs.

Les forces latérales sur les côtés des tranches sont indéterminées statiquement car elles dépendent des propriétés de déformation sous contrainte du matériau, ce qui oblige à faire des suppositions approximatives. La méthode conventionnelle suppose que les forces latérales sont égales de chaque côté de la tranche, ce qui introduit une erreur d'environ 15% sur la masse totale [32].

Comme le montre à titre indicatif les figures (2.16) (2.17)

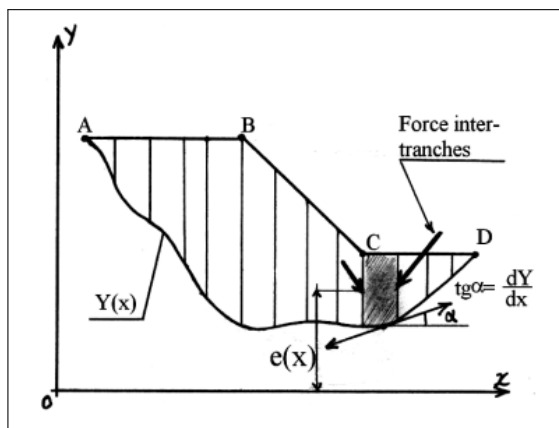


Figure 2.16: Schéma de bloc plan discrédité en des tranches infinitésimales.

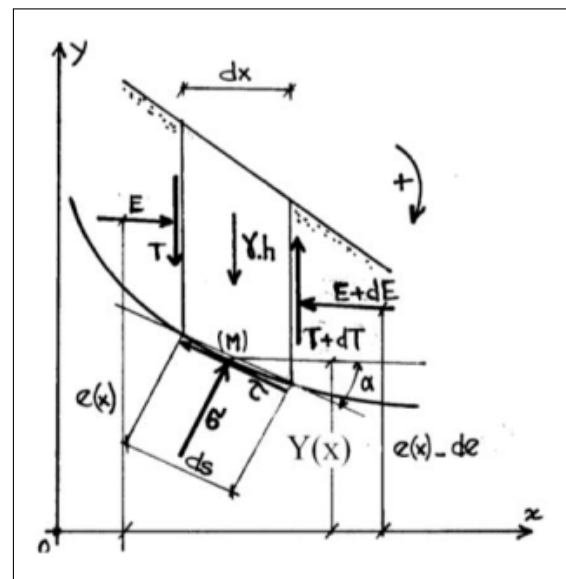


Figure 2.17: Étude d'une tranche isolée

Examinons l'équilibre du volume de sol limite par (AMB) que l'on considère comme un bloc rigide. Avec :

1. $Y(x)$: Equation de la ligne de rupture étudiée.
2. $\tan \alpha = \frac{dy}{dx}$, La tangente à la ligne de rupture.
3. $e(x)$: Equation de la ligne d'action de la force interne s'exerçant sur une tranche verticale.
4. E et $E + dE$: Forces inter tranches horizontales .
5. T et $T + dT$: Forces inter tranches verticales.

L'équilibre des forces horizontales, verticales et des moments (par rapport à la base de la tranche) donne respectivement :

• **Projection sur ox :**

$$\sum F_h = 0$$

$$E - (E + dE) - \tau \cos \alpha ds + \sigma \sin \alpha ds = 0 \quad (2.58)$$

• **Projection sur oy :**

$$\sum F_V = 0$$

$$-T + (T + dT) - \gamma h \cos \alpha ds + \tau \sin \alpha ds + \sigma \cos \alpha ds = 0 \quad (2.59)$$

$$\sum M_M = 0$$

$$T - E \frac{dE}{dx} + \frac{dE}{dx} (e - y) = 0 \quad (2.60)$$

Avec :

$dx = ds \cos \alpha$ La combinaison des équations (2.58) et (2.59) permet d'écrire les contraintes normale σ et tangentielle τ comme suit :

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[\tan \alpha \frac{dE}{dx} + \frac{dT}{dx} + \gamma h \right] \quad (2.61)$$

$$\tau = \cos^2 \alpha \left[-\frac{dE}{dx} + \tan \alpha \frac{dT}{dx} + \gamma h \tan \alpha \right] \quad (2.62)$$

Ces contraintes vérifient le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Ainsi, on dispose de 4 équations (3-6) à 5 inconnues, à savoir : $T(x), E(x), \sigma(x), \tau(x)$ et $e(x)$. Le problème est indéterminé et il est nécessaire d'ajouter une équation sous forme d'hypothèse supplémentaire. C'est d'ailleurs le point de divergence des différentes méthodes des tranches. [6]

C'est ce qu'on appelle la méthode des tranches, développée pour les ruptures circulaires par FILLENIUS et perfectionnée par BISHOP . [11]

1. Méthode de Fellenius (1927)

C'est la première méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main. [3]

• **Hypothèses :**

1. La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches.
2. Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales).[3]

Fellenius a proposé une méthode limitée aux ruptures circulaires, basée sur l'hypothèse supplémentaire suivante : les forces $\mathbf{E}(\mathbf{x})$ et $\mathbf{T}(\mathbf{x})$ sont invariables d'une tranche à l'autre, autrement dit :

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dT}{dx} = 0 \quad (2.63)$$

Ainsi, les équations (2.49) et (2.50) se réduisent en :

$$\sigma = \gamma h \cos^2 \alpha$$

$$\tau = \gamma h \cos \alpha \sin \alpha$$

Soit F_s le coefficient de sécurité locale d'une tranche donnée, tel que :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

En combinant les trois dernières équations, on aboutit à :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{c + \gamma h \cos^2 \alpha \tan \alpha}{\gamma h \cos \alpha \sin \alpha}$$

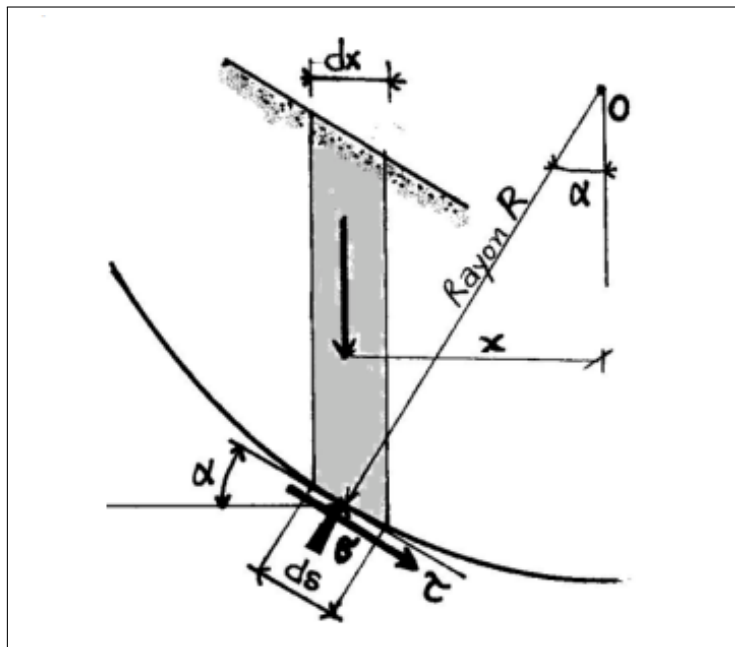


Figure 2.18: Calcul du facteur de sécurité d'une tranche.

En cas d'un talus non surchargé, la contrainte normale σ est due seulement au poids W de la tranche, comme le montre la figure (2.18) :

$$\sigma = W \frac{\cos \alpha}{ds} \quad (2.64)$$

Avec :

$ds = \frac{dx}{\cos \alpha}$ étant la longueur de l'arc formant la base de la tranche.

Le facteur de sécurité locale devient alors :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\frac{c}{\cos \alpha} + W \cos \alpha \tan \varphi}{W \sin \alpha} \quad (2.65)$$

Pour une contrainte effective:

$$F_s = \frac{\frac{c}{\cos \alpha} + [W \cos \alpha - U \frac{dx}{\cos \alpha}] \tan \varphi}{W \sin \alpha} \quad (2.66)$$

Avec :

• **La pression interstitielle :**

$$U = \gamma_w H_w$$

• **Le poids de chaque tranche :**

$$W = \gamma h dx$$

H_w : Hauteur de l'eau comprise entre le milieu de la tranche et la surface libre de la nappe

• les étapes de la solution

- Dessin à l'échelle appropriée .
- Découpe en plusieurs tranches .
- On centre le poids de chaque tranche et la flèche touche la surface de glissement .
- Pour chaque tranche , on calcule les éléments suivant :
 1. Angle d'inclinaison de la diapositive par rapport au centre .
 2. De la centre a l'endroit ou le poids agit .
 3. Avec la convention que l'angle positif est à droite du centre et l'angle négatif est à gauche du centre .
- Poids de la tranche (W) (triangulaire ou trapézoïdal)[30]

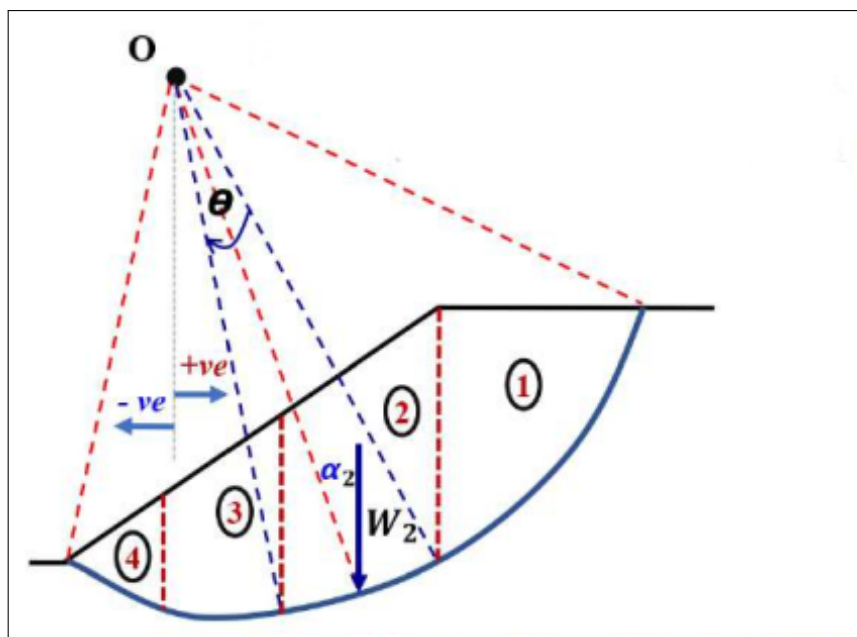


Figure 2.19: Méthode des tranches

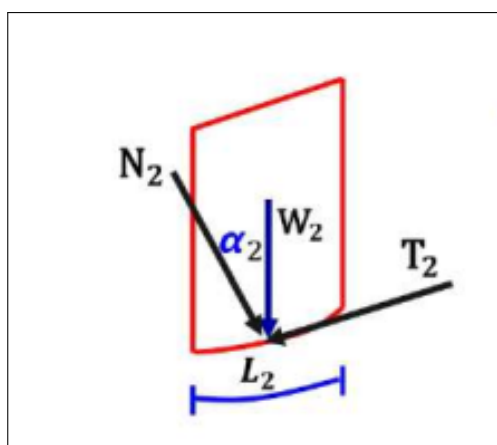


Figure 2.20: analyse du poids en deux composantes .

$$N_2 = W_2 \cos \alpha_2 \text{ (force normal) (Elle participe à la résistance)} \quad (2.67)$$

$$T_2 = W_2 \sin \alpha_2 \text{ (force tangentielle) (Elle participe à l'éroulement)} \quad (2.68)$$

$$F_s = \frac{N_2 \tan(\phi) + C_2 \cdot L_2}{T_2} \quad (2.69)$$

• La loi générale pour tous les tranches

$$F_s = \frac{\sum N \tan(\phi) + \sum C \cdot L}{\sum T} \quad (2.70)$$

$$L = \frac{\pi \cdot R}{180} \times \theta \quad (2.71)$$

- Si le sol a un angle nous utilisons la loi suivants :

$$F_s = \frac{\sum N \tan(\phi)}{\sum T} \quad (2.72)$$

- Si nous avons un niveau d'eau d'un seul Côté :

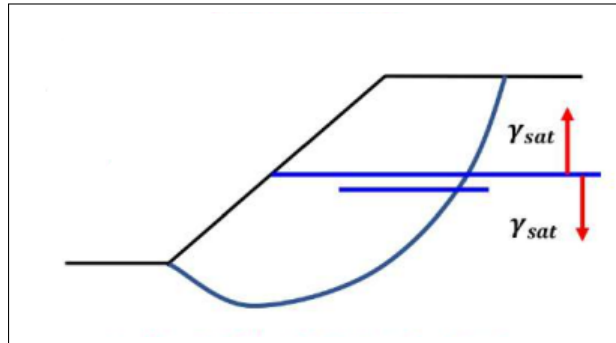


Figure 2.21: niveau d'eau d'un seul Côté

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (2.73)$$

Pour la pente illustrée à la figure (2.15), utilisez la méthode ordinaire par tranches pour obtenir le facteur de sécurité.

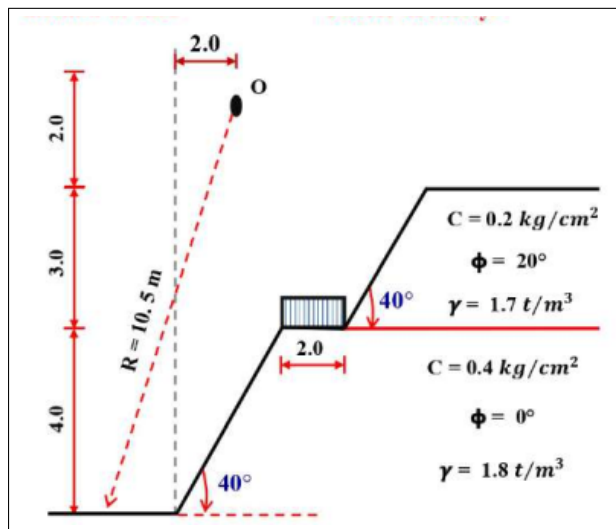


Figure 2.22: Deux types de sols différents .

$$F_s = \frac{\sum N \tan(\phi) + C_1 \cdot L_1 + C_2 \cdot L_2}{\sum T} \quad (2.74)$$

$$L_1 = \frac{\pi \cdot R}{180} \times \theta = \frac{\pi \times 10.5}{180} \times 23.5 = 3.70 \text{ m} \quad (2.75)$$

$$L_2 = \frac{\pi \cdot R}{180} \times \theta = \frac{\pi \times 10.5}{180} \times 90 = 16.50 \text{ m} \quad (2.76)$$

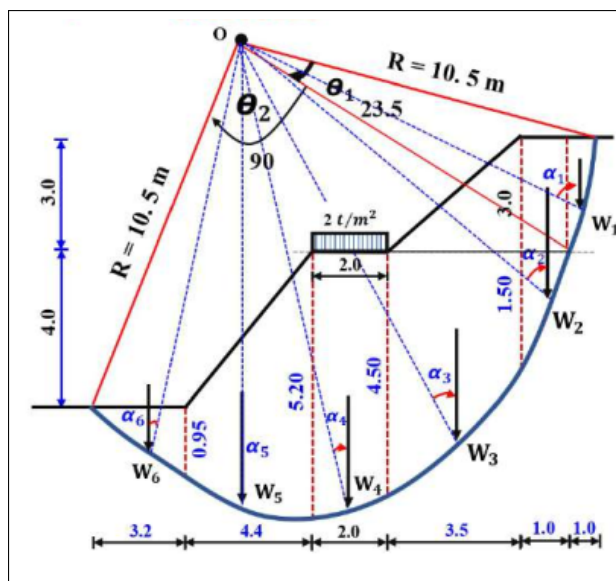


Figure 2.23: Elle divise la masse de sol en plusieurs tranches verticales

Figure 2.24: Tableau rééputatif les résultats des calculs

Area (m^2)	Weight (ton)	α	$N = W \cos \alpha$	$T = W \sin \alpha$	ϕ	$N \tan(\phi)$
$A_1 = 0.5 \times 1.0 \times 3.0 = 1.5 m^2$	$W_1 = \gamma_1 A_1$ $1.7 \times 1.50 = 2.55$	67°	0.99	2.35	20°	0.364
$A_2 = a_1 + a_2$ $a_1 = 1.0 \times 3.0 = 3.0 m^2$ $a_2 = 0.5 \times 1.0 \times 1.50 = 0.75 m^2$	$W_2 = \gamma_1 a_1 + \gamma_2 a_2$ $1.7 \times 3.0 + 1.8 \times 0.75$ $= 6.45$	55°	3.69	5.28	0°	0
$A_3 = a_1 + a_2$ $a_1 = 0.5 \times 3.50 \times 3.0 = 5.25 m^2$ $a_2 = 3.50 \times \frac{4.50 + 1.50}{2} = 10.50 m^2$	$W_3 = \gamma_1 a_1 + \gamma_2 a_2$ $1.7 \times 5.25 + 1.8 \times 10.50$ $= 27.83$	35°	22.80	15.69	0°	0
$A_4 = 2.0 \times \frac{5.20 + 4.50}{2} = 9.70 m^2$	$W_4 = \gamma_2 A_4 + L.L \times X_{LL}$ $1.8 \times 9.70 + 2 \times 2 = 21.46$	20°	20.16	7.34	0°	0
$A_5 = 4.40 \times \frac{0.95 + 5.20}{2} = 12.74 m^2$	$W_5 = \gamma_2 A_5$ $1.8 \times 12.74 = 22.93 \text{ ton}$	0°	22.93	0.0	0°	0
$A_6 = 0.5 \times 0.95 \times 3.2 = 1.52 m^2$	$W_6 = \gamma_2 A_6$ $1.8 \times 1.52 = 2.74 \text{ ton}$	-20°	2.57	-0.93	0°	0
				$\Sigma 29.74$		$\Sigma 0.364$

$$F_s = \frac{\sum N \tan(\phi) + C_1.L_1 + C_2.L_2}{\sum T} \tag{2.77}$$

$$F_s = \frac{0.364 + 2 \times 3.70 + 4 \times 16.5}{29.74} = 2.47 > 1.5 \text{ (stable)} \quad (2.78)$$

2. Méthode de Bishop (1954)

La méthode des tranches de **Bishop (1954)** est utile si une pente est constituée de plusieurs types de sol avec des valeurs différentes de c et si les pressions interstitielles u dans la pente sont connues ou peuvent être estimées.[32]

• Hypothèses :

1. La méthode suppose une surface de glissement circulaire.
2. Elle néglige les forces verticales entre les tranches.

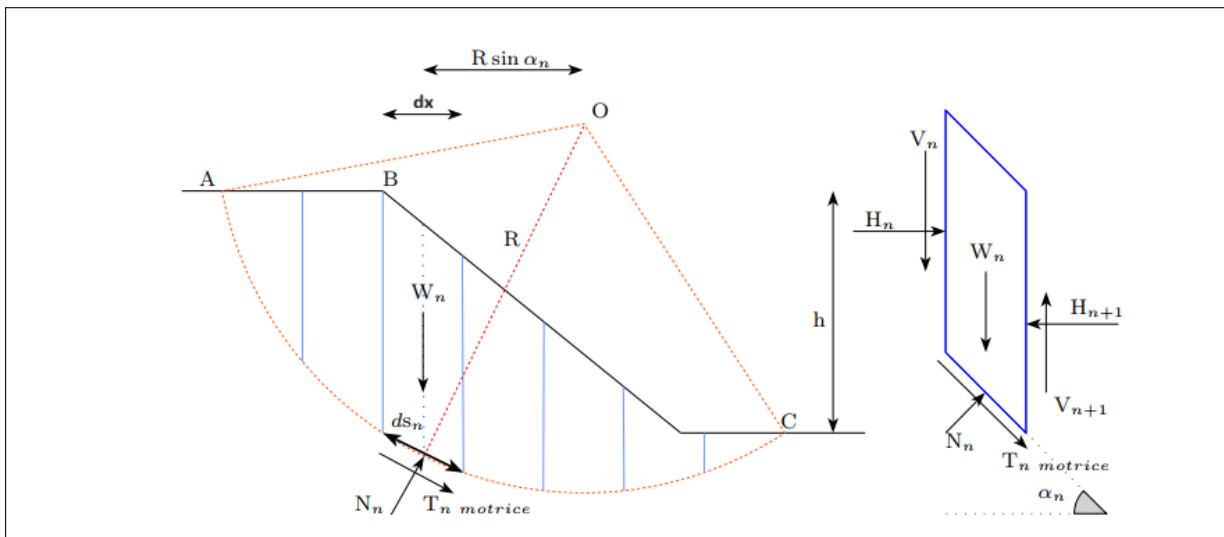


Figure 2.25: Méthode de Bishop.

Maintenant, nous allons

$$H_n - H_{n+1} = \Delta P \quad (\text{les forces horizontal entre les tranchées})$$

$$V_n - V_{n+1} = \Delta V \quad (\text{les forces vertical entre les tranchées})$$

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

La contrainte tangentielle τ :

$$\tau = \frac{T}{S} = \frac{W \sin \alpha}{ds} = \frac{T_n}{ds} \quad (2.79)$$

La contrainte normale σ :

$$\sigma = \frac{F}{S} = \frac{W \cos \alpha}{ds} = \frac{N_n}{ds} \quad (2.80)$$

Soit F_s le coefficient de sécurité locale d'une tranche donnée, tel que :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{\frac{W \sin \alpha}{ds}} = \frac{c + \frac{W \cos \alpha}{ds} \tan \varphi}{\frac{W \sin \alpha}{ds}}$$

Avec : $ds = \frac{dx}{\cos \alpha}$

$$F_s = \frac{c + \frac{W \cos \alpha}{\frac{dx}{\cos \alpha}} \tan \varphi}{\frac{\frac{W \sin \alpha}{\frac{dx}{\cos \alpha}}}{\frac{dx}{\cos \alpha}}} = \frac{c}{\frac{W \sin \alpha}{\frac{dx}{\cos \alpha}}} + \frac{W \cos \alpha}{\frac{dx}{\cos \alpha}} \tan \varphi \frac{\frac{dx}{\cos \alpha}}{W \sin \alpha}$$

$$F_s = \frac{c}{W \sin \alpha \frac{\cos \alpha}{dx}} + \frac{W \cos \alpha}{W \sin \alpha} \tan \varphi$$

$$F_s = \frac{c \frac{dx}{\cos \alpha}}{W \sin \alpha} + \frac{W \cos \alpha}{W \sin \alpha} \tan \varphi = \frac{c \frac{dx}{\cos \alpha} + W \cos \alpha \tan \varphi}{W \sin \alpha}$$

$$N = W \cos \alpha$$

$$T_{motrice} = W \sin \alpha$$

$$F_s = \frac{T_{max}}{T_{motrice}} = \frac{c ds + N \tan \varphi}{T_{motrice}} \rightarrow T_{motrice} = \frac{c ds}{F_s} + \frac{N \tan \varphi}{F_s}$$

La somme des forces dans la direction verticale:

$$\cos \alpha = \frac{w}{N}, \quad \sin \alpha = \frac{w}{T_{motrice}}$$

$$W_n + \Delta V = N \cos \alpha + \left(\frac{c ds}{F_s} + \frac{N \tan \varphi}{F_s} \right) \sin \alpha \quad (2.81)$$

$$W_n + \Delta V = N \left(\cos \alpha + \frac{\tan \varphi}{F_s} \sin \alpha \right) + \frac{c ds}{F_s} \sin \alpha \quad (2.82)$$

$$N = \frac{W_n + \Delta V - \frac{c ds}{F_s} \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi \sin \alpha}{F_s}} \quad (2.83)$$

Le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_s = \frac{T_{\max}}{T_{\text{metor}}} = \frac{c ds + N \tan \varphi}{W \sin \alpha} \quad (2.84)$$

En remplaçant la valeur de N :

$$F_s = \frac{c ds + \frac{W_n + \Delta V - \frac{c ds}{F_s} \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi \sin \alpha}{F_s}} \tan \varphi}{W \sin \alpha} = \frac{c ds + \frac{W_n + \Delta V - \frac{c ds}{F_s} \sin \alpha}{m_a} \tan \varphi}{W \sin \alpha} \quad (2.85)$$

$$ds = \frac{dx}{\cos \alpha} \rightarrow dx = ds \cos \alpha$$

$$m_a = \cos \alpha + \frac{\tan \varphi \sin \alpha}{F_s} \quad (2.86)$$

$$F_s = \frac{\frac{c ds (\cos \alpha + \frac{\tan \varphi \sin \alpha}{F_s}) + (W_n + \Delta V - \frac{c ds}{F_s} \sin \alpha) \tan \varphi}{m_a}}{W \sin \alpha} = \frac{c ds (\cos \alpha + \frac{\tan \varphi \sin \alpha}{F_s} - \frac{\tan \varphi \sin \alpha}{F_s}) + W_n \tan \varphi + \Delta V \tan \varphi}{W \sin \alpha}$$

$$F_s = \frac{(c ds \cos \alpha + W_n \tan \varphi + \Delta V \tan \varphi) \frac{1}{m_a}}{W \sin \alpha}$$

$$F_s = \frac{(c dx + W_n \tan \varphi + \Delta V \tan \varphi) \frac{1}{m_a}}{W \sin \alpha} \quad (2.87)$$

L'expression (2.87) est une équation implicite en F_s à résoudre de manière itérative. En général, la valeur initiale de F_s est celle obtenue par la méthode de Fellenius ; on procède ensuite par itérations successives jusqu'à atteindre la précision souhaitée.

Cette formulation est relativement complexe, et Bishop a proposé une méthode simplifiée (Méthode simplifiée de Bishop), basée sur l'hypothèse que $\Delta V = 0$.

L'équation (2.87) se simplifie en :

$$F_s = \frac{(c dx + W_n \tan \varphi) \frac{1}{m_a}}{W \sin \alpha} \quad (2.88)$$

On a plusieurs tranches :

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W \sin \alpha} \Sigma \frac{c dx + W \tan \varphi}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi \sin \alpha}{F_s}} \quad (2.89)$$

Multiplier le numérateur et le dénominateur par $\frac{1}{\cos \alpha}$:

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W \sin \alpha} \Sigma \frac{(c dx + W \tan \varphi) \frac{1}{\cos \alpha}}{(\cos \alpha + \frac{\tan \varphi \sin \alpha}{F_s}) \frac{1}{\cos \alpha}} \quad (2.90)$$

Le F_s pour ce cas sera donc :

$$F_s = \frac{1}{\Sigma W \sin \alpha} \Sigma \frac{c dx + W \tan \varphi \sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi}{F_s}} \quad (2.91)$$

Un talus a le profil illustré à la figure. En supposant que les fissures de tension ne se développent pas, déterminez le facteur de sécurité par rapport à la rupture de la résistance au cisaillement le long du cercle de glissement (utiliser quatre bandes) (utiliser la méthode de Bishop. Prendre le rapport moyen de pression d'eau interstitielle = 0,5 (r_u)).

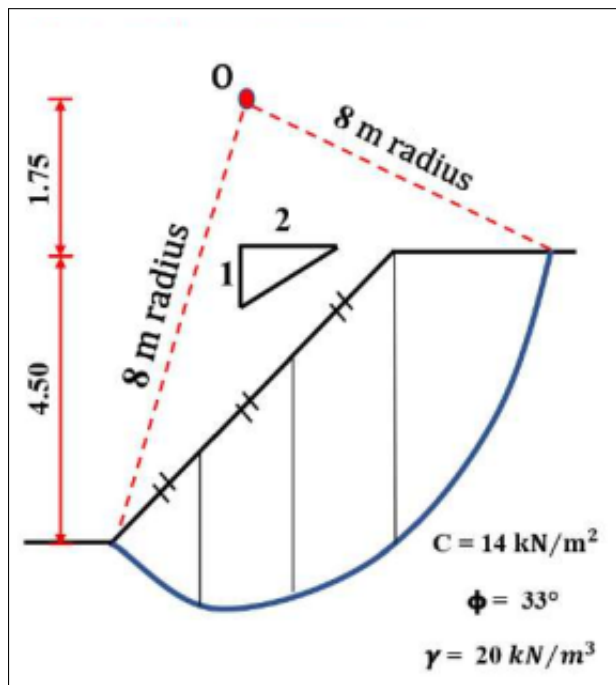


Figure 2.26: Méthode de solution de Bishop (1).

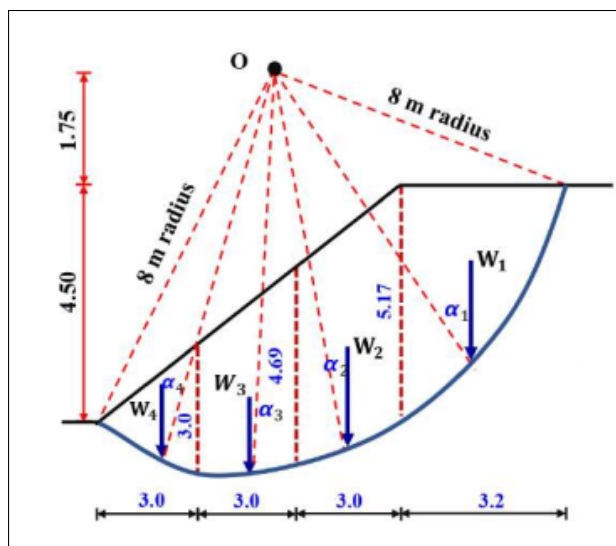


Figure 2.27: Méthode de solution de Bishop (2).

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \frac{C B + W (1 - r_u) \tan \phi \sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F_s}} \quad (2.92)$$

Figure 2.28: Tableau récapitulatif des résultats des calculs.

Slice	Area (m^2)	Weight (kN)	α	W sin α	b	F.O.S = 1.0	F.O.S = 2.616	F.O.S = 2.737
1	$A_1 = 0.5 \times 3.8 \times 5.17 = 9.82 m^2$	$W_1 = \gamma A_1$ $20 \times 9.82 = 196.40$	41°	128.85	3.2	99.06	127.48	128.49
2	$A_2 = 3.0 \times \frac{5.17 + 4.69}{2} = 14.79 m^2$	$W_2 = \gamma A_2$ $20 \times 14.79 = 295.80$	18°	91.41	3	119.86	134.32	134.76
3	$A_3 = 3.0 \times \frac{4.69 + 3.0}{2} = 11.54 m^2$	$W_3 = \gamma A_3$ $20 \times 11.54 = 230.80$	-4°	-16.1	3	122.8	119.3	119.20
4	$A_4 = 0.5 \times 3.0 \times 3.0 = 4.50 m^2$	$W_4 = \gamma A_4$ $20 \times 4.50 = 90$	-22°	-33.71	3	104.14	85.38	84.96
				$\Sigma 170.45$		$\Sigma 445.86$	$\Sigma 466.48$	$\Sigma 467.41$

$$F_S = 1 \longrightarrow F_S = \frac{445.85}{170.75} = 2.616 \quad (2.93)$$

$$F_S = 2.616 \longrightarrow F_S = \frac{466.48}{170.45} = 2.737 \quad (2.94)$$

$$F_S = 2.737 \longrightarrow F_S = \frac{467.41}{170.45} = 2.742 \quad (2.95)$$

Ces méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. La programmation à l'aide d'un ordinateur permet de trouver une solution rapide après seulement quelques cycles. En supposant tout d'abord que $F_S = 1$ à droite, et en calculant ensuite la valeur de gauche. Cette dernière valeur de F_S est comparée à la valeur proposée, et si elle n'est pas suffisamment proche, le coefficient F_S calculé est utilisé dans la prochaine itération et ainsi de suite. [24]

Il existe une autre version rigoureuse pour Bishop qui justifie toutes les équations d'équilibre, mais l'écart entre la version rigoureuse et la version simplifiée n'est que de 1%. [24]

• On prend le facteur de sécurité : $F_S = 2.742$

Il s'agit d'une méthode utilisée pour calculer le facteur de sécurité (F_S) pour des pentes spécifiées après une période de temps à partir de la construction. Les contraintes effectives sont utilisées dans l'analyse ($C' \cdot \phi'$).

On considère qu'il s'agit de la même méthode (méthode des tranches), mais elle est plus précise car elle prend en compte les forces entre les tranches.

C. Méthode de Taylor

Lorsque les paramètres tels que l'angle de la pente, la hauteur du remblai, le poids spécifique du matériau, l'angle de frottement interne et la cohésion unitaire sont connus, il est possible de calculer le coefficient de sécurité. Pour simplifier ce calcul, **Taylor** a proposé une méthode

consistant à analyser la stabilité de diverses pentes en variant les angles et les paramètres internes, représentant ensuite les résultats par un "nombre de stabilité" abstrait désigné par N . L'expression utilisée est la suivante : [32]

$$N = \frac{C_u}{F_s \cdot \gamma \cdot H} \quad (2.96)$$

À partir de cela, le coefficient de sécurité par rapport à la cohésion peut être exprimé comme suit :

$$F_s = \frac{C_u}{N \cdot \gamma \cdot H} \quad (2.97)$$

- C_u : cohésion non drainée
- H : hauteur
- N : nombre de stabilité
- γ : poids volumique du sol
- **Hypothèses :**
 - Il doit s'agir d'un seul type de sol.
 - Le talus est concentré sur une couche solide. [30]

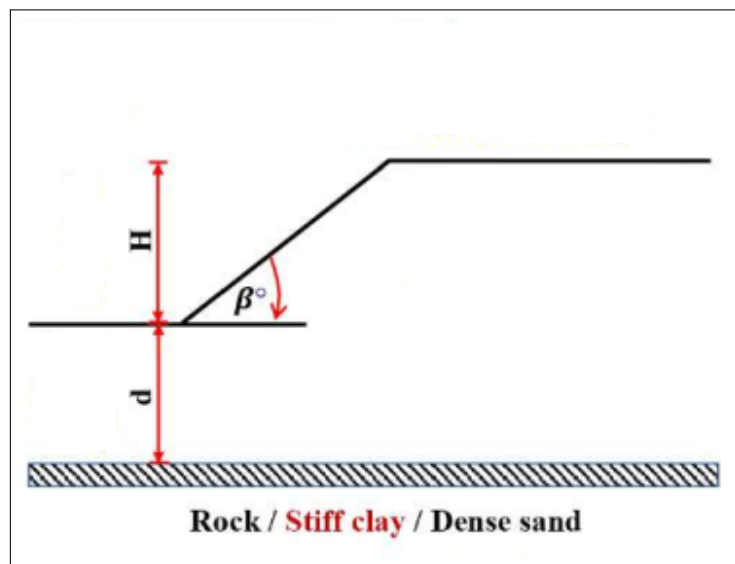


Figure 2.29: Méthode de Taylor.

Dans la méthode de Taylor, nous utilisons un tableau N en termes d'angle ϕ .

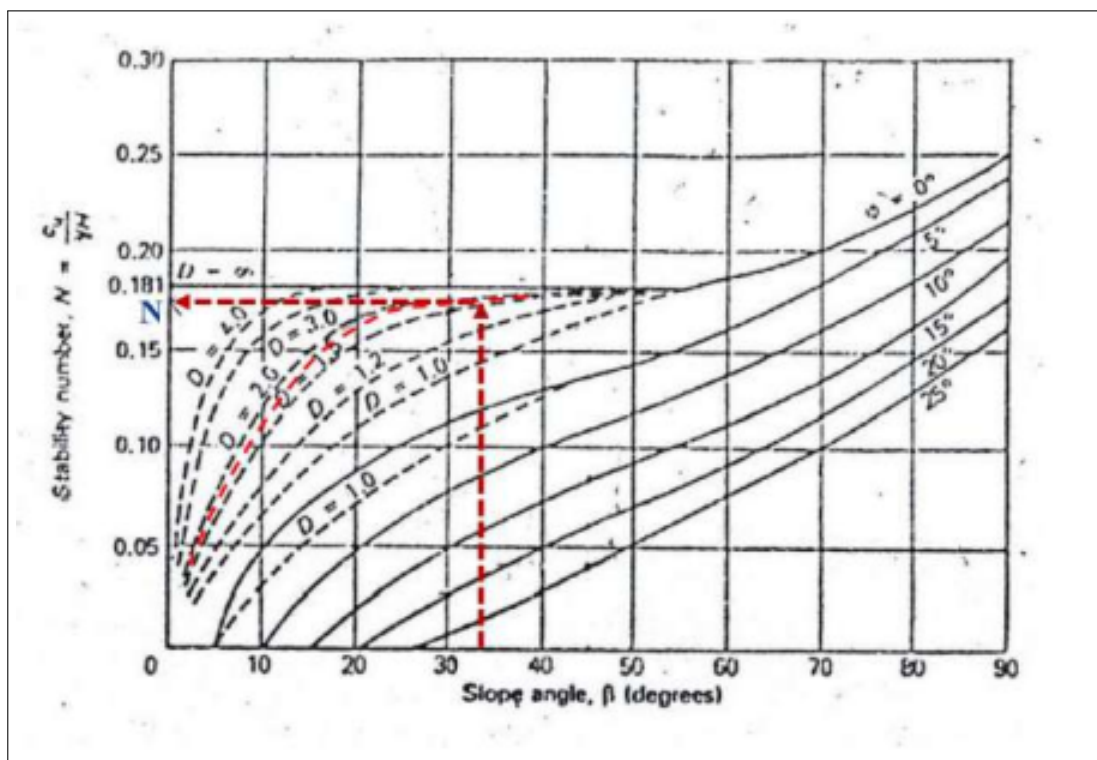


Figure 2.30: Numéro de stabilité de Taylor.

Pour connaître la valeur de N, vous devez calculer D selon la loi suivante:

$$D = \frac{H + d}{H} \quad (2.98)$$

- D : numéro de courbe
- H : hauteur d'inclinaison
- d : forte hauteur de classe

Note:

Si l'angle est supérieur à 55°, nous n'avons pas besoin de D

S'il fait plus de 5° nous n'avons pas besoin de D

Talus de déblai (**1 vertical : 1,5 horizontal**) d'une hauteur verticale de 10,0 m. Le massif est constitué de deux couches d'argile saturée tel que représenté sur la figure. Il est demandé de :

Déterminer le facteur de sécurité contre le cisaillement le long du cercle de glissement d'essai en utilisant (**la méthode de l'arc circulaire**).

Déterminer le facteur de sécurité contre le cisaillement en utilisant (**méthode du diagramme de Taylor**)[30]

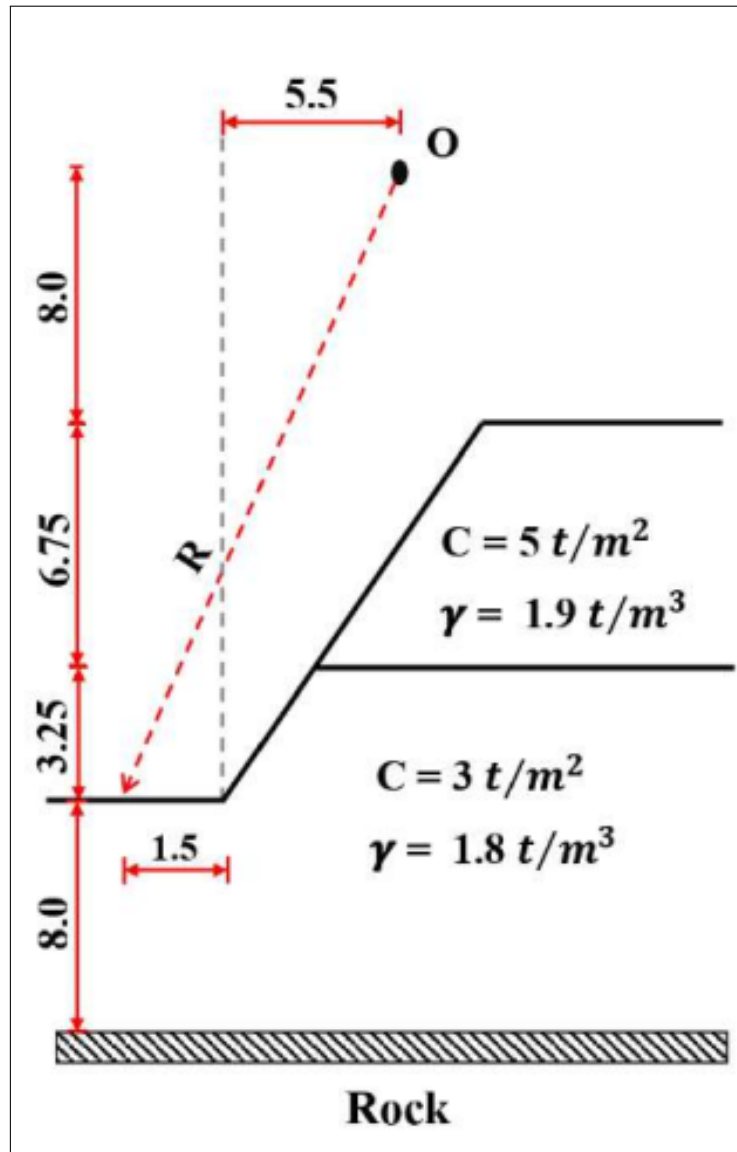


Figure 2.31: Le massif est constitué de deux couches d'argile saturée.

Figure 2.33: Tableau récapitulatif des résultats des calculs.

Area (m^2)	Weight (ton)	X (m)	W.X (ton.m)
$A_1 = 0.5 \times 5.11 \times 6.75 = 17.25 m^2$	$W_1 = \gamma_1 A_1$ $1.9 \times 17.25 = 32.78 \text{ ton}$	14.17	464.49
$A_2 = a_1 + a_2$ $a_1 = 2.97 \times 6.75 = 20.05 m^2$ $a_2 = 0.5 \times 2.97 \times 2.07 = 3.07 m^2$	$W_2 = \gamma_1 a_1 + \gamma_2 a_2$ $1.9 \times 20.05 + 1.8 \times 3.07$ $= 43.62 \text{ ton}$	10.98	478.95
$A_3 = a_1 + a_2$ $a_1 = 0.5 \times 10.13 \times 6.75 = 34.19 m^2$ $a_2 = 10.13 \times \frac{2.07 + 4.55}{2} = 33.53 m^2$	$W_3 = \gamma_1 a_1 + \gamma_2 a_2$ $1.9 \times 34.19 + 1.8 \times 33.53$ $= 125.32 \text{ ton}$	4.44	556.42
$A_4 = 4.88 \times \frac{0.51 + 4.55}{2} = 12.35 m^2$	$W_4 = \gamma_2 A_4$ $1.8 \times 12.35 = 22.23 \text{ ton}$	3.06	- 68.02
$A_5 = 0.5 \times 1.5 \times 0.51 = 0.38 m^2$	$W_5 = \gamma_2 A_5$ $1.8 \times 0.38 = 0.68 \text{ ton}$	6.0	- 4.08
			$\Sigma 1427.76$

$$F_s = \frac{\pi 19.31^2}{180} \left\{ \frac{5 \times 25 + 3 \times 61}{1427.76} \right\} = 1.41 < 1.5 \quad (2.102)$$

Note: Instable

b. La méthode du diagramme de Taylor : $\varphi = 0$, $\beta = 33.69$

$$D = \frac{H+d}{H} = \frac{10+8}{10} = 1.8 \quad (2.103)$$

A partir du graphique : $N = 0.175$

Transférer une couche ou plusieurs couches :

$$\gamma = \frac{\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2}{H_1 + H_2} = \frac{1.9 \times 6.75 + 1.8 \times 11.25}{6.75 + 11.25} = 1.84 t/m^3 \quad (2.104)$$

$$L_1 = \frac{\pi R \theta}{180} = \frac{\pi \times 19.3 \times 25}{180} = 8.43 m \quad (2.105)$$

$$L_2 = \frac{\pi R \theta}{180} = \frac{\pi \times 19.3 \times 61}{180} = 20.56 m \quad (2.106)$$

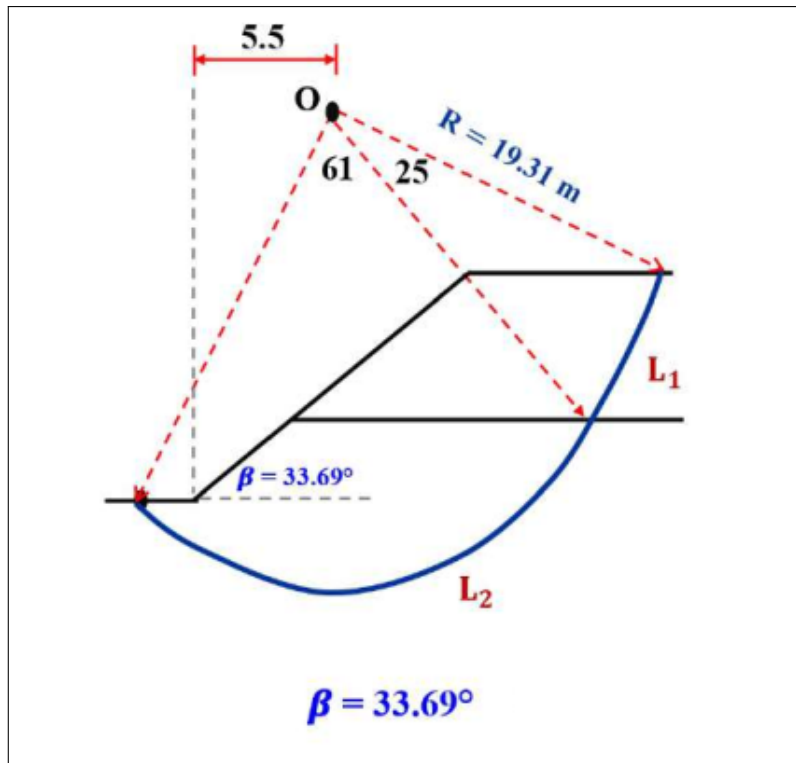


Figure 2.34: Méthode du diagramme de Taylor.

$$C_u = \frac{C_1 L_1 + C_2 L_2}{L_1 + L_2} = \frac{5 \times 8.43 + 3 \times 20.56}{8.43 + 20.56} = 3.58 t/m^3 \quad (2.107)$$

Note: La résistance se produit le long de l'arc, pas sur la hauteur.

$$F_s = \frac{C_u}{N \gamma H} = \frac{3.58}{0.175 \times 1.84 \times 10} = 1.11 < 1.5 \quad (2.108)$$

2. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux noeuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique tels que Plaxis, Adonis.[17]

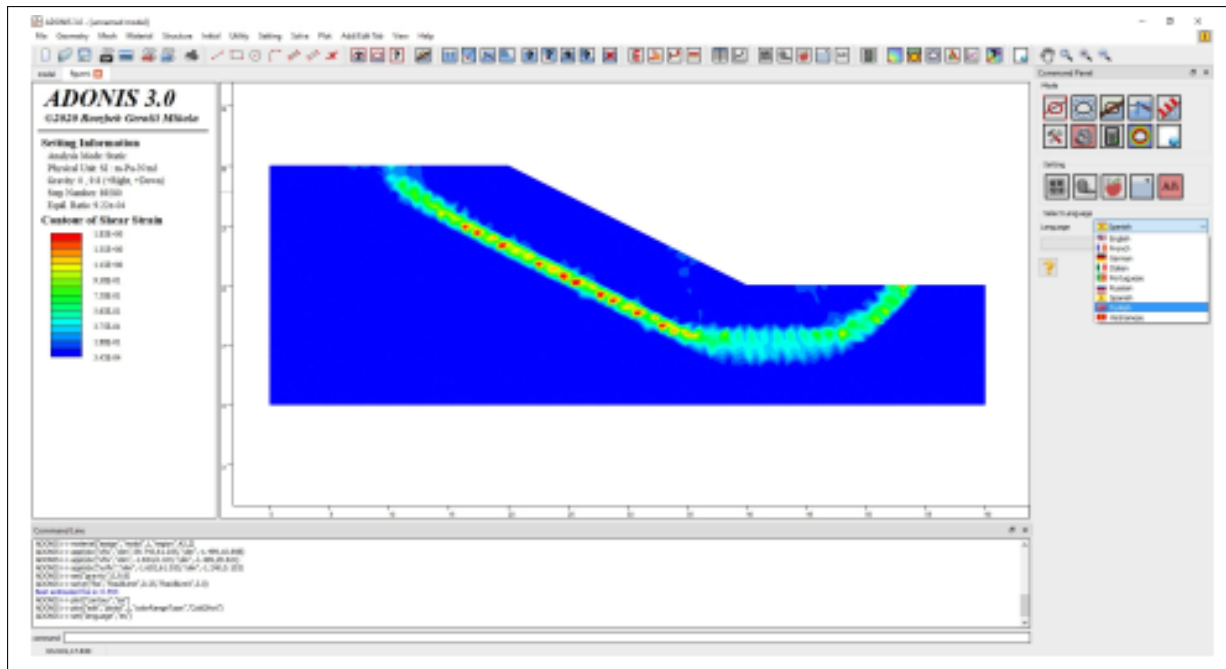


Figure 2.35: Stabilité des Talus.

Chapitre 3

Présentation de PLAXIS 2D

3.1 Introduction

Le développement du logiciel PLAXIS a commencé en 1987 à l'université technique de Delft à l'initiative du département allemand des travaux publics et gestion des eaux.

L'objectif initial était réservé à développer un code d'éléments finis en 2D facile à manier permettant l'analyse des talus en sols mous implantés aux bords des rivières situées dans les plaines Hollandaises. Quelques années plus tard, PLAXIS a été étendu pour couvrir d'autres domaines de la géotechnique. Avec l'extension des différentes activités géotechniques, une compagnie nommée PLAXIS b.v. a vu le jour en 1993. En 1998, la première version PLAXIS pour Windows a été lancée. En même temps le module kernel pour le calcul en 3D a commencé de connaître son développement. Plusieurs années de développement, il y a eu le lancement en 2001 du programme tunnel PLAXIS 3D.

Le logiciel PLAXIS est un programme d'éléments finis conçu au départ pour les problèmes en deux dimensions (2D) puis étendu à ceux de trois dimensions (3D) spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour plusieurs modes d'applications géotechniques.

Le modèle 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. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du logiciel . [28]

3.2 Fonctionnalités de PLAXIS

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) (Figure 3.1) :

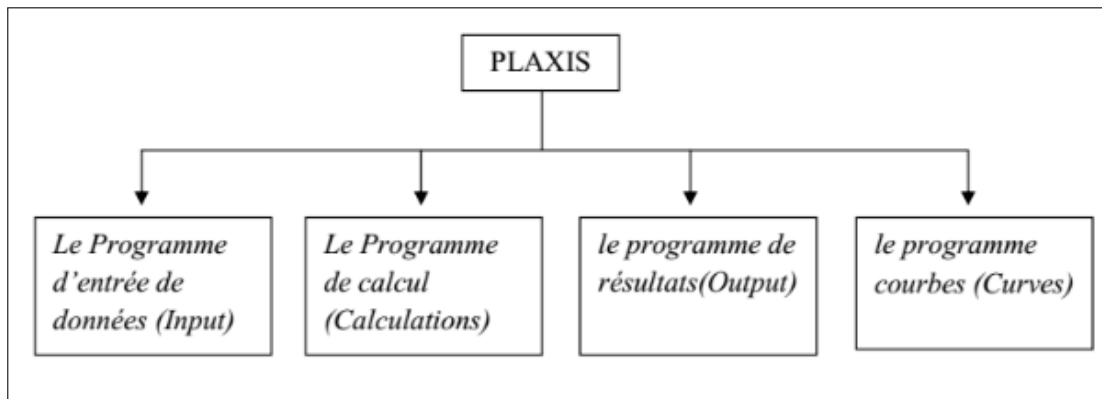


Figure 3.1: Différents programmes de calcul en PLAXIS 2D .

3.2.1 Programme d'entrée (Input)

Cette icône représente le programme d'entrée des données (Input). Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique.

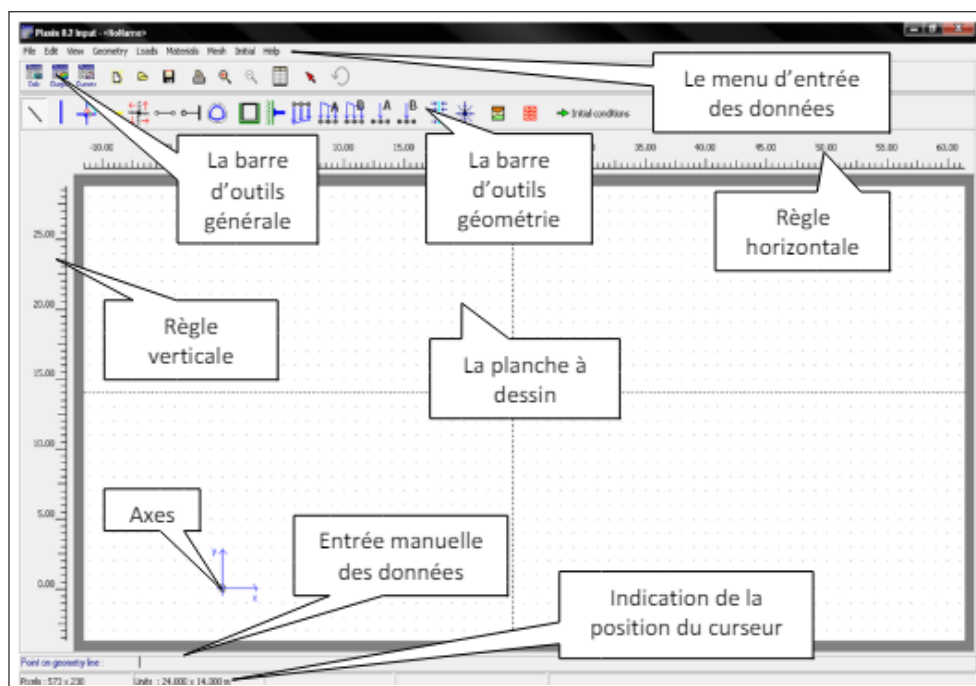


Figure 3.2: Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).

- **Le menu d'entrée des données (Main menu):**

Le menu Input contient tous les éléments sur les données et les opérations du programme Input. La plupart de ces éléments sont aussi accessibles par des boutons dans la barre d'outils.[8]

- **La barre d'outils générale (Tool bar (general)):**

La barre d'outils contient les icônes relatives aux actions générales comme les opérations sur le disque, l'impression, les zooms ou le choix d'objets. Elle contient aussi les icônes qui servent à lancer les autres modules de PLAXIS (Calculations, Output et Curve).[8]

- **La barre d'outils de géométrie (Tool bar (geometry)):**

Cette barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre tel qu'il permet en général de définir entièrement le modèle en suivant les boutons de la barre d'outil de la gauche vers la droite.[8]

- **Les règles (Rulers):**

Sur la gauche et la partie supérieure de la planche à dessin, des règles indiquent les coordonnées physiques x et y du modèle géométrique. Ceci permet d'avoir un aperçu immédiat des dimensions. Les règles peuvent être supprimées depuis le menu View. Un clic sur les règles permet d'activer la fenêtre General settings, et donc de modifier les dimensions du modèle.[8]

- **La planche à dessin (Draw area):**

La planche à dessin est la page sur laquelle le modèle géométrique va être créé et modifié. La création et la modification du modèle géométrique sont principalement effectuées à l'aide de la souris, mais pour certaines options, la saisie des données à l'aide du clavier est possible (voir ci-dessous, Entrée manuelle des données). La planche à dessin peut être utilisée de la même manière que les programmes de dessin classiques. Les noeuds de la grille peuvent servir de points d'ancrage.[8]

- **Axes :**

Si l'origine physique se trouve dans l'intervalle des dimensions définies par l'utilisateur, elle est représentée par un petit cercle dans lequel les axes x et y sont indiqués par des flèches. L'indication des axes peut être supprimée depuis le menu View.[8]

- **Entrée manuelle des données:**

Si le dessin à la souris n'a pas l'exactitude souhaitée, la ligne d'entrée manuelle des données peut être utilisée. Les valeurs pour les coordonnées x et y peuvent être saisies en tapant les valeurs correspondantes avec un espace entre les deux (valeur de x (espace) valeur de y).

L'entrée manuelle des coordonnées peut être faite pour tous les éléments géométriques, exceptés les articulations de plaque (Hinges) et les blocages en rotation (Rotation fixities).[8]

• Indication de la position du curseur

L'indicateur de la position du curseur donne la position actuelle du pointeur de la souris à la fois avec les coordonnées physiques (coordonnées x et y) et en pixels.[8]

3.2.2 Le programme calcul (Calculation)

Les étapes peuvent être définies dans le même ordre que dans la réalité. Il existe pour l'utilisateur quatre types de calcul différents à choisir ; un calcul plastique, le calcul de la consolidation, un calcul dynamique Dynamic Calculation et le calcul ϕ/C reduction où le dernier est utile pour calculer les facteurs de sécurité. Une fois que toutes les étapes ont été définies, le processus de calcul peut commencer en cliquant sur le bouton Calcul . Au cours du calcul, une petite fenêtre apparaît et donne des informations sur la progression de chaque phase de calcul.[7]

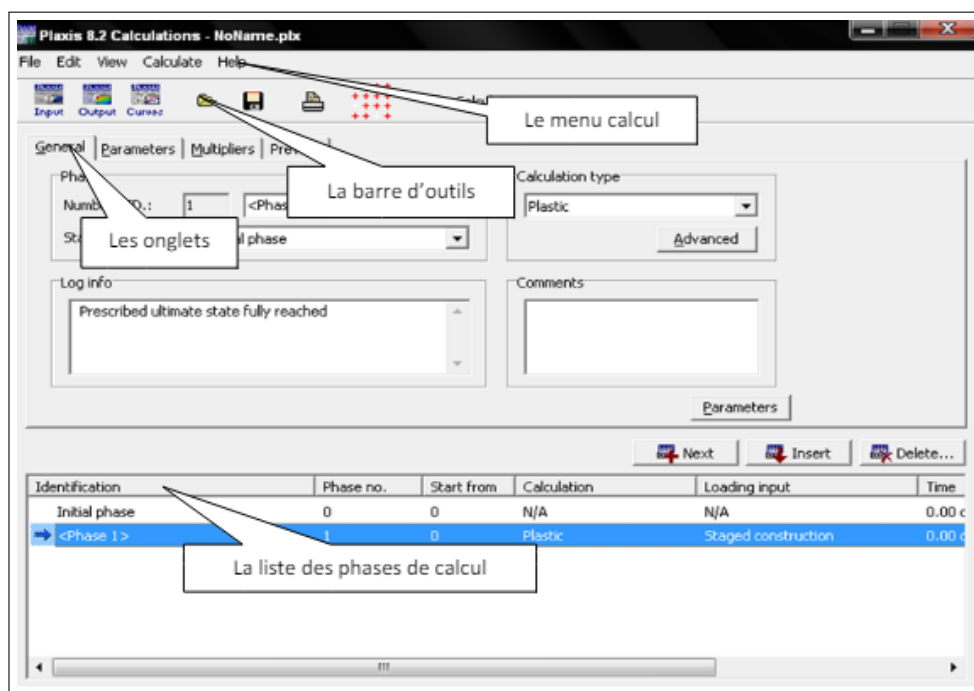


Figure 3.3: Le programme de calcul .

3.2.3 Programme sortie Out put

Le premier programme utilisé pour l'analyse des résultats, est le programme output. Ce programme contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs. Au lancement du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul approprié ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. La fenêtre principale du programme output contient le menu des résultats, les fenêtres de résultats, la barre d'outils et la barre d'état (figure 3.4).

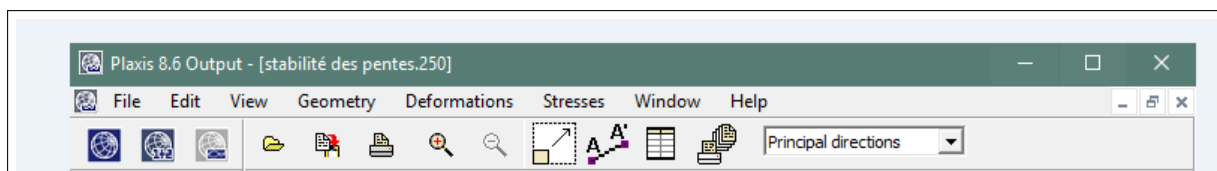


Figure 3.4: Barre d'outils de la fenêtre principale du programme output .

D'une manière générale, ce programme fournit les options suivantes :

- **Déformations** : La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacements ou de déformations peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.
- **Contraintes** : La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs.
- **Efforts et déplacements dans les éléments de structure** : Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, les efforts normaux, les efforts tranchants et les moments fléchissants de tous les éléments de structure.
- **Coupes** : Cette option très commode est offerte par PLAXIS pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.
- **Générateur de rapport** : Un générateur de rapport permet l'édition d'un rapport complet, des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle.
- **Animations** : Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure. [4]

3.2.4 Le programme courbes (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

[7]

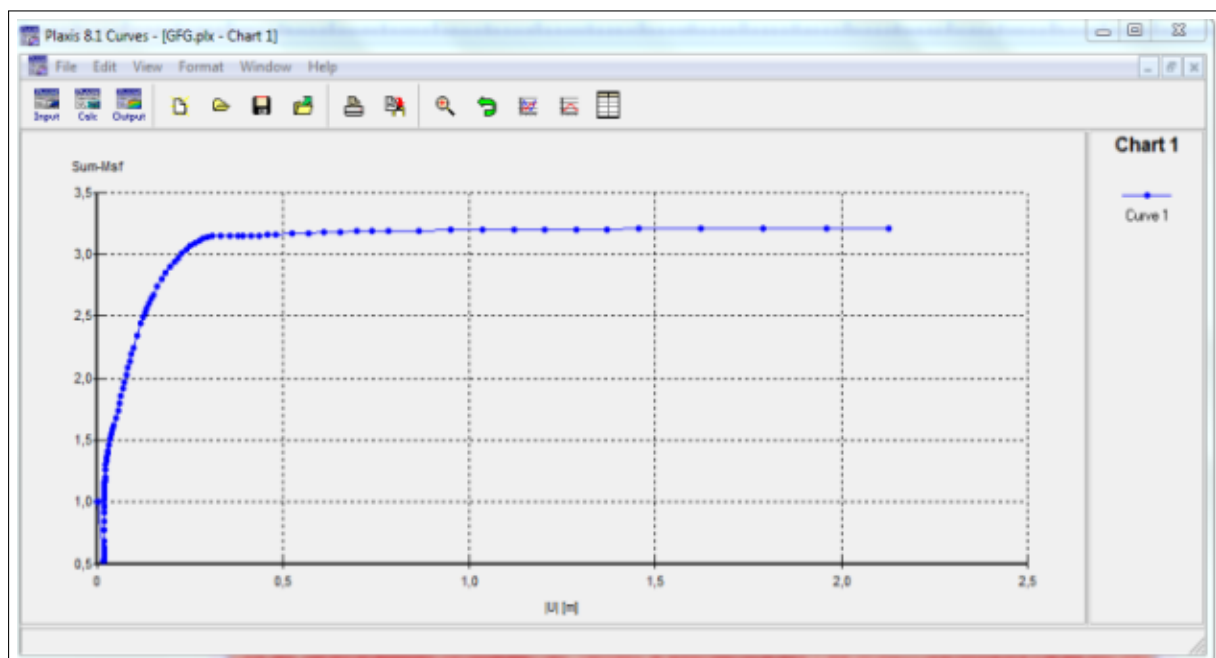


Figure 3.5: Le programme courbe (Curves) .

3.3 Types de calcul dans PLAXIS

Il existe, comme mentionné précédemment, trois types de calcul à choisir entre PLAXIS ; Calcul en plastique, analyse de consolidation et la réduction (ϕ et C).[?]

3.3.1 Calcul en plastique

Un calcul en plastique peut être sélectionné lorsque l'utilisateur s'intéresse à une analyse de déformation élasto-plastique dans laquelle il n'est pas essentiel de prendre en compte l'ampleur des surpressions excédentaires avec le temps. Un calcul en plastique ne prend pas compte des effets de temps. Un calcul en plastique peut également être utilisé avec des sols doux, mais l'historique de chargement et la consolidation ne peuvent pas être suivis. [7]

3.3.2 Analyse de consolidation

L'analyse de consolidation devrait être utilisée lorsqu'il est intéressant de suivre l'élévation de la pression excessive des pores avec le temps dans les sols doux.[7]

3.3.3 Analyse de la réduction ϕ et C

La réduction, ϕ et C, est une analyse de sécurité dans PLAXIS qui est souhaitée lorsque la situation dans le problème nécessite un calcul du facteur de sécurité. Une analyse de sécurité peut être effectuée après chaque phase de calcul individuelle, mais il est recommandé d'utiliser une analyse de sécurité à la fin, lorsque toutes les phases de calcul ont été définies.[7]

3.4 Propriétés des matériaux

• **Base de données des matériaux:** Dans PLAXIS 8.6, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux : sols et interfaces (Soil Interfaces), plaques (Plates), géogrilles (Geogrids) et ancrages (Anchors). A partir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique (Fig. IV.6). Il convient de définir les différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc.) [5]

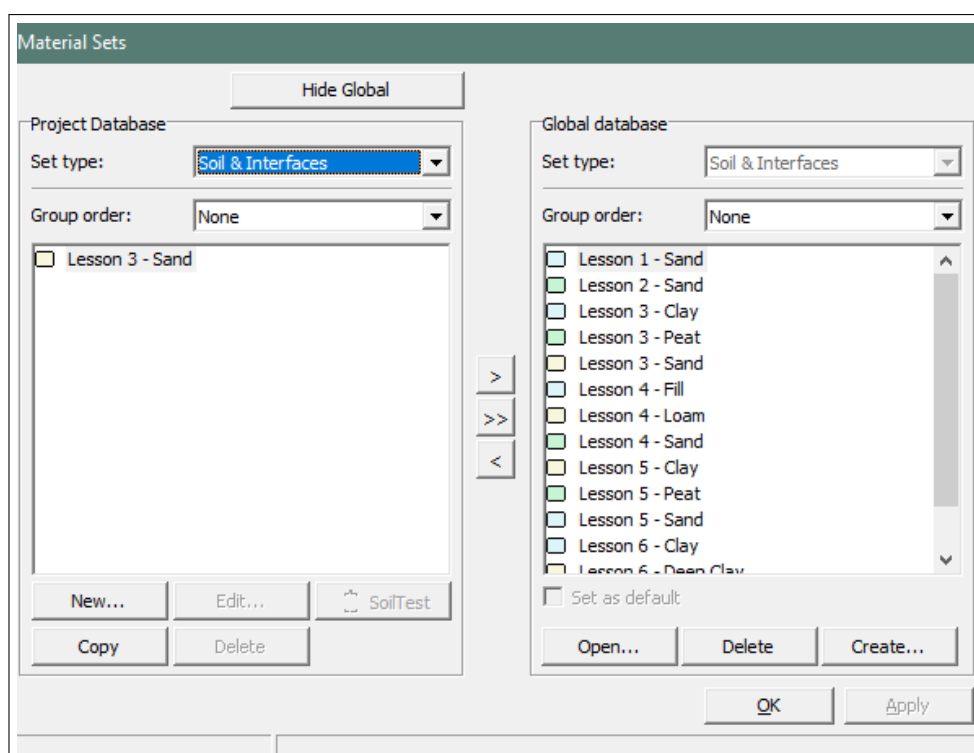


Figure 3.6: Fenêtre des propriétés des matériaux (base de données du projet et base de données globale).

3.5 Le modèle de Mohr-Coulomb dans le code Plaxis

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.1)$$

Où τ et σ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et C et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 3.7). [1]

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du com-

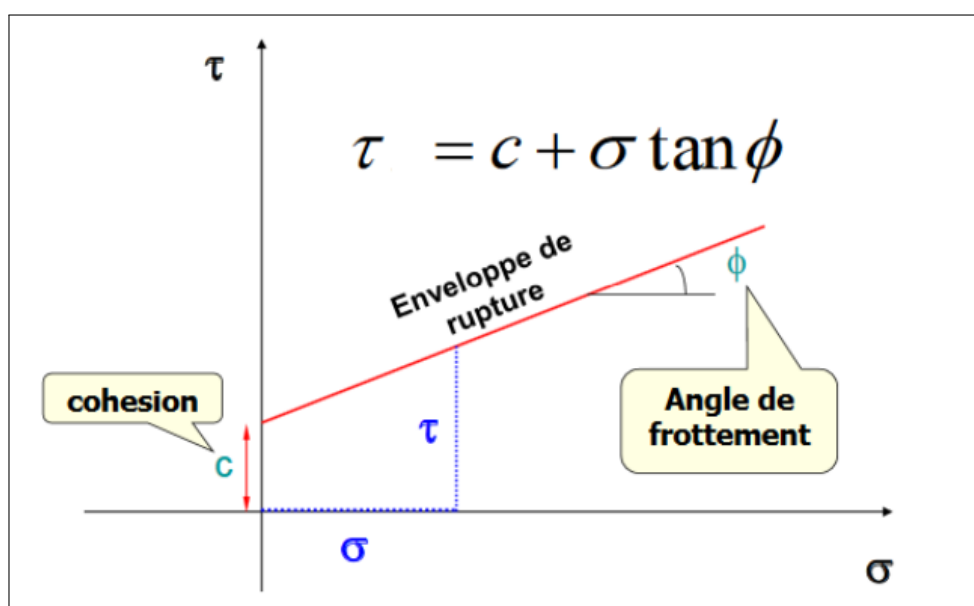


Figure 3.7: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

portement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres dont 2 paramètres élastiques : E et ν 3 paramètres de rupture (C , ϕ et ψ) tels que : le module d'Young (E), le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (c), l'angle de frottement (ϕ), et l'angle de dilataance (ψ) [2]

3.5.1 Module de Young E_{ref}

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant.[28]

3.5.2 Coefficient de Poisson ν

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.[28]

3.5.3 Angle de frottement ϕ_{ref}

L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne. Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier.[28]

3.5.4 Cohésion C_{ref}

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2 \text{ kPa}$). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.[2]

3.5.5 L'angle de dilatance ψ

L'angle de dilatance ψ règle le comportement non associé du sol. C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

- $\psi = \phi - 30$ pour $\phi > 30$
- $\psi = 0$ pour $\phi < 30$. [28]

Mohr-Coulomb - argile

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 0,000 kN/m²

ν (nu) : 0,000

Strength

c_{ref} : 0,000 kN/m²

ϕ (phi) : 0,000 °

ψ (psi) : 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 0,000 kN/m²

E_{oed} : 0,000 kN/m²

Velocities

V_s : 0,000 m/s

V_p : 0,000 m/s

Advanced...

SoilTest

Next OK Cancel

Figure 3.8: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

3.5.6 Le facteur de réduction de l'interaction (R_{inter})

L'interaction entre sol et structure est dite rigide si le sol a les mêmes propriétés de la structure et il est non rigide pour le cas différent .

Les valeurs suggérées pour R_{inter} selon le type de l'interaction sol/structure :

- Interaction sable / acier = $R_{inter} \approx 0.6 - 0.7$
- Interaction Argile / acier = $R_{inter} \approx 0.5$
- Interaction Sable/béton = $R_{inter} \approx 1.0 - 0.8$
- Interaction Argile / béton = $R_{inter} \approx 1.0 - 0.7$
- Interaction sol / Géorgie = $R_{inter} \approx 1.0$
- Interaction sol / géotextile = $R_{inter} \approx 0.9 - 0.5$ (foil, textile).[28]

3.6 Génération du maillage

• **Génération automatique du maillage :** PLAXIS 8.6 permet une génération automatique des maillages d'éléments finis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou /et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu. La taille moyenne d'un élément et le nombre d'éléments générés dépendent de ce réglage de finesse globale [5]

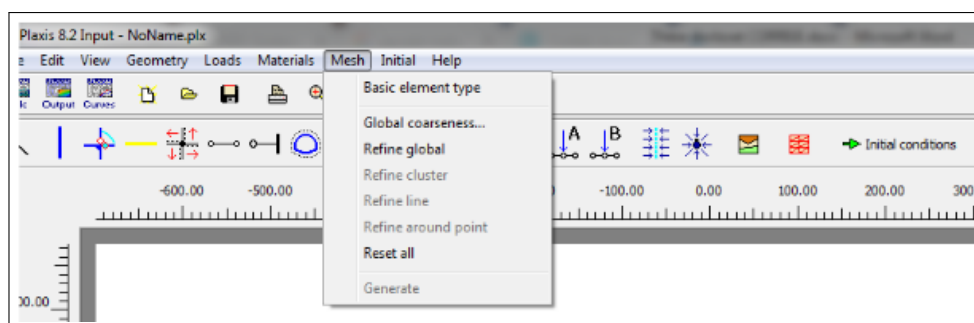


Figure 3.9: Fenêtre de génération de la densité élémentaire du maillage .

3.7 Les conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).[5]

Chapitre 4

Modélisation du talus de 20 m (W. Médéa) par le logiciel PLAXIS 2D V8.2

4.1 Présentation géométrique de la zone d'étude à Médéa

Les figures (4-1) , (4-2) illustrent graphiquement la géométrie modélisée en déformation plane, avec des dimensions de 45 mètres dans la direction horizontale et de 20 mètres dans la direction verticale, caractérisée par deux pentes de 2/3 (vertical/horizontal) du talus situé à MEDEA. Elles détaillent cette configuration géométrique à travers la délimitation de 10 points distincts.



Figure 4.1: la zone d'étude à Médéa

Table 4.1: coordonnées du modèle géométrique du talus

Point	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
X [m]	45.00	45.00	38.00	30.00	20.00	10.00	0.00	0.00	24.00	29.00	2.00	7.00
Y [m]	0.00	08.00	08.00	14.00	14.00	20.00	20.00	08.00	14.00	14.00	20.00	20.00

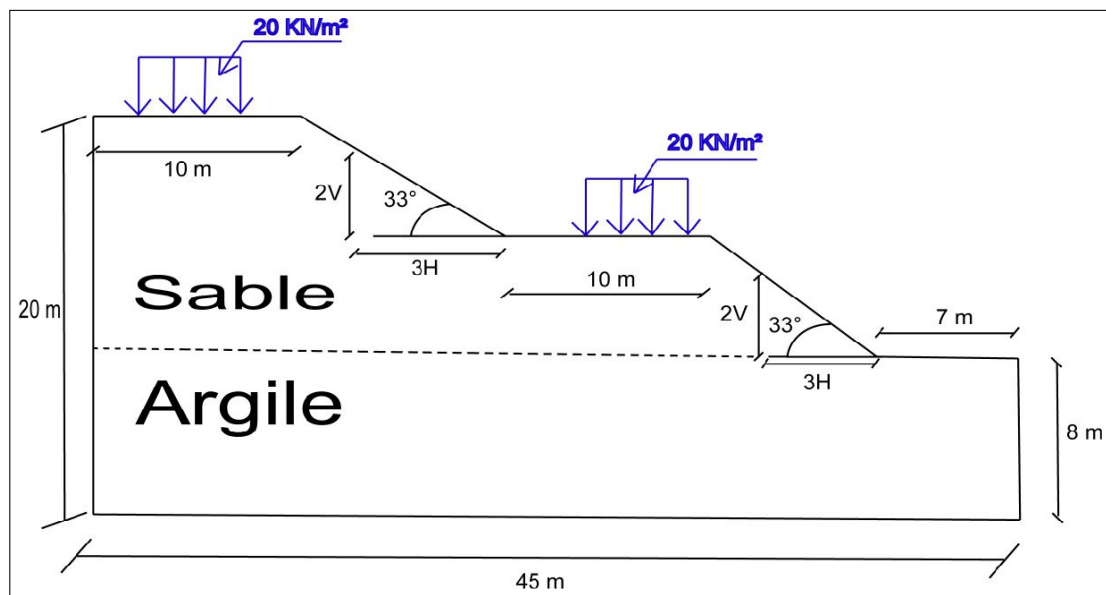


Figure 4.2: Définition le modèle .

4.2 Analyse de Stabilité du Talus

Le critère utilisé dans notre travail est celui de Mohr-Coulomb. ce critère demande d'introduire cinq paramètres tels que : E_{ref} , ν , C et ϕ angle de dilatance ψ . ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

4.2.1 Propriétés des couches de sols et des interfaces

Le critère de Mohr-Coulomb présente un comportement élasto-plastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique à cause de sa facilité d'utilisation.

Le tableau (4-2). récapitule les caractéristiques géotechniques de chaque matériau utilisé dans la modélisation du talus.

Table 4.2: les caractéristiques géotechniques de chaque matériau.

Paramètres	symbole	sable	argile	remblai	Unité
Modèle du matériau	Model	Mohr COULOMB	Mohr COULOMB	Mohr COULOMB	-
Type de comportement	Type	DRAINE	Non DRAINE	DRAINE	-
Poids volumique (non saturé)	γ_{unsat}	17.00	16.00	17.00	[KN/m ³]
Poids volumique (saturé)	γ_{sat}	19.00	18.00	19.00	[KN/m ³]
Module d'Young (constant)	E_{ref}	3.5*10 ⁴	3.0*10 ⁴	3.0*10 ⁴	[KN/m ²]
Coefficient de Poisson	ν	0.35	0.3	0.3	-
Cohésion	C_{ref}	1.0	10	5	[KN/m ²]
Angle de frottement	ϕ	34.00	33.00	25.00	[dar]
Angle de dilatance	ψ	4.00	3.00	0.00	[dar]
Résistance d'interface	R_{inter}	0.7	0.67	0.7	-
perméabilité (xx)	K_x	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻⁷	1.0 × 10 ⁻⁵	[m/s]
perméabilité (yy)	K_y	1.0 × 10 ⁻³	1.0 × 10 ⁻⁷	1.0 × 10 ⁻⁵	[m/s]

4.3 Les conditions aux limites

Les conditions aux limites sélectionnées par défaut sont les suivantes : les déplacements horizontaux sont bloqués le long des côtés du système, tandis que les déplacements verticaux restent libres. En revanche, le déplacement de la base est entièrement bloqué (voir figure précédente).

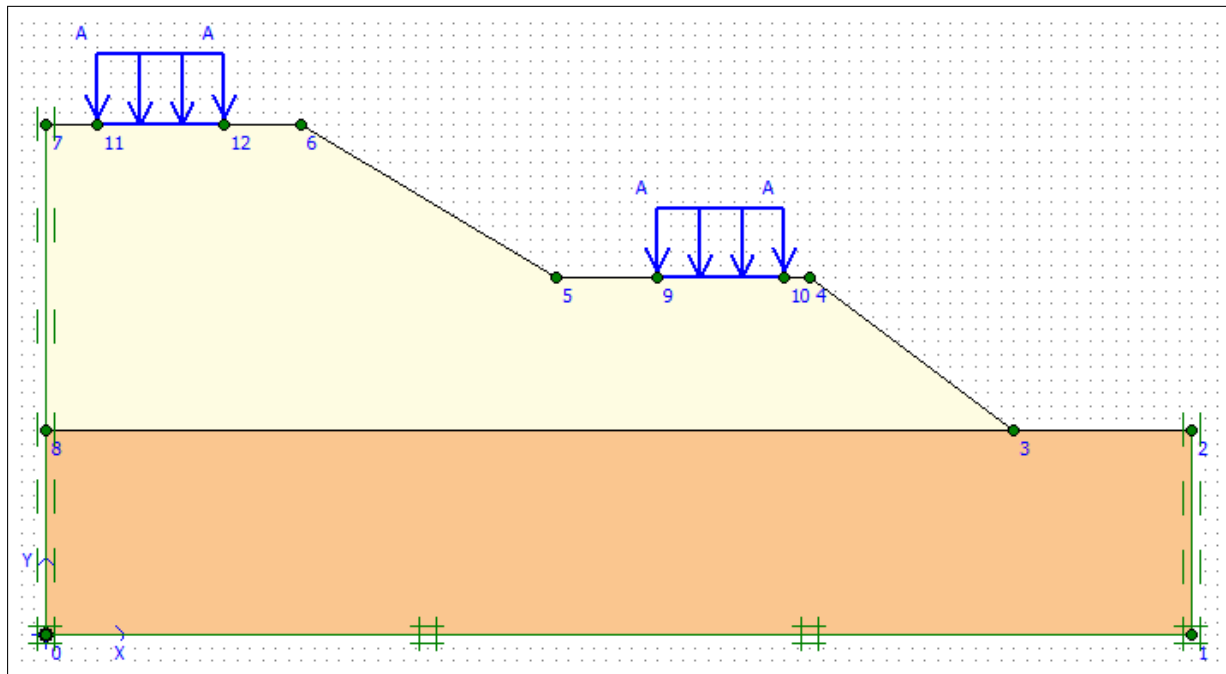


Figure 4.3: Géométrie du modèle .

4.4 Génération du Maillage

L'étape consiste à discrétiser la géométrie de la pente en élément fini. Le modèle de référence se fait par des éléments triangulaires de 15 nœuds. La finesse du maillage est réglée sur "moyen" avec 250 éléments, puis vous devez cliquer sur "Générer", comme indiqué dans la figure ci-dessous:

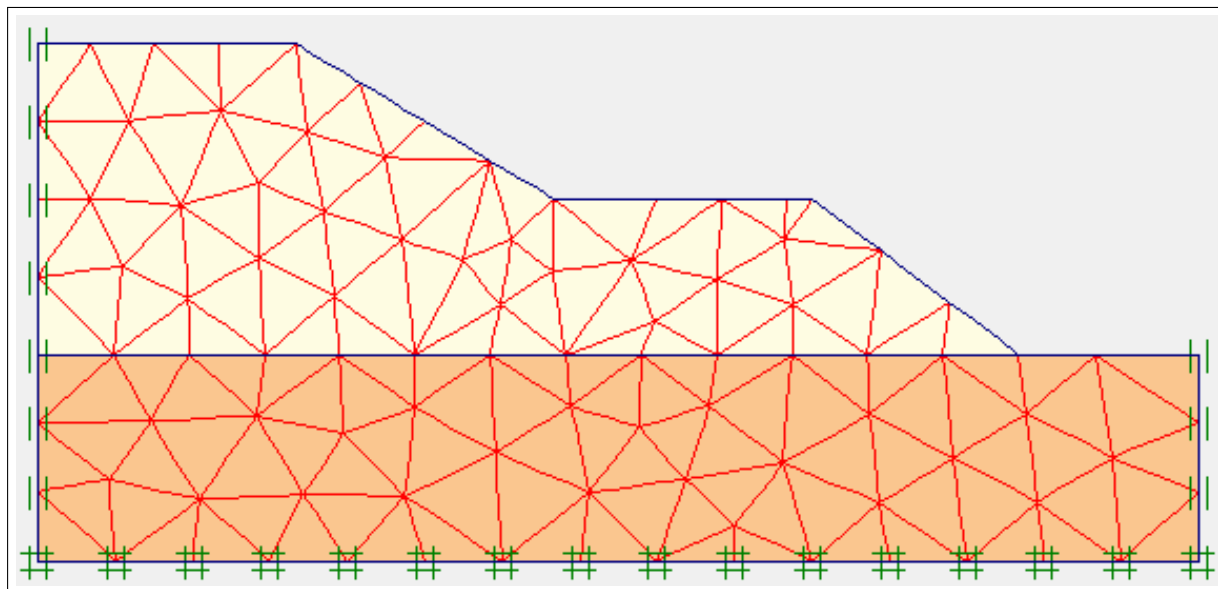


Figure 4.4: Maillage du modèle .

4.5 Condition initiale (u , σ')

4.5.1 Calculs des Pressions Interstitielles au repos

Pour générer les pressions interstitielles des talus, nous avons mis en place un processus spécifique. Tout d'abord, la nappe phréatique est définie par trois points caractéristique, tableau(4-3) Ensuite, en tenant compte de ces paramètres, nous avons utilisé des méthodes de calcul appropriées pour estimer et représenter les pressions interstitielles à travers le talus. ce processus nous a permis d'obtenir des données précises sur les pressions interstitielles dans différentes zones du talus, ce qui est essentiel pour évaluer sa stabilité et prendre des mesures appropriées si nécessaire:

Table 4.3: Coordonnée de la nappe phréatique

Point	1	2	3
X [m]	0.00	19.00	34.00
Y [m]	14.00	12.00	11.00

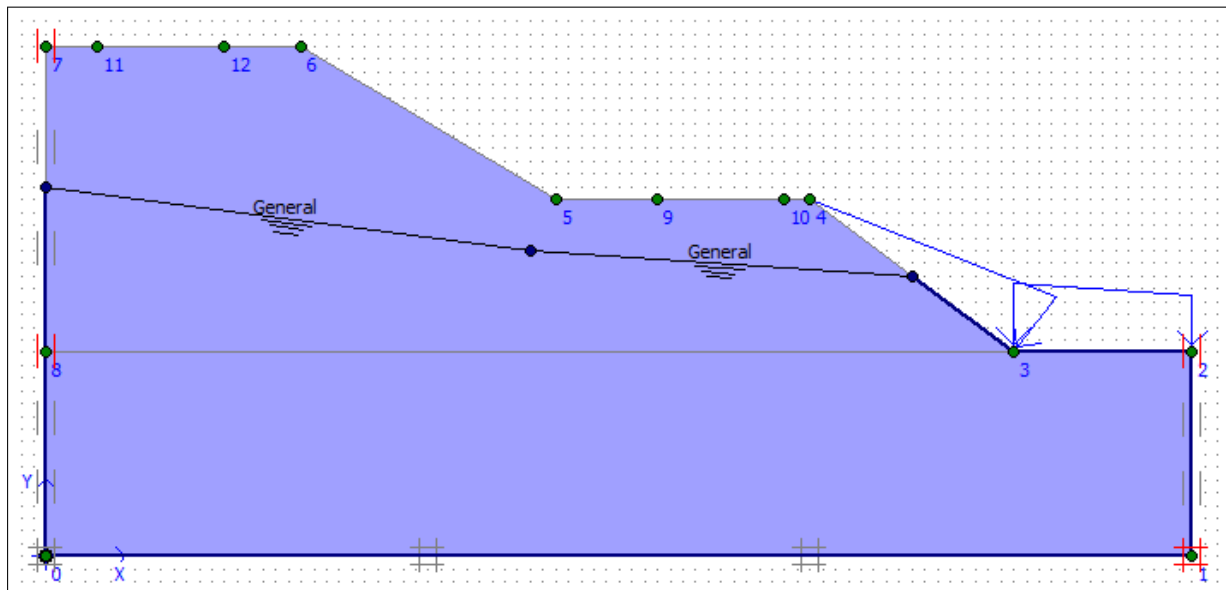


Figure 4.5: Position de La nappe phréatique .

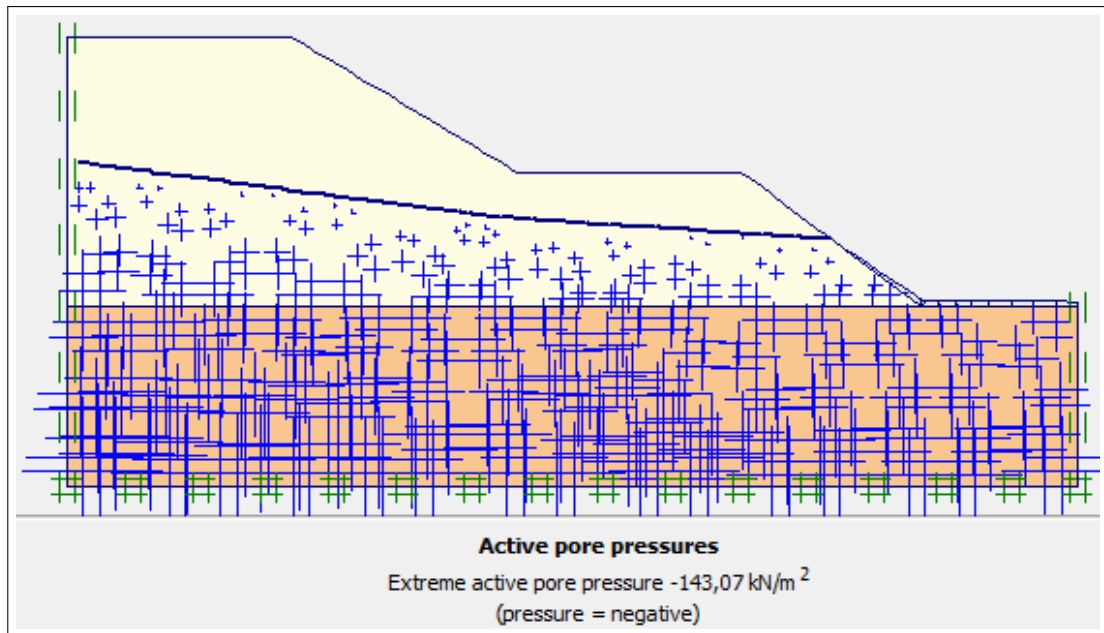
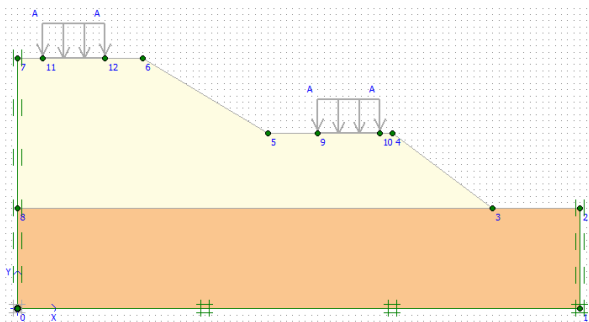


Figure 4.6: Répartition des pressions interstitielles initiales .

4.5.2 Génération des contraintes effectives initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments représentant les charges, la Valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky, $K_0 = 1 - \sin\phi$ et ϕ est l'angle de frottement.



(a) désactiver les éléments représentant les charges .

Cluster	Material	OCR	POP	K0
1	MC	N/A	N/A	0,455
2	MC	N/A	N/A	0,440

(b) Définition du multiplicateur pour la procédure K0 .

Nous avons généré des pressions effectives

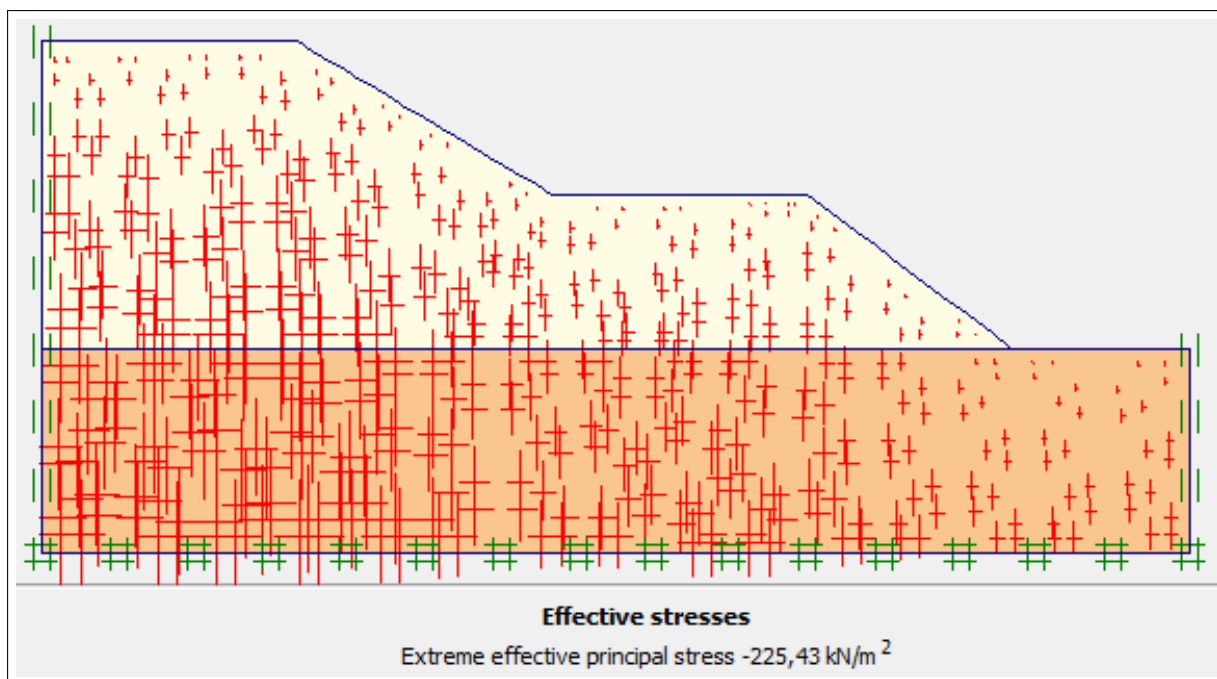


Figure 4.8: Génération des pressions effectives .

4.6 Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait en 3 phases ,comme indiquée sur la figure au dessous :

- **Phase 0** : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives ini-

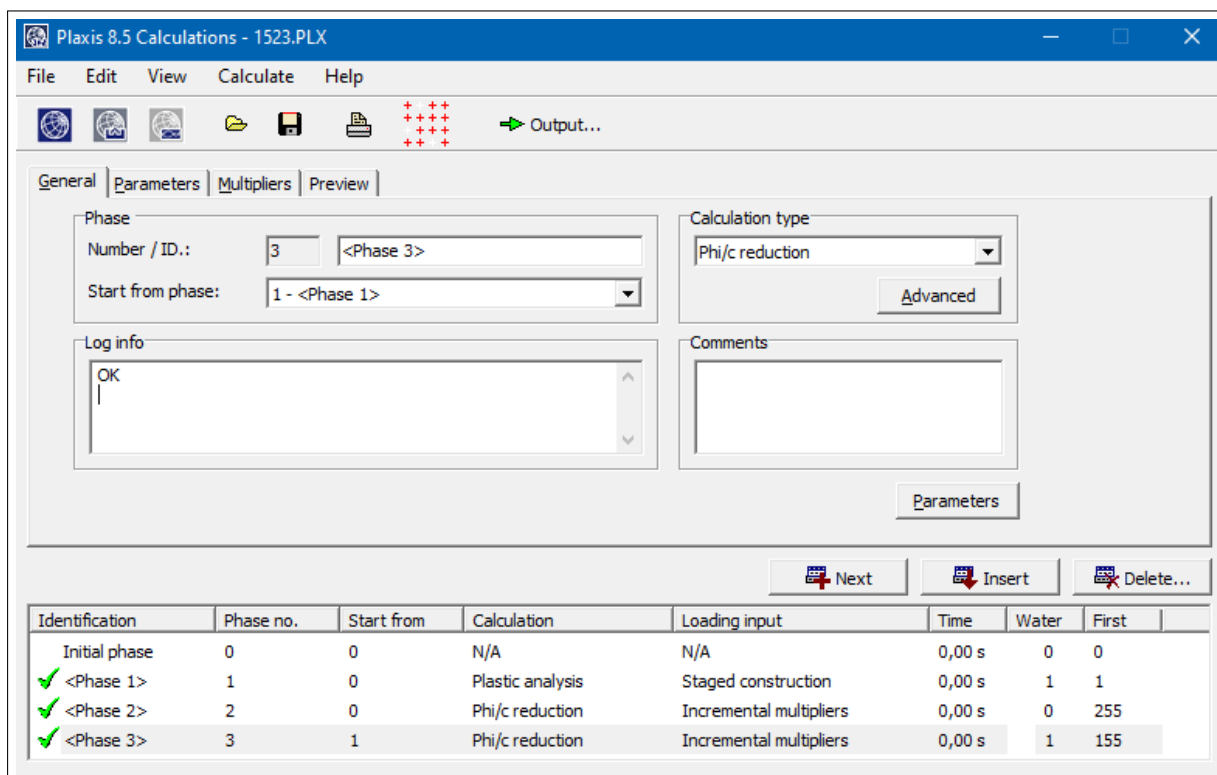


Figure 4.9: Phases de calcul .

tiales.

- **Phase 1:** on a activé les charges.
- Type de calcul : **analyse plastique**
- **Phase 2:** alcul du coefficient de sécurité avant l'ajout des charges.
- Type de calcul : **Phi/c réduction**
- **Phase 3:** Calcul du coefficient de sécurité après l'ajout des charges.
- Type de calcul : **Phi/c réduction**

4.7 Les résultats de la modélisation

Les principaux résultats d'un calcul d'élément finis sont les déplacements et les contraintes aux points choisis précédemment, On obtient les résultats ci-dessous

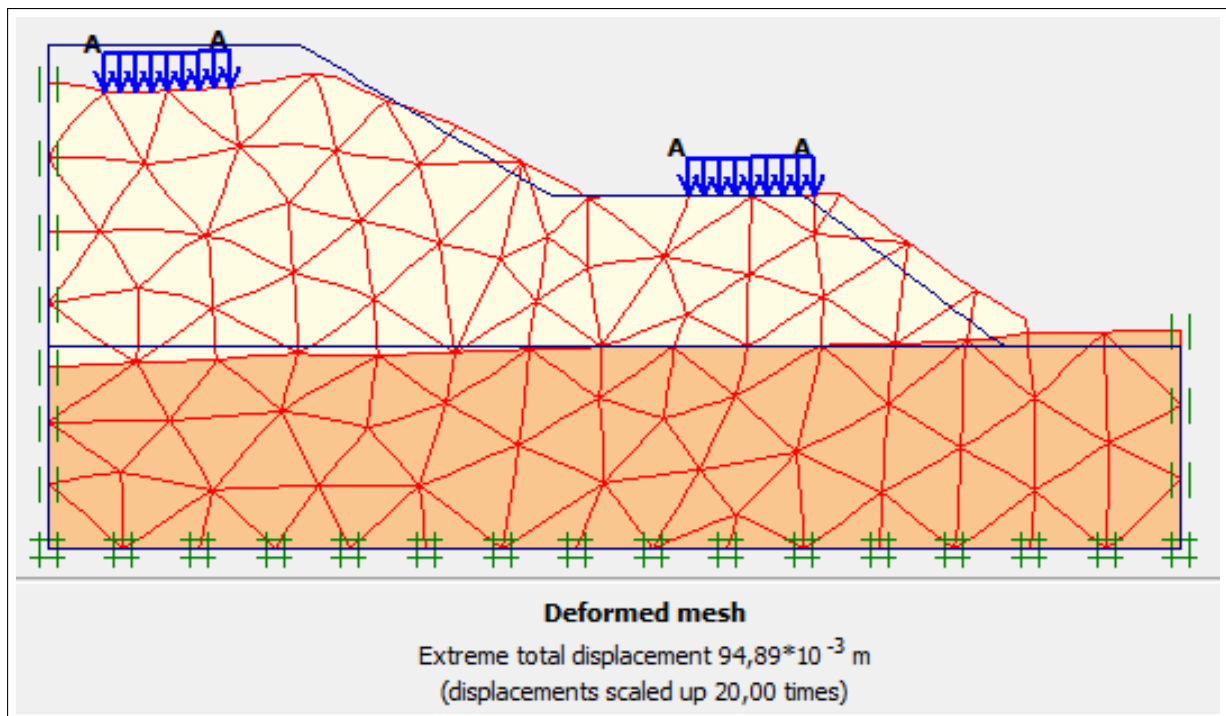


Figure 4.10: Déformation du maillage .

On peut conclure que le déplacement total ($U_{tot} = 9.4(cm)$)

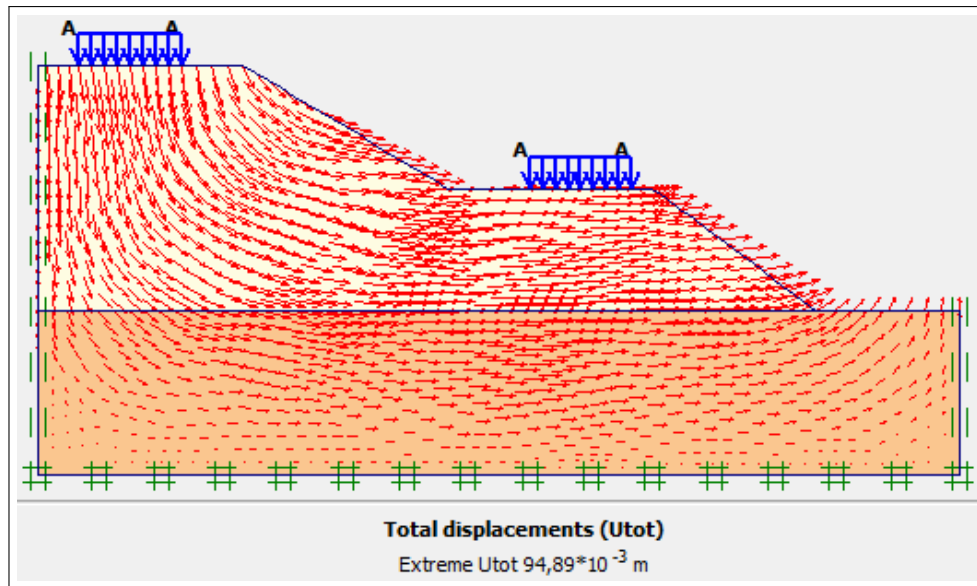
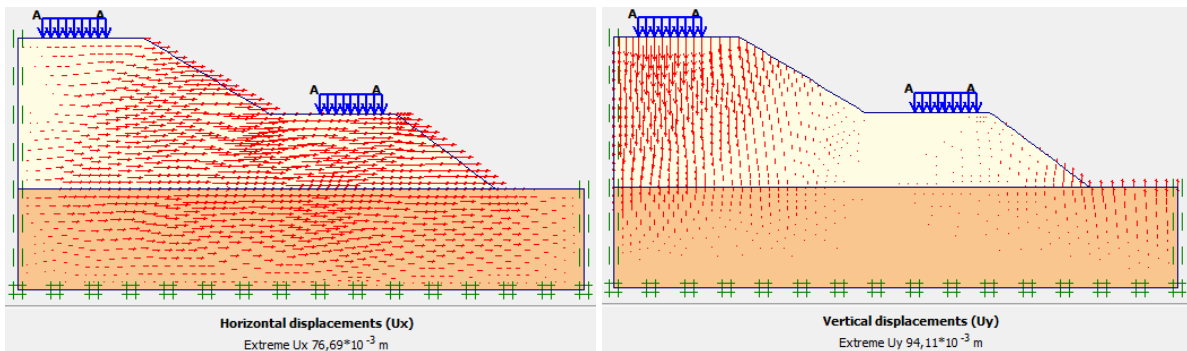


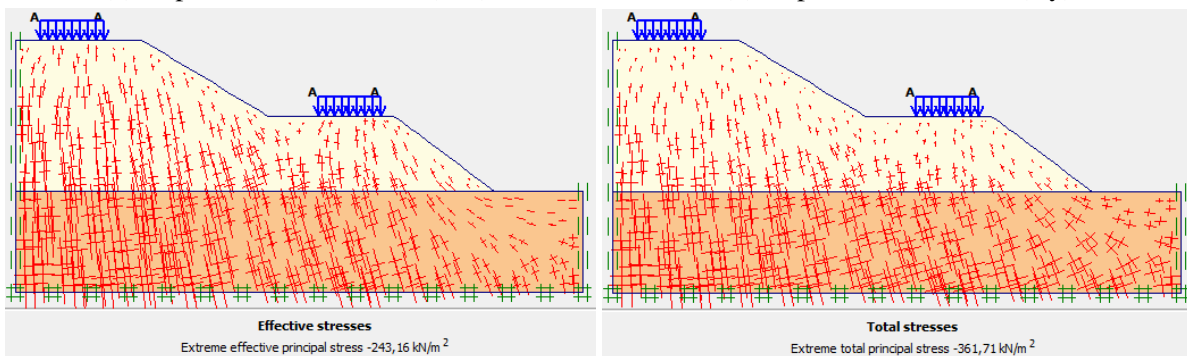
Figure 4.11: Déplacement total

Nous avons observé le déplacement horizontal (U_x) et vertical (U_y) et contrainte effective et contrainte totale :



(a) Déplacement horizontal (U_x).

(b) Déplacement vertical (U_y)



(c) Contrainte effective .

(d) Contrainte totale .

Nous avons observé la ligne de glissement du talus et les valeurs des coefficients de sécurité.

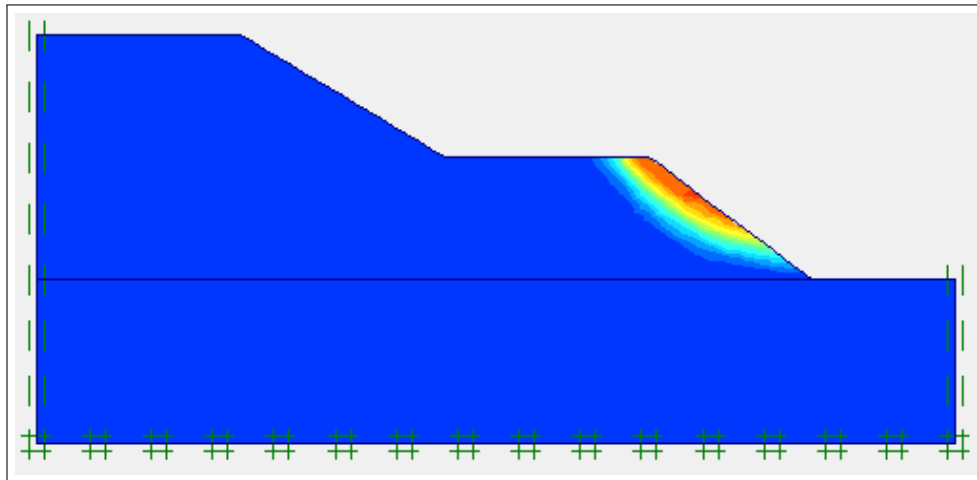


Figure 4.13: Forme et position de la surface de glissement sans les charges (Shadings)

Dans cette fenêtre, nous avons effectué un calcul de coefficient de sécurité par PLAXIS à l'aide des éléments finit .

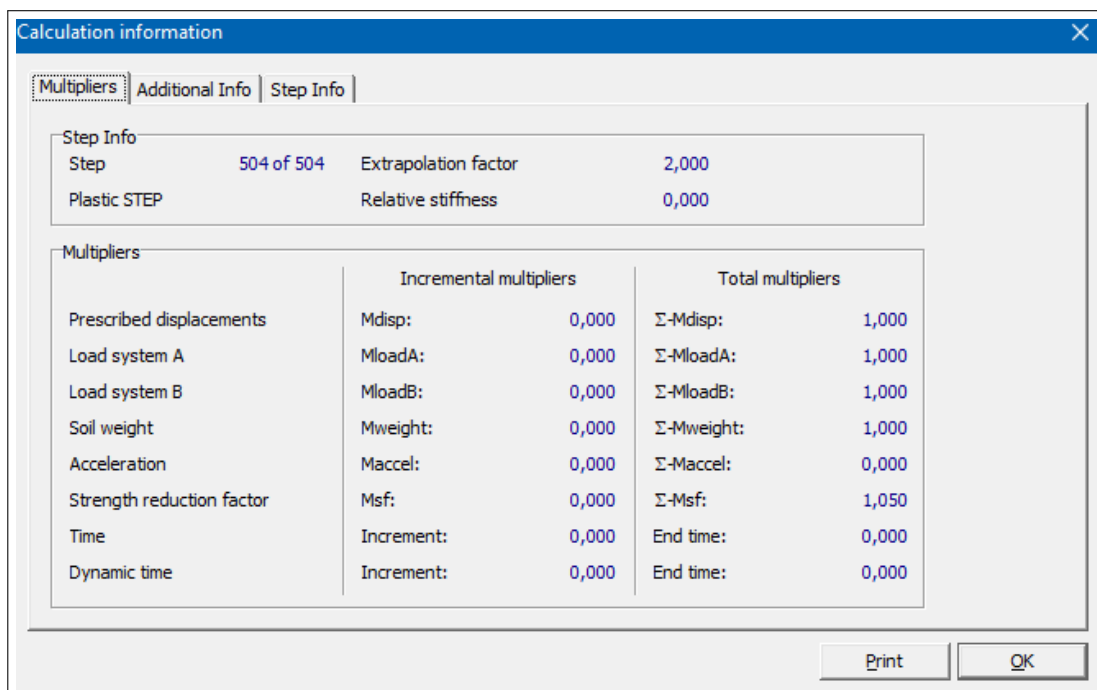


Figure 4.14: Valeur de coefficient de sécurité sans les charges .

Nous avons observé la ligne de glissement du talus et Les valeurs de coefficient de sécurités avec la charge

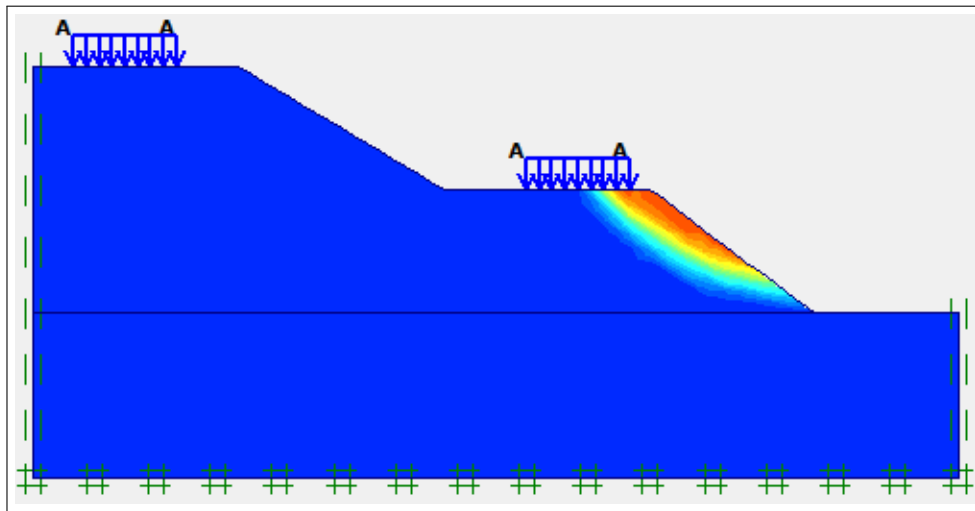


Figure 4.15: Forme et position de la surface de glissement plus les charges (Shadings)

Dans cette fenêtre nous avons effectué un calcul de coefficient de sécurité par PLAXIS a l'aide des éléments finit avec la charge

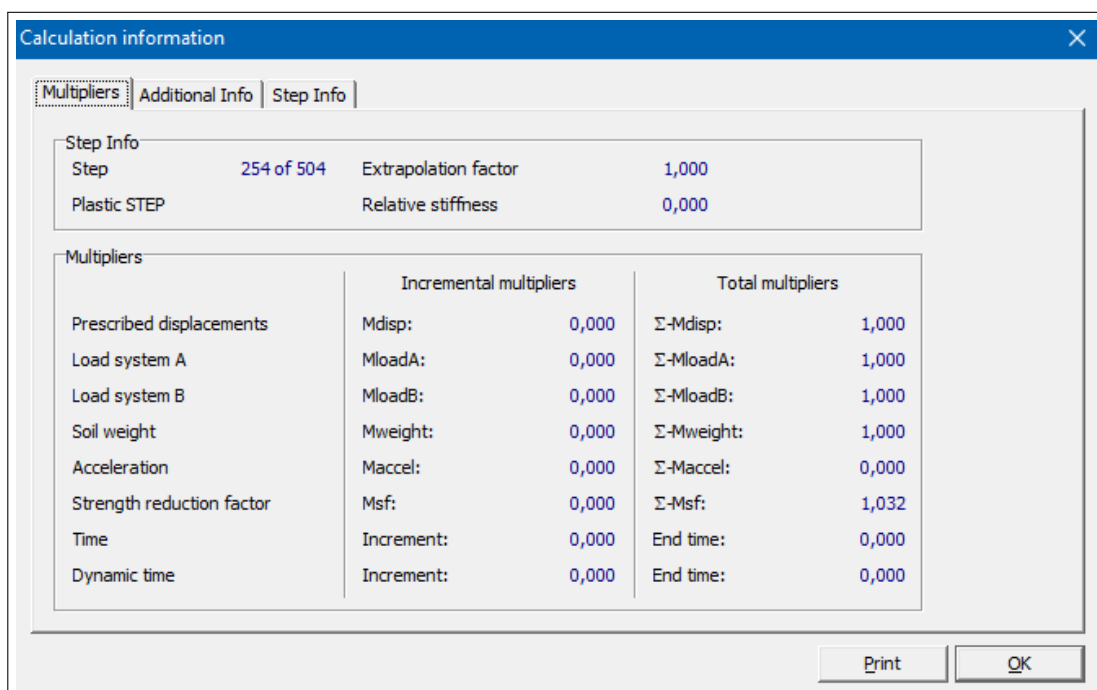


Figure 4.16: Valeur de coefficient de sécurité avec les charges ..

Tableau récapitulatif ci-dessous des résultats des calculs:

Table 4.4: les valeurs de coefficients de sécurité

Déplacement horizontal (Ux)	Déplacement vertical (Uy)	Contrainte effective	Contrainte totale	La pressions interstitielles initiales	F_s sans la charge	F_s avec la charge
7.6 Cm	9.4 Cm	243.16 KN/m ²	361.71 KN/m ²	143.07 KN/m ²	1.052	1.035

4.8 Conclusion

Les résultats de notre première tentative de modélisation ont révélé que le coefficient de sécurité était inférieur à 1,5 ($F_s = 1,035$), indiquant ainsi , une instabilité du terrain. Nous avons également constaté une déformation significative avec un déplacement total de 9,4 cm. Ces observations soulignent la nécessité de mettre en œuvre des mesures de renforcement appropriées pour assurer la stabilité et la sécurité du site étudié.

Chapitre 5

Les différentes méthodes de confortement

5.1 Introduction

La réduction du risque naturel est une manière de limiter et de maîtriser les conséquences négatives d'un glissement de terrain en recherchant des solutions et en réalisant des travaux de stabilisation tels que le terrassement, le soutènement. .etc.

Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liés à :

- **Coté résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de talus.
- **Coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- **Coté technologique** : la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort pour la réaliser facilement.

5.2 Les différentes méthodes de confortement

5.2.1 Dispositifs de drainage

Ces sont des techniques de confortement des glissements qui visent à éliminer ou réduire la pression d'eau dans le sol ou le rocher. l'eau est souvent un facteur déclencheur des mouvements de terrain, car elle réduit la friction entre les particules du sol et augmenter la pression interstitielle.

Les dispositifs de drainage de surface comprennent:

- **Les canaux de drainage**: ces canaux sont creusés à la surface du sol pour permettre l'écoulement de l'eau. Ils peuvent être recouverts de gravier ou de pierre pour protéger le sol contre l'érosion.

- **Les fossés de drainage:** ces fossés sont des tranchées peu profondes creusées dans le sol pour intercepter l'eau de surface et la diriger vers des points de collecte.
- **Les barrages de retenue:** ces barrages sont construits à travers des ruisseaux ou des rivières pour retenir l'eau et la détourner vers des canaux de drainage.

Les dispositifs de drainage profond comprennent:

- **Les puits de drainage:** ces puits sont des trous profonds creusés dans le sol pour intercepter l'eau souterraine et la drainer vers la surface .
- **Les drains horizontaux:** ces drains sont des conduites perforées installées dans le sol pour intercepter l'eau souterraine et la diriger vers les puits de drainage ou les canaux de surface .
- **Les galeries drainantes:** ces galeries sont des tunnels creusés dans le sol pour intercepter l'eau souterraine et la drainer vers des points de collecte [21]



Figure 5.1: Dispositifs de drainage.

5.2.2 Les tirants d'ancrages (les clous / les boulons)

Il y a des types des tirants d'ancrages selon les domaines d'utilisation :

- **Excavation :** L'ancrage assure la stabilité du sol et autorise la réalisation de feuilles profondes et larges.
- **Confortement de talus :** dans notre cas d'étude, l'installation des tirants d'ancrages dans un talus évite les glissements de terrains et améliore la résistance du sol.
- **Souterrains :** les techniques d'ancrages consolident le soutènement des galeries par équilibrages des forces du terrain. On retrouve ce type d'utilisation dans les mines et les tunnels.[19]

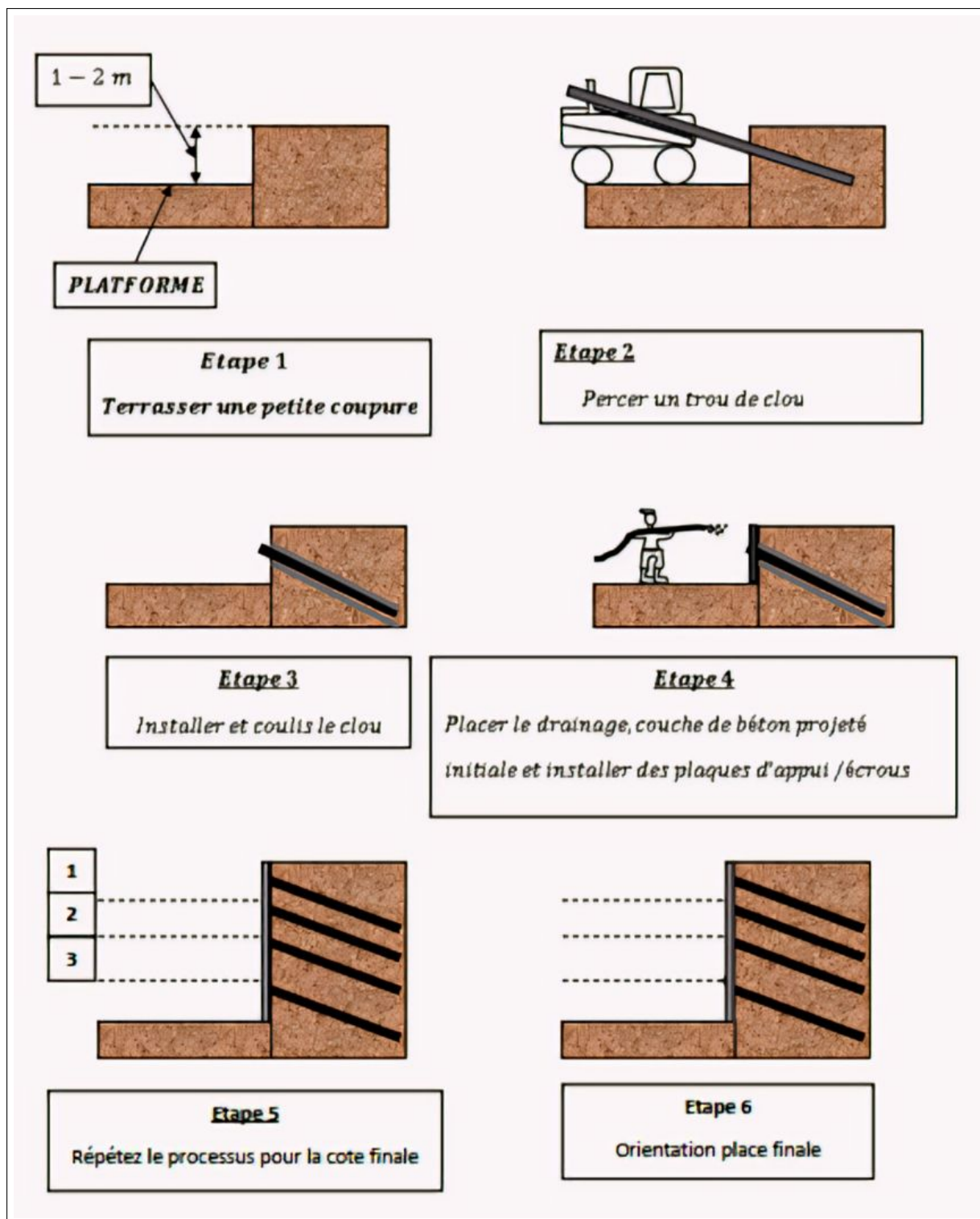


Figure 5.2: Les différentes étapes de construction d'un parois clouée.

5.2.3 Les murs en gabions

Les murs gabions sont utilisés comme des soutènements, ils servent grâce à leurs capacités drainantes à stabiliser des pentes ébouluses. Ils sont relativement faciles à mettre en œuvre. Les gabions peuvent être constitués par tissage de fils métalliques (mailles hexagonales double torsion) ou par soudage de fils avec des mailles carrées ou rectangulaires.[33]



Figure 5.3: Les murs en gabions.

5.2.4 Reboisement et reforestation

La végétation (gazon, arbustes et arbres) est très efficace et très utile pour la stabilisation des sols, l'enlèvement de terre pour construire des talus supprime inévitablement la couverture végétale et les sols de surface sont laissées exposées et vulnérables aux attaques de ruissellement et le vent. La végétation stabilise la surface du sol par l'enchevêtrement de ses racines, réduit la fuite des eaux de ruissellement dans le sol, et retarde la vitesse de ruissellement.

En outre, la végétation peut avoir une influence indirecte sur la stabilité profonde en appauvrissant l'humidité du sol, en atténuant la profondeur de pénétration du gel, et en fournissant un habitat favorable pour l'établissement de la végétation plus profondes (arbustes et arbres).[21]



Figure 5.4: Reboisement et reforestation .

5.2.5 Les rideaux de palplanches

Encastrés dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, ils sont constitués de palplanches métalliques en général, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol et ouvrages de retenue d'eau.[10]

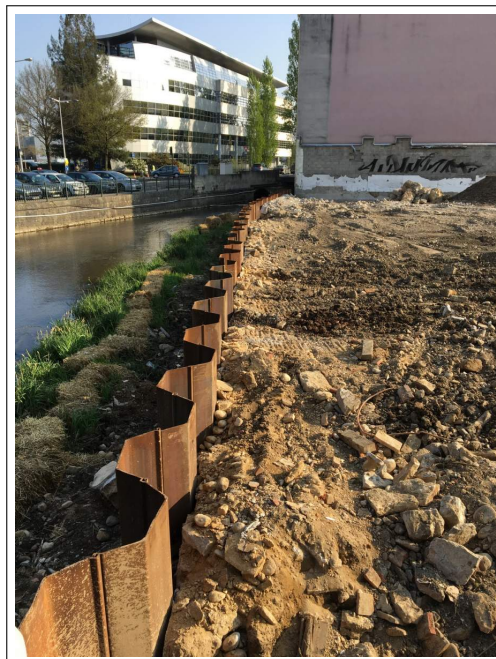


Figure 5.5: Les différentes étapes de construction d'un parois clouée .

5.2.6 les pieux

Elément de fondation profonde élancé qui est fait d'un matériau ou d'une combinaison de matériaux tels que le bois, l'acier et le béton et qui est préfabriqué et mis en place par battage, vérinage ou vissage.

Les pieux sont des fondations profondes creusées mécaniquement, prenant appui sur un sol simé à une profondeur pouvant aller de 6 a 20m, voire plus.

La section la plus courante d'un pieu est le cercle.les diamètres peuvent varier de 0,10 à 1,60 m, voir plus

Les pieux sont utilisés aussi comme poteaux préfondés pour être intégrés à la structure du bâtiment qu'ils supportent.

Les autres sections possibles des pieux sont des carrés et des polygones (exemple pieux préfabriqués), ct des rectangles (exemple : les barrettes).[3]



Figure 5.6: les pieux .

5.2.7 Renforcement par géo synthétique

Cette technique nous permet d'augmenter la résistance à la traction et d'améliorer la stabilité vis-à-vis des ruptures circulaires. Sa mise en œuvre consiste en la mise en place d'une ou plusieurs nappes géo-synthétique à la base du remblai, afin de rendre les tassements du sol sous le remblai plus uniforme.[12]

Il permet de maîtriser la déformation des voiries dans les zones à risques d'effondrement. Sa haute rigidité et résistance permettent de renforcer les remblais porteurs sous les diverses voies de transport : route, espaces de stationnement, aéroports et chemins de fer. la fonction principale des géotextiles est d'éviter le mélange des couches de la construction afin d'augmenter la capacité portante en évitant la perte de matériaux granulaire compacté (figure 5.7)(figure 5.8).[12]

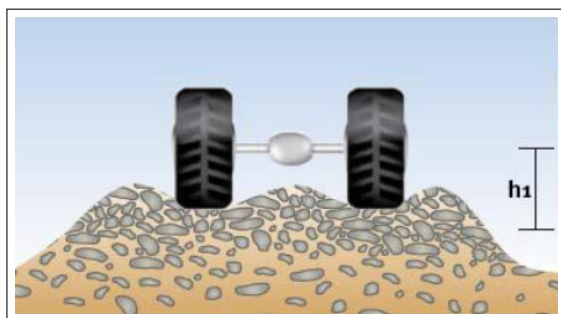


Figure 5.7: Schéma de bloc plan discrédité en des tranches infinitésimale.

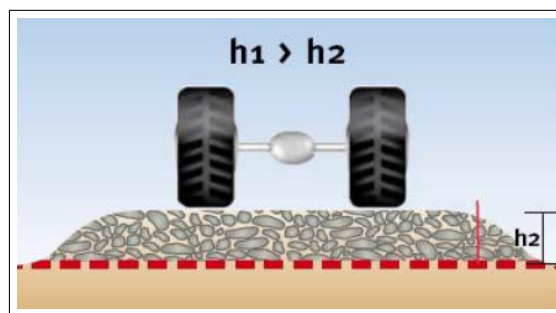


Figure 5.8: Étude d'une tranche isolée.

L'incorporation de géosynthétiques dans le sol permet donc d'améliorer le comportement mécanique et hydraulique. De nombreux modèles de géo-synthétiques existent, on cite :

- **Les géotextiles:**

Ce sont des matériaux perméables, fabriqués à base de textile et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil (figure 5.9), la fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.[12]



Figure 5.9: Renforcement par géogrilles .

• **Les géogrilles :**

Ce sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols (figure 5.10).

Constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol. La grandeur des mailles doit être suffisante pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille.[9]

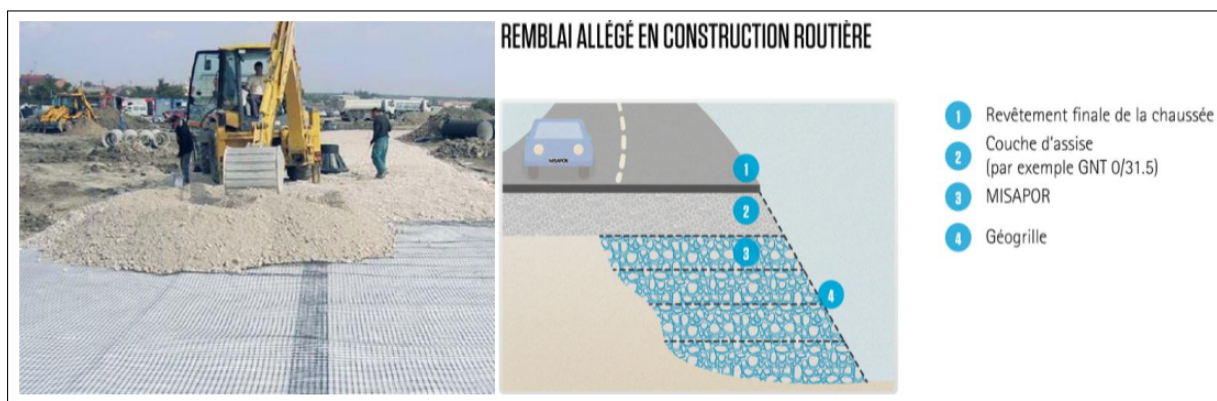


Figure 5.10: Renforcement des remblais autoroutier par géogrilles.

5.3 la stabilité des talus renforcés par pieux

Les pieux ont été utilisés dans plusieurs cas afin de stabiliser les talus ou améliorer leurs stabilisations , et de nombreuses méthodes ont été développées pour l'analyse des talus avec pieux.

Table 5.1: Propriétés des pieux[34]

Paramètre	Désignations	Pieux.
Type de comportement	type	Élastique
Rigidité normale (kN/m)	EA	$2,262 \times 10^7$
Rigidité de flexion (kNm^2/m)	EI	$2,036 \times 10^6$
Diamètre (m)	d	1,2
Poids (kN/m/m)	w	4
Coefficient de Poisson	ν	0,15

Table 5.2: Propriétés des géogrilles[27]

Paramètre	Désignations	géogrilles
Type de comportement	type	Élastique
Rigidité normale (kN/m)	EA	$2,00 \times 10^3$

On place le pieu selon notre cercle de glissement :

5.3.1 Cas 01 (Un pieu avec les géogrilles et le remblai)

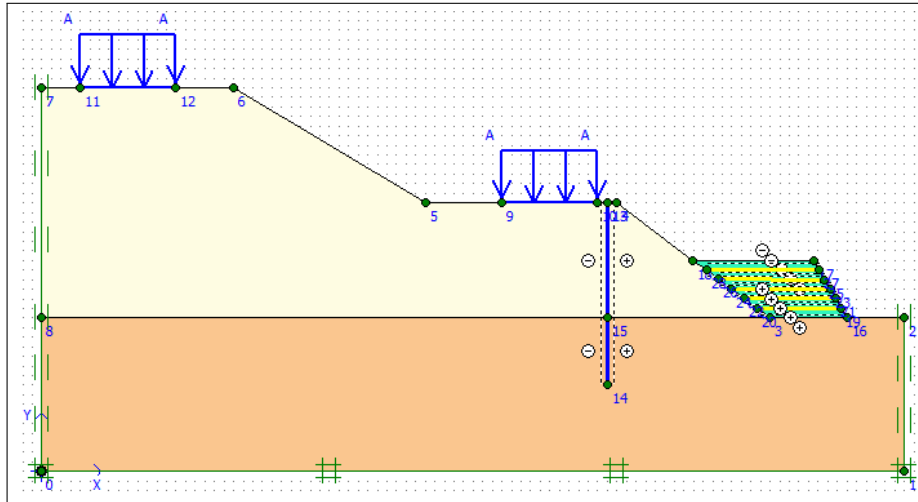


Figure 5.11: Modélisation de confortement de glissement cas 01.

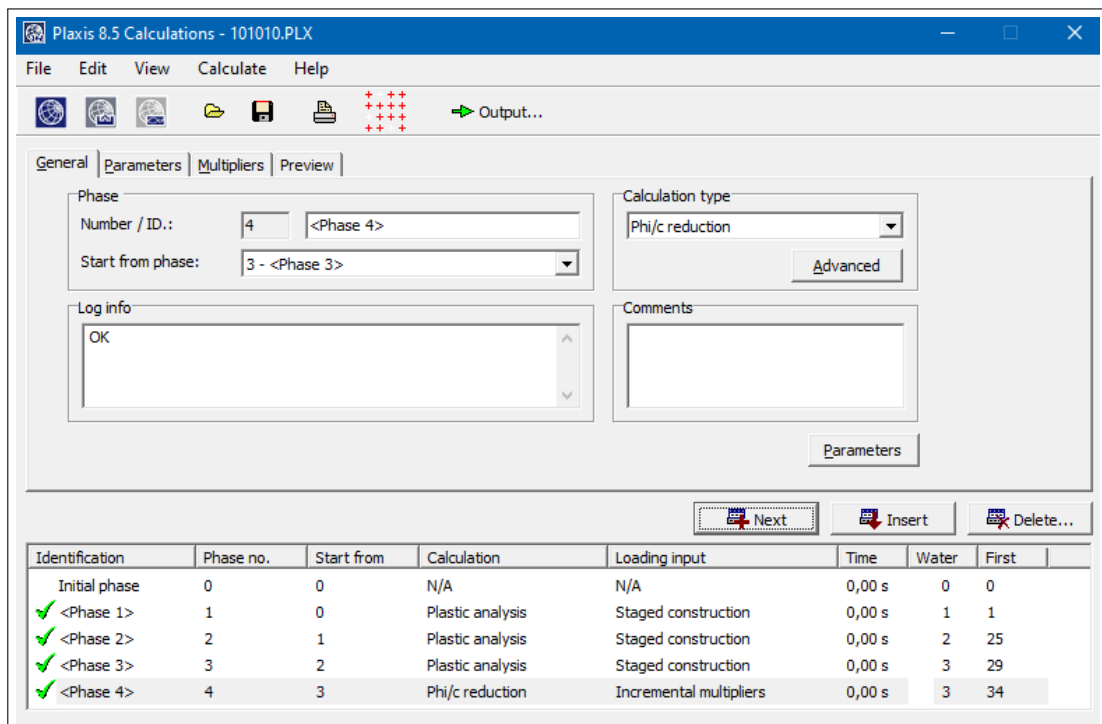


Figure 5.12: L'aperçu de la fenêtre pour afficher les résultats et les calculs.

Le calcul du modèle de référence se fait en 4 phases ,comme indiquée sur la figure au dessous :

- **Phase 0** : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1**: on a activé les charges
 - Type de calcul : **analyse plastique**
- **Phase 2**: on a activé le pieu(01).
 - Type de calcul : **analyse plastique**
- **Phase 3**: on a activé Les géogrilles et le remblai.
 - Type de calcul : **analyse plastique**
- **Phase 4**: Calcul du coefficient de sécurité.
 - Type de calcul : **Phi/c réduction**

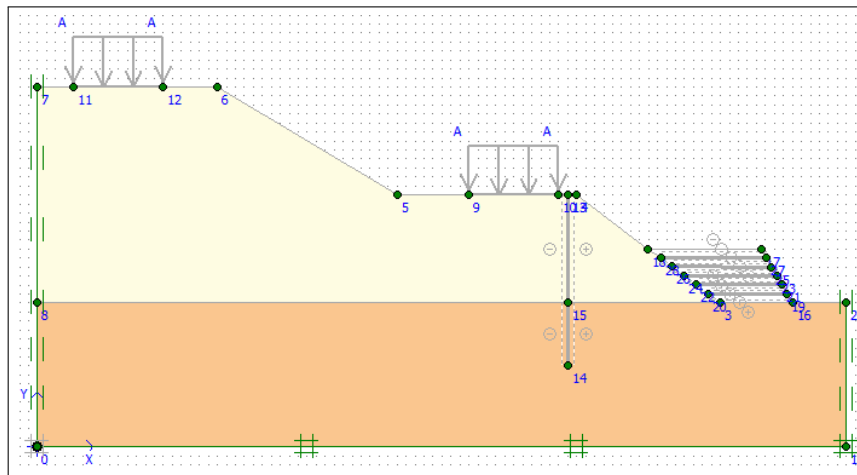


Figure 5.13: Les charges et les éléments de renforcement sont désactivés.

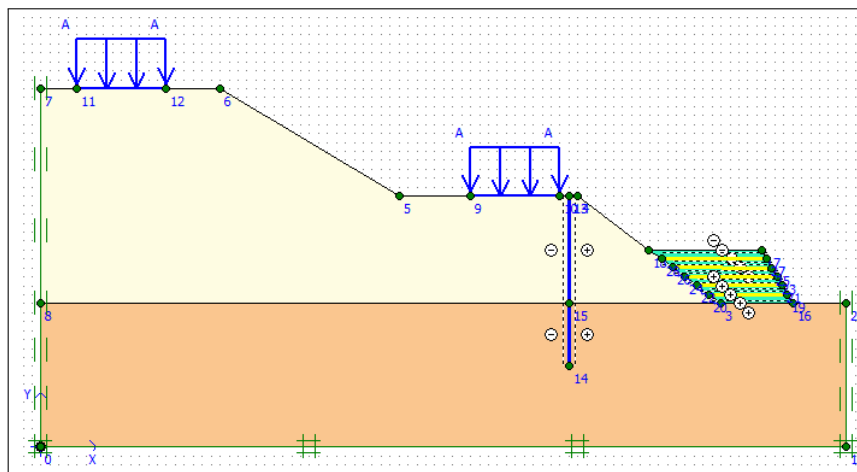


Figure 5.14: Activez les charges et les éléments de renforcement.

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme Output.

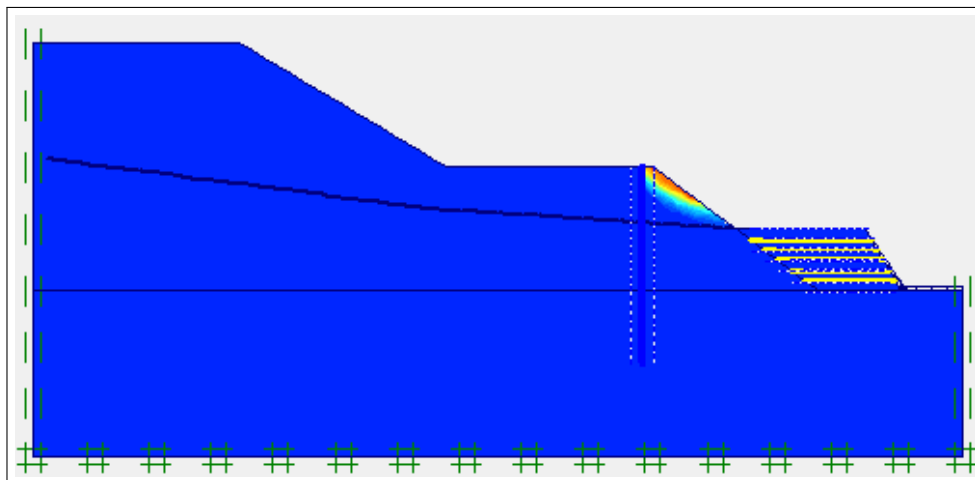


Figure 5.15: Position de la surface de glissement cas 01 (Shadings).

Calculation information				
Multipliers				
Step Info				
Step	133 of 133	Extrapolation factor	2,000	
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000	
Multipliers				
	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,002	Σ -Msf:	1,349
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Figure 5.16: Valeur de coefficient de sécurité cas 01

- **Terrain instable ($F_s=1,349$)**
- **Remarque :** La stabilisation par un pieu, associée à des géogrilles et du remblai, a donné un coefficient de sécurité égal à 1,349 ce qui représente une augmentation remarquable par rapport à un terrain instable.

5.3.2 Cas 02 (deux pieux avec les géogrilles et le remblai)

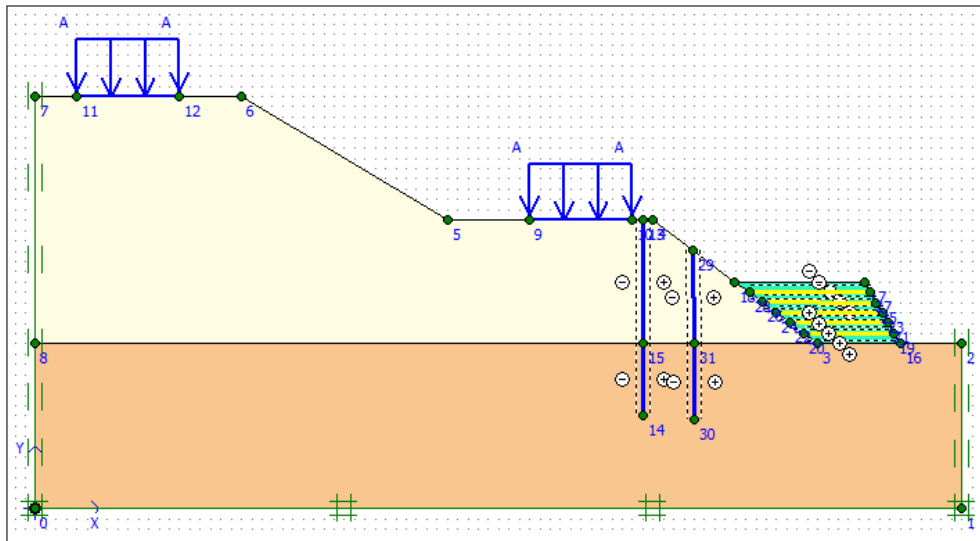


Figure 5.17: Modélisation de confortement de glissement cas 02.

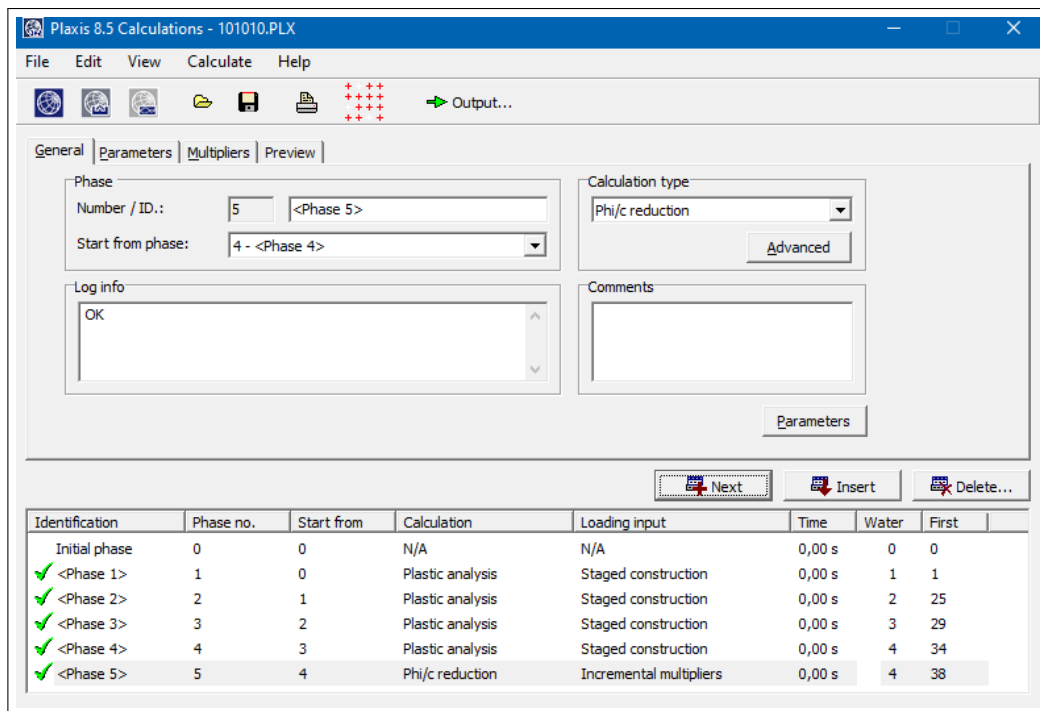


Figure 5.18: L'aperçu de la fenêtre pour afficher les résultats et de calculs.

Le calcul du modèle de référence se fait en 5 phases ,comme indiquée sur la figure au dessous :

- **Phase 0** : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1**: on a activé les charges
 - Type de calcul : **analyse plastique**
- **Phase 2** : on a activé le pieu (01).
 - Type de calcul : **analyse plastique**.
- **Phase 3**: on a activé Les géogrilles et le remblai.
 - Type de calcul : **analyse plastique**.
- **Phase 4**: on a activé le pieu (02).
 - Type de calcul : **analyse plastique**.
- **Phase 5**: Calcul du coefficient de sécurité.
 - Type de calcul : **Phi/c réduction**.

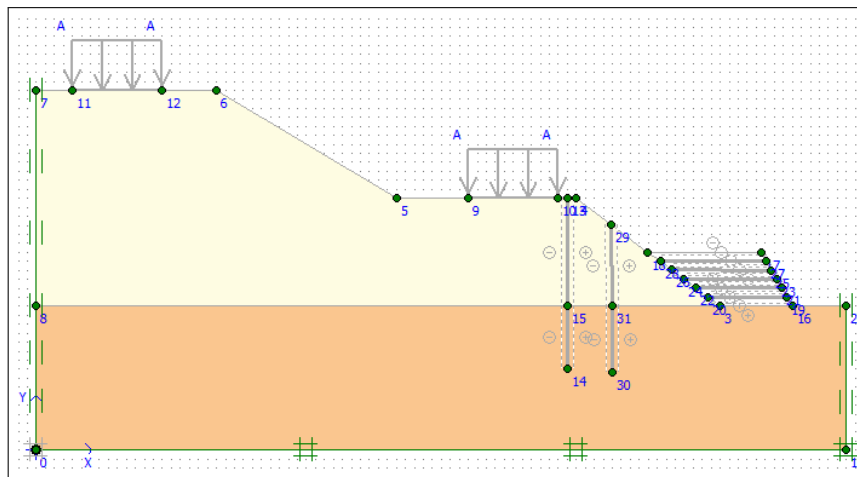


Figure 5.19: Les charges et les éléments de renforcement sont désactivés.

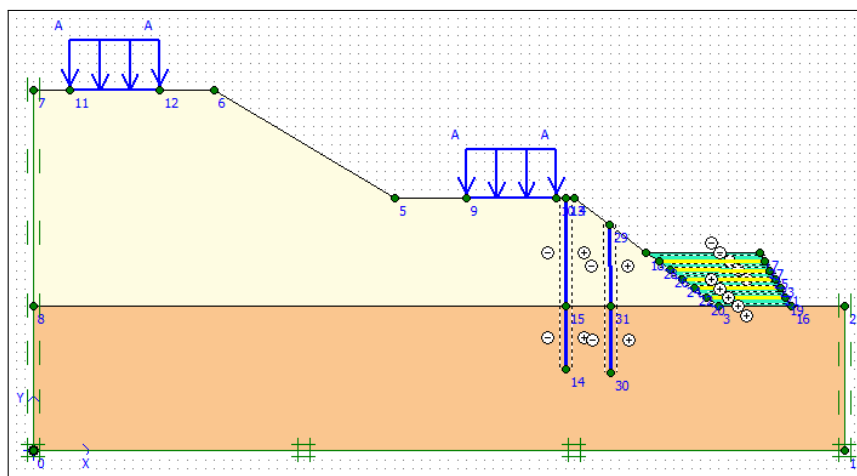


Figure 5.20: Activez les charges et les éléments de renforcement.

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme Output.

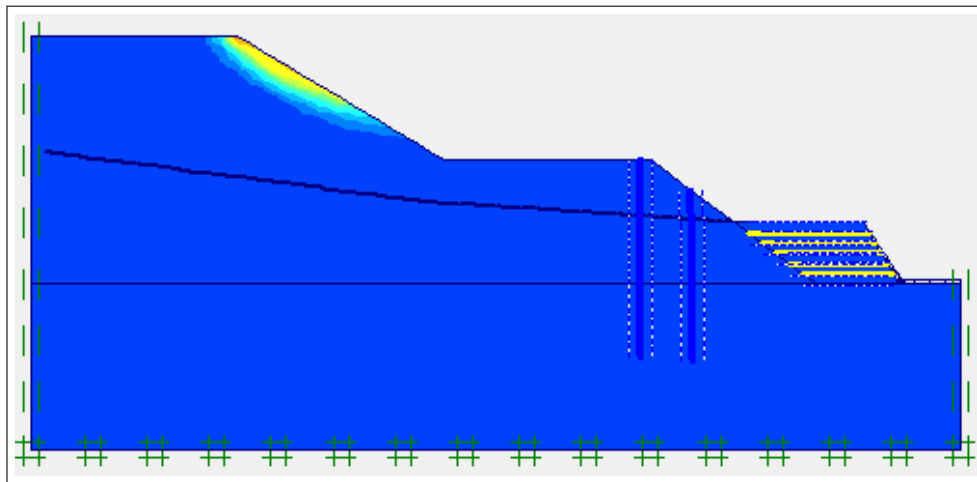


Figure 5.21: position de la surface de glissement cas 02 (Shadings).

La valeur du coefficient de sécurité de cas 02 de la zone de glissement étudié

Calculation information			
Multipliers			
Step Info			
Step	137 of 137	Extrapolation factor	0,500
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,001	Σ -Msf: 1,415
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure 5.22: Valeur de coefficient de sécurité cas 02.

• **Terrain instable (Fs=1,415)**

• **Remarque :** La stabilisation par deux pieux, associée à des géogrilles et du remblai, a donné un coefficient de sécurité égal à 1,415 ce qui représente une augmentation remarquable par rapport à un terrain instable.

5.3.3 Cas 03 (Trois pieux avec les géogrilles et le remblai)

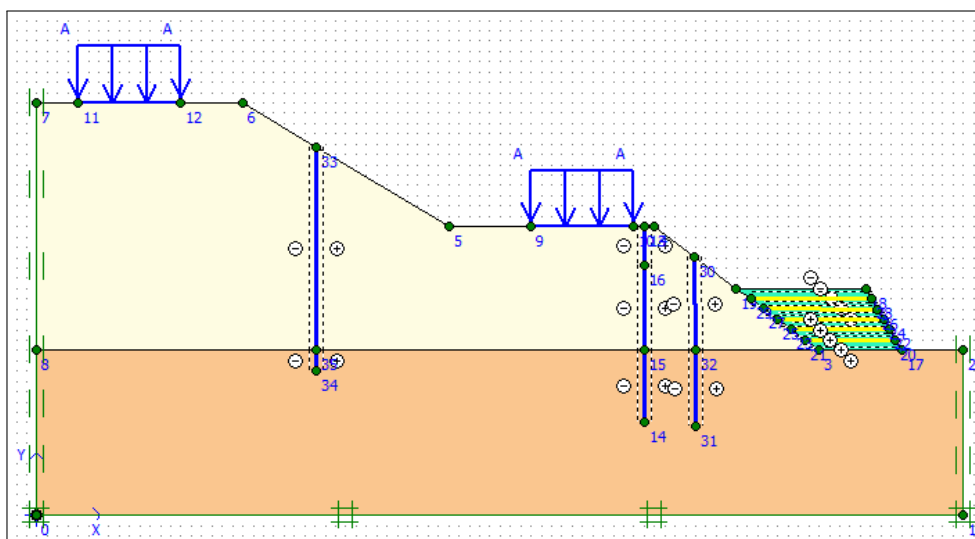


Figure 5.23: Modélisation de confortement de glissement cas 03.

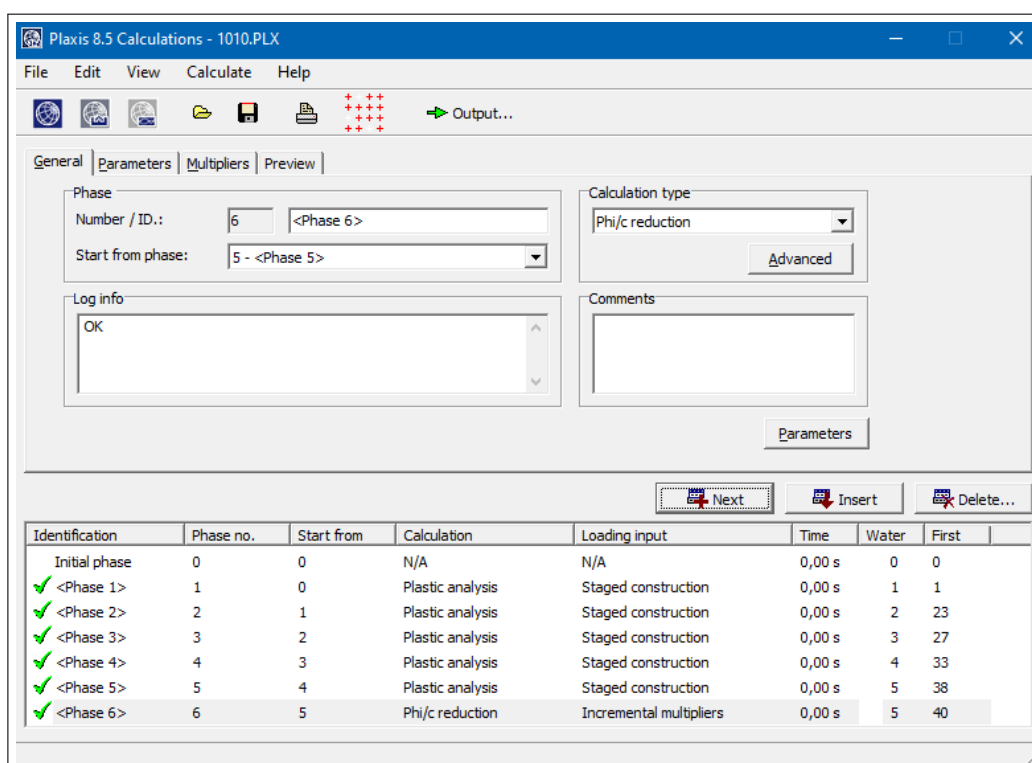


Figure 5.24: L'aperçu de la fenêtre pour afficher les résultats et de calculs.

Le calcul du modèle de référence se fait en 6 phases ,comme indiquéesur la figure au dessous :

- **Phase 0** : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- **Phase 1**: on a activé les charges

- Type de calcul : **analyse plastique.**
- **Phase 2:** on a activé le pieu (01).
- Type de calcul : **analyse plastique.**
- **Phase 3:** on a activé Les géogrilles et le remblai.
- Type de calcul : **analyse plastique.**
- **Phase 4:** on a activé le pieu (02).
- Type de calcul : **analyse plastique.**
- **Phase 5:** on a activé le pieu (03).
- Type de calcul : **analyse plastique.**
- **Phase 6:** Calcul du coefficient de sécurité .
- Type de calcul : **Phi/c réduction.**

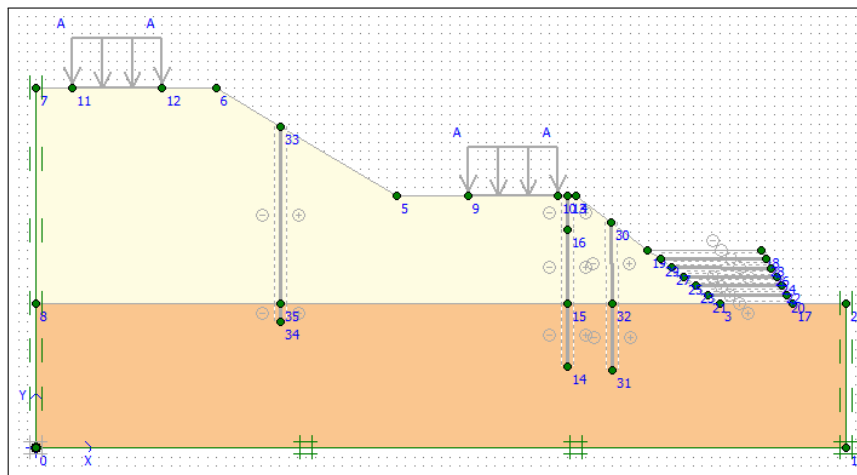


Figure 5.25: Les charges et les éléments de renforcement sont désactivés.

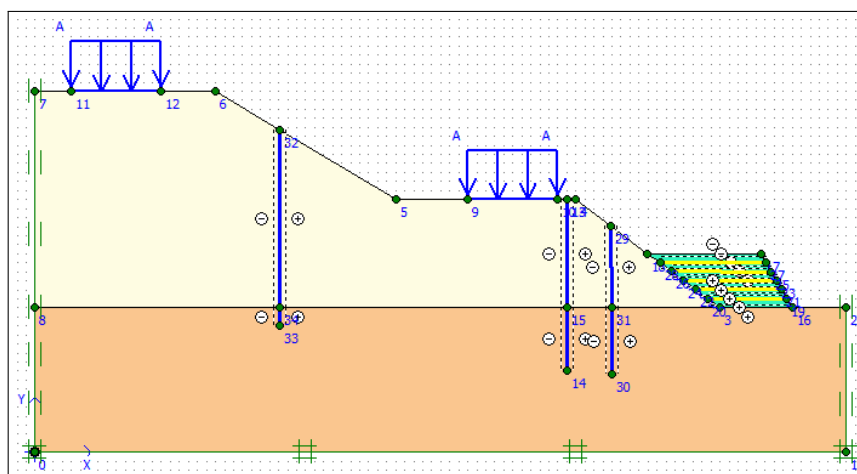


Figure 5.26: Activez les charges et les éléments de renforcement.

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme Output.

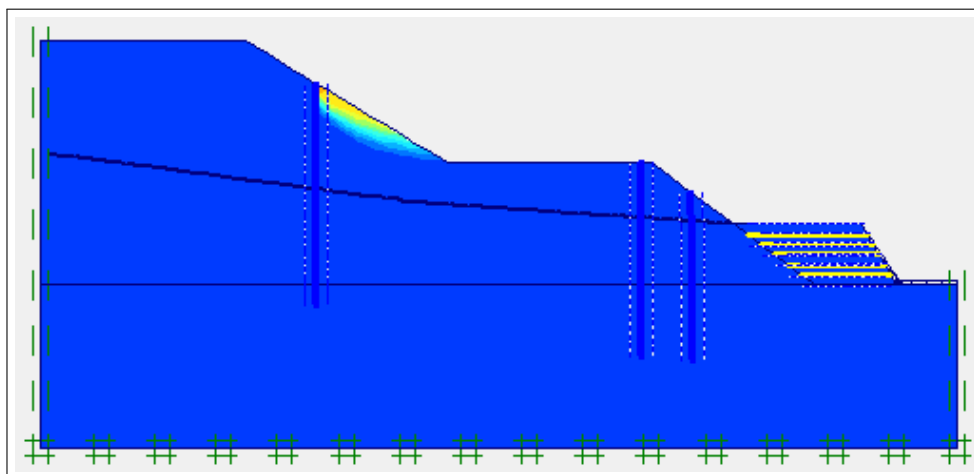


Figure 5.27: position de la surface de glissement cas 03 (Shadings).

La valeur du coefficient de sécurité de cas 03 de la zone de glissement étudié

Calculation information			
Multipliers			
Step Info			
Step	141 of 141	Extrapolation factor	2,000
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,517
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure 5.28: Valeur de coefficient de sécurité cas 03.

- **Terrain Stable ($F_s=1.517$)** > 1,5 la stabilité du glissement est **vérifiée**
- **Remarque** : On suppose l'utilisation de trois pieux, associés à des géogrilles et du remblai. Cette configuration a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égal à 1.517 (F_s vérifié / terrain stable).

5.4 Conclusion générale

En conclusion, notre étude approfondie a commencé par une analyse des mouvements et des aspects géotechniques du terrain. Nous avons ensuite exploré diverses méthodes de calcul et de renforcement pour évaluer la stabilité du sol. En utilisant la méthode des éléments finis, nous avons modélisé notre cas avec le logiciel PLAXIS 2D, ce qui nous a permis de déterminer les déplacements et le facteur de sécurité.

Les résultats de notre première tentative de modélisation ont révélé que le coefficient de sécurité était inférieur à 1,5 ($F_s = 1,035$), indiquant ainsi une instabilité du terrain. Nous avons également constaté une déformation significative avec un déplacement total de 9,4 cm. Ces observations soulignent la nécessité de mettre en œuvre des mesures de renforcement appropriées pour assurer la stabilité et la sécurité du site étudié.

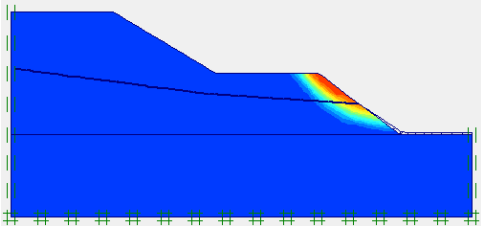
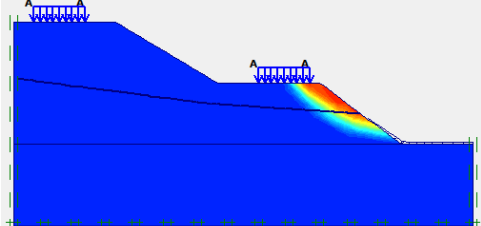
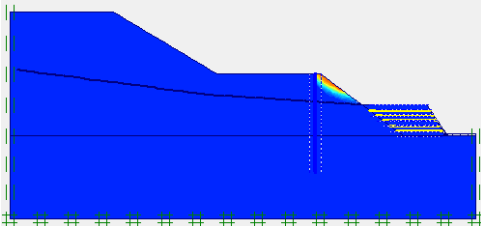
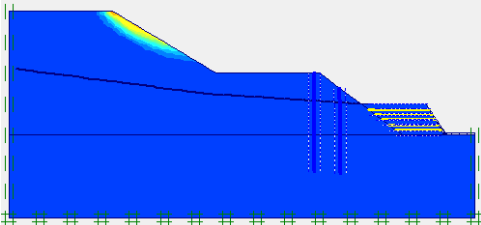
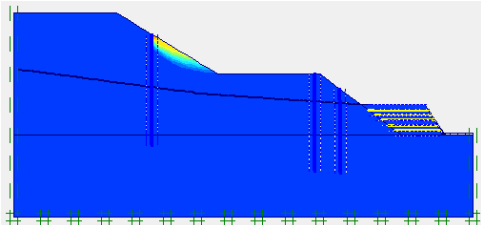
Pour améliorer la stabilité du terrain, nous avons d'abord appliqué une méthode de stabilisation par pieu, associée à des géogrilles et à du remblai. Cette solution a permis d'atteindre un coefficient de sécurité de 1,349, représentant une augmentation remarquable par rapport à la condition initiale d'instabilité du terrain.

Ensuite, en deuxième étape, la stabilisation par deux pieux, également associée à des géogrilles et à du remblai, a permis d'améliorer encore davantage le coefficient de sécurité, atteignant 1,415. Cette progression significative démontre l'efficacité accrue de cette méthode de renforcement.

Enfin, en supposant l'utilisation de trois pieux, toujours associés à des géogrilles et à du remblai, nous avons pu obtenir un coefficient de sécurité de 1,517, vérifiant ainsi la stabilité du terrain.

Ainsi, cette analyse met en lumière l'importance cruciale des méthodes de calcul avancées et de la modélisation numérique pour évaluer et résoudre les problèmes de stabilité des sols dans des projets de génie civil. Les résultats obtenus démontrent l'efficacité des techniques de renforcement proposées, offrant des solutions viables pour garantir la sécurité et la durabilité des structures sur des terrains complexes. En perspective, nous envisageons d'appliquer ces calculs et différentes solutions pour résoudre le problème de glissement de terrain à Guertoufa, dans notre wilaya de Tiaret, afin d'assurer la sécurité et la stabilité des infrastructures locales.

Table 5.3: Tableau réépitulatif les résultats des calculs

les cas	Position de la surface de glissement	F_s
La surface de glissement sans charge	 <p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface. A color-coded stress distribution is visible, with a peak at the failure surface. The failure surface is a single curve.</p>	1.052
La surface de glissement avec les charges	 <p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface. Two sets of loads are applied to the top surface, indicated by blue arrows and labeled 'A'. A color-coded stress distribution is visible, with a peak at the failure surface. The failure surface is a single curve.</p>	1.035
Un pieu avec les géogrilles et le remblai	 <p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface. A single pile is shown as a vertical dashed line. Geogrids are shown as horizontal lines in the embankment. A color-coded stress distribution is visible, with a peak at the failure surface. The failure surface is a single curve.</p>	1,349
Deux pieux avec les géogrilles et le remblai	 <p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface. Two piles are shown as vertical dashed lines. Geogrids are shown as horizontal lines in the embankment. A color-coded stress distribution is visible, with a peak at the failure surface. The failure surface is a single curve.</p>	1,415
Trois pieux avec les géogrilles et le remblai	 <p>The diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface. Three piles are shown as vertical dashed lines. Geogrids are shown as horizontal lines in the embankment. A color-coded stress distribution is visible, with a peak at the failure surface. The failure surface is a single curve.</p>	1.517

References

- [1] Samir Attallaoui. *Analyse numérique du comportement des culées porteuses en sol renforcé*. Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider-Biskra, Biskra, Algérie, 2017.
- [2] Hassiba Baghzimb. *Étude numérique de la conception des barrages en terre*. Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider-Biskra, Biskra, Algérie, 2015.
- [3] Moussaoui Basma. *Modélisation numérique de la stabilité d'un glissement de terrain*. Mémoire de master, UNIVERSITE DE JIJEL, 2016.
- [4] Samir Bedr. *Modélisation et interaction renforcement sol pour les talus instables*. Mémoire de master, Université Abou-Bekr Belkaïd, Tlemcen, Tlemcen, Algérie, juin 2008.
- [5] Fatima Zohra Benamara. *Analyse de la stabilité des écrans de soutènement ancrés*. Thèse de doctorat, Université 8 Mai 1945 Guelma, 2019.
- [6] Ali Bouafia. *livre de Conception et calcul des ouvrages géotechniques: fondations, soutènements et talus*. Saad Dahlab University, October 2019.
- [7] Youssra Bouziane. *Étude numérique et analytique de la stabilité d'un mur de soutènement en terre armée*. Mémoire de master, Université larbi tebessi, 2020.
- [8] R.B.J. Brinkgreve. *Manual de référence - PLAXIS*. Delft University of Technology & PLOUIS bv, Pays-Bas, 2003.
- [9] NATECHE Chahinez. *Modélisation numérique du comportement d'un remblai autoroutier, supporté par des pieux, sur sols compressibles*. Mémoire de master, UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU, 2021.
- [10] Imane Diab Djefal. *Stabilité des pentes et méthodes de confortement*. Mémoire de master, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2011.
- [11] Rabab Djemel and Sabiha Lamouri. *Analyse de stabilité des talus par la méthode générale des tranches : élaboration d'abaques simulant la sécurité en fonction des caractéristiques mécaniques des sols et géométriques des ouvrages*. Mémoire de master, l'Université 08 Mai 1945 de Guelma, 2016.

- [12] DuPont. *Manuel technique. DuPont™ Typar® SF Géotextile*, 2007.
- [13] Nigri Said et Bekhakhcha Oussama et Reouaigia Kamel. Etude du traitement d'un glissement de terrain sur la rn80 pk67+ 500 wilaya de guelma. Mémoire de master, Université 08 Mai 1945 de Guelma, 2015.
- [14] Bertrand Hubert et Bruno Philipponnat, Olivier Payant, and Moulay Zerhouni. *livre du Fondations et ouvrages en terre*. Éditions EYROLLES, 2019.
- [15] Aissa Mohamed Hamza et Haddouche Khadidja. Analyse et modélisation d'un glissement de terrain cas de sidi youcef beni messous. Mémoire de master, Centre Universitaire Khemis Miliana, Alger, 2011.
- [16] Samia Louadj et Hocine Dehmos. Analyse numérique de la stabilité du tronçon (pk 1+200-pk 1+300) de la pénétrante est-ouest avec les deux techniques pieux et enrochement. Mémoire de master, janvier 2020.
- [17] Marie Durand et Jacques Martin. Applications des éléments finis en géotechnique. *Revue Française de Géotechnique*, 10(2):123–134, 2017.
- [18] Labreche et Megouas. Modélisation d'un glissement de terrain : méthodes de confortement. Mémoire de master, Université Mohammed Seddik Ben Yahia - Jijel, Jijel, Algérie, 2018.
- [19] Zeghbab Ali et Riad Zoheir. Analyse et modélisation numérique de talus de rive droit de barrage kef edir damous tipaza. Mémoire de master, SAAD DAHLAB BLIDA, 2020.
- [20] Errahmani Othmane Bouziane et Soumia Akkacha. Etude de stabilité et de confortement de la falaise d'el-biar au boulevard "colonel bougara" alger. Mémoire de master, 2021.
- [21] Zineddine Fennouh, Oussama Guedjali, Icham Bouraoui, et al. Etude de stabilité et de confortement d'un glissement de terrain sur la rn 12 au pk 123+ 500. à la wilaya de bejaia, mémoire de master, 2023.
- [22] Gouvernement du Québec. *Glissements de terrain dans les dépôts meubles : Types et causes*. Bibliothèque et Archives nationales du Québec, Bibliothèque et Archives Canada, 2017.
- [23] Sadam Griou and Mohamed Chiheb. Analyse de la stabilité de la pente en utilisant la modélisation numérique : application au glissement de terrain du centre hospitalier. Mémoire de master, universitaire Issad Hassani Beni Messous-Alger, 2018.
- [24] Tayeb Hadjaz, Mostafa et Rabah. Mémoire de master ,analyse des pentes et talus par le logiciel phase, 2017.

- [25] Meriem HARKATI. Mémoire de master . etude paramétrique de la stabilité des talus à l'aide des codes numériques.
- [26] Louiza Kadi. Analyse numérique de la stabilité du tronçon (pk 1+200 - pk 1+300) de la pénétrante est-ouest avec les deux techniques pieux et enrochement. Mémoire de master, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2020.
- [27] Boulfoul Khalif. Etude numerique sur l'effet de l'espacement des geogrilles sur les mecanismes de rupture des murs en sol renforce. Mémoire de magister, Université Hadj lakhdar –Batna, 2012.
- [28] Mohamed LARIBI, Achraf et CISSE. Modélisation numérique d'un écran de soutènement,mémoire de master, 2018.
- [29] Hadjer Madi, Lina et Boulkraâ. Elaboration d'une application de calcul de la stabilité des pentes basée sur la méthode des éléments finis. Mémoire de master, École Nationale Supérieure des Mines et Métallurgie, Annaba, 2018.
- [30] Alaaeldin Magdy. Slope stability. document, 2021. Université de Tanta, Faculté d'ingénierie.
- [31] Mohamed Mila, Boussouf Bechar. Generalite sur les glissements des terrains.
- [32] V. N. S. Murthy. *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. New Age International Publishers, 2018.
- [33] Ouldali Riadh Nouioua Akram. Etude de stabilité d'un glissement de terrain. Mémoire de master, Université Saad Dahleb de Blida, 2022.
- [34] Lyes Ouzaid. Stabilisation des pentes par inclusions rigides. Mémoire de master, Université Mohamed Khider - Biskra, 2012.
- [35] Souad Rahil, Randa Manel et Smahi. Mémoire de master.modélisation de la stabilité d'une pente par geoslope, 2021.
- [36] Lounes Saaoui. Mémoire de master. etude de la stabilité et de confortement d'une section de la rn 24 à seket (bejaia). Mémoire de master, Université Mouloud Mammeri TiziOuzou, 2017.
- [37] C. Venkatramaiah. *livre du Geotechnical Engineering*. New Age International Publishers, New Delhi, 2006.