



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



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE LICENCE (MCIL)

Présenté par :

Slim Islam

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Travaux publics

OPTION : voies et ouvrages d'art

Thème

Analyse statique de stabilité d'un talus

Soutenu le :

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr		Président
		Examineur
		Encadreur
		Co- Encadreur
Mr		Invité

Année Universitaire 2022-2023

Dédicace

Je dédie ce précieux travail en signe de respect et de reconnaissance à Mes très chers parents qui m'ont donné le courage, et m'ont guidé durant toute ma vie pour que je réussisse, je prie Dieu de les honorer et les rendre fiers de moi et de mon travail.

Que Dieu les protège.

À mon frère et ma sœur.

À tous mes oncles et tantes.

À tous mes cousins et cousines.

À tous mes amis et collègues qui m'ont aidé à réaliser ce travail, en particulier ceux de la section travaux publics . À ma famille À tous ceux qui me sont chers.

À tous les enseignants de l'université de Laghouat, en particulier ceux de la faculté de génie civil. À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Et à toute ma promotion du Département de Génie Civil sans exception.

À tous les enseignants du département de Génie Civil en particulier

Mon encadreur Dr. ANNANE ABDELLAH.

Remerciements

En présentant ce travail, il m'est agréablement d'exprimer, en premier lieu, ALLAH de nous avoir donné toute chose ; le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés. Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce Projet de Fin d'Etudes, particulièrement à :

Dr. ANNANE ABDELLAH ; Nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

Tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant tout notre cursus universitaire, en particulier les enseignants de l'option GEOTECHNIQUE (Génie Civil) par les conseils et orientations qu'ils n'ont cessés de nous prodiguer dans le cadre de nos recherches.

Notre respect aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'apprécier et d'accepter de juger notre travail. Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de cette étude, qu'ils trouvent ici l'expression de notre sincère gratitude.

Résumé

Les glissements des terrains sont des phénomènes très dangereux, qui dépendent de plusieurs paramètres et critères très répandus dans le monde. Le calcul à la rupture et une analyse numérique de la pente dans le cas d'un glissement circulaire avec la méthode des tranches de fellinius1927, bishop1954 dans le but de calculer le coefficient de sécurité dans différentes situations. Cette étude porte sur l'analyse statique de stabilité d'un talus. Ce travail a pour objectif de réaliser une étude géotechnique du phénomène. Pour cela, on débute notre étude par les généralités sur le mouvement de terrains et les différents types de talus, ensuite une analyse de la stabilité par les méthodes des tranches. L'analyse des résultats obtenus indique le centre plus dangereux de glissement de talus et coefficient de sécurité.

Mots clés : glissement de terrain, talus, stabilité, fellinius, bishop , coefficient de sécurité.

Abstract

Landslides are very dangerous phenomena, which depend on several parameters and criteria that are widespread throughout the world. Calculations at failure and a numerical analysis of the slope in the case of a circular sliding with the slice method of fellinius1927, bishop1954 in order to calculate the safety coefficient in different situations. This study focuses on the static analysis of the stability of an embankment. This work aims to carry out a geotechnical study of the phenomenon. For this, our study began with generalities on the movement of the land and the different types of embankments, then an analysis of the stability using traditional methods. The analysis of the results obtained indicates an instability of the slope, characterized by a low safety coefficient.

ملخص

لحساب تعتبر الانهيارات الأرضية من الظواهر الخطيرة جداً، والتي تعتمد على عدة معايير ومعايير منتشرة في جميع أنحاء العالم حسابات الفشل والتحليل العددي للانحدار في حالة الانزلاق الدائري بطريقة الشرائح الأمان1927, bishop1954 معامل في المواقف المختلفة. تركز هذه الدراسة على التحليل الثابت لاستقرار السد ويهدف هذا العمل إلى إجراء دراسة جيوتقنية لهذه الظاهرة. ولهذا بدأت دراستنا بالعموميات حول حركة الأرض وأنواع السدود المختلفة، ثم تحليل الثبات باستخدام الطرق التقليدية. ويشير تحليل النتائج. التي تم الحصول عليها إلى عدم استقرار المنحدر الذي يتميز بانخفاض معامل الأمان

Sommaire

I-Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrain	
I- Les glissements de terrain.....	3
I-1-1Introduction.....	3
I-1-2Description d'un glissement	3
I-1-3 Typologie des de glissements de terrain.....	4
I-1-4 Causes (directes ou indirectes) et facteurs favorisant.....	4
I-1-5 types de glissement de terrain	5
a- glissements plans	5
b- Glissements rotationnels ou circulaires.....	6
b-1- Glissement rotationnel simple.....	6
b-2 Glissement rotationnel complexe.....	6
I-1-6 La classification des glissements de terrain.....	7
I-2 type des talus.....	8
I-2-1-Introduction.....	8
I-2-2 Caractéristiques.....	8
I-2-3Facteurs influençant la stabilité.....	9
I-2-4types des talus.....	10
a- Talus artificiels.....	11
b- Les talus à forte déclivité.....	11
c- Les talus aménageables.....	12
Chapitre II : Méthodes de calcul de la stabilité des talus	
I- Introduction	13
I- 1 - Les choix de l'ingénieur.	13
I - 1 - 1 - Méthodes de calcul à la rupture.	15
I - 1 - 2- Méthodes volumiques.	16
I - 1 - 3- Méthodes énergétiques.	16
II - CALCULS A LA RUPTURE.	16

II- 1 - Méthodes des blocs.	16
II-1 - 1 Principes du calcul à la rupture.	17
II-1 -2 Cas statiquement définis.....	17
II-1 -2 -1 Rupture plane d'un talus.....	17
II-1-2-2 - Rupture plane d'une pente infinie.....	18
II-1-2-3- Cas de 2 blocs instables.....	19
II- 1 - 3 - Cas statiquement indéfinis.....	19
II- 1 - 3 -1 Equilibre de plusieurs blocs.	19
II - 1 - 3 - 2 - Autres types de mouvement.	20
II.2 Définition du coefficient de sécurité	20
II.2.1 Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane :	21
II.3.1 Cas des ruptures planes (glissements plans)	22
II.3.2 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) :	23
II.3.3 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires)	23
II.3.3.1 La méthode des tranches	23
II.3.3.2 Méthode de Fellunius (1927) / (1936)	24
II.3.3.3 Méthode de Bishop simplifié (1955) :	26
a-absence d'eau	26
a-Recherche de cercle critique.....	26
b- La méthode des droites perpendiculaires.....	27
II.3.3.4 Les méthodes d'équilibre–limite.....	28

Chapitre III : Etats de calcul

❖ Conclusion générale.....	37
❖ Les références bibliographiques.....	38

Liste des figures

Chapitre I:

Figure.I.1 : Les différents éléments d'un glissement de terrain.

Figure.I.2 : Glissement plan.

Figure.I.3 : Rupture rotationnelle simple.

Figure.I.4 : glissement rotationnel complexe.

Figure.I.5 : L'angle d'un talus naturel.

Figure.I.6 : Correspondance des valeurs de pente (Typologie des talus).

Figure.I.7 : Canalisation des écoulements sur pente pour éviter l'érosion et glissement de terrains.

Figure.I.8 : Correspondances des pentes (inclinaisons) en degrés, % et rapport H/V.

Chapitre II :

Figure.II.1 : Schéma de rupture plane.

Figure.II.2 : Schéma de rupture en translation. (Blocs, équilibre d'un bloc).

Figure.II.3 : Les forces agissantes sur une tranche.

Figure.II.4 : Description de découpage en tranche avec la surface de rupture.

Figure.II.5 : Démonstration des forces agissantes sur une tranche.

Figure.II.6 : Démonstration des forces agissantes sur une tranche selon fellenius.

Figure.II.7 : Méthode des droites perpendiculaires.

Figure.II.8 : Glissement avec formation d'un « graben » (d'après Colas et Pilot, 1976).

Figure.II.9 : La rupture est liée à la présence de la couche argileuse basale. [1]

Chapitre III :

Figure.III.1 : Présentation des données de talus étudiée.

Figure.III.2 : Présentation de centre de glissement 1^{er} cas par la méthode des tranches.

Figure.III.3 : Présentation de centre de glissement 2^{ème} cas par la méthode des tranches.

Figure.III.4 : Présentation de centre de glissement 3^{ème} cas par la méthode des tranches.

Figure.III.5 : Présentation de centre de glissement 4^{ème} cas par la méthode des tranches.

Figure.III.6 : Présentation de centre de glissement 5^{ème} cas par la méthode des tranches

Figure.III.7 : Présentation de centre de glissement 6^{ème} cas par la méthode des tranches.

Figure.III.8 : Présentation de centre de glissement 7^{ème} cas par la méthode des tranches.

Figure.III.9 : Présentation de centre de glissement 8^{ème} cas par la méthode des tranches.

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Classification de glissement de terrain d'après la profondeur de rupture.

Tableau.II.2 : Différentes définitions d'un coefficient de sécurité.

Tableau.II.3 : Méthodes de calcul à utiliser.

Tableau II.4 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité.

Tableaux.III.1 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 1^{er} cas.

Tableaux.III.2 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 2^{eme} cas.

Tableaux.III.3 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 3^{eme} cas.

Tableaux.III.4 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 4^{eme} cas.

Tableaux.III.5 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 5^{eme} cas.

Tableaux.III.6 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 6^{eme} cas.

Tableaux.III.7 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 7^{eme} cas.

Tableaux.III.8 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 8^{eme} cas.

Liste des abréviations

<u>Notation</u>	<u>Définition</u>
W	Teneur en eau naturelle
Sr	Degrés de saturation
B	Langueur des tranche
Φ_1	Coefficient de frottement de sol 1
Φ_2	Coefficient de frottement de sol 2
γ_1	Poids volumique de sol 1
γ_2	Poids volumique de sol 2
C1	Cohésion de sol 1
C2	Cohésion de sol 2
H1	Hauteur de tranche 1
H2	Hauteur de tranche 2
α_i	L'angle de chaque tranche
Yw	Poids des tranches
Hw	La hauteur de l'eau
<i>Tmax</i>	Le critère de rupture de Coulomb
Fs	Le coefficient de sécurité

Introduction générale :

Le comportement des massifs de sol en pente (ouvrages en terre et pentes naturelles) a fait l'objet de nombreux développements depuis plusieurs décennies. Des méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation deviennent de plus en plus pratique courante, allant de la reconnaissance préliminaire du terrain aux mesures de contrôle, en passant par les essais en place et en laboratoire, les calculs de stabilité et le choix de la technique de confortement des pentes instables. La reconnaissance géologique et géotechnique permet de localiser la surface de rupture du talus étudié, d'en connaître la forme et d'en donner une explication des mécanismes de rupture et les causes d'instabilité probables, ainsi que de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement de la masse de sols glissée et de son comportement avant la rupture. Les calculs de stabilité s'effectuent dans la pratique courante en équilibre limite par l'une des variantes de la méthode des tranches, dont l'utilisation pendant plusieurs dizaines d'années a prouvé leur efficacité et leur fiabilité. Dans tous les cas, le problème consiste à déterminer le coefficient de sécurité et de conclure à la stabilité ou non du talus étudié. Si la stabilité du talus n'est pas assurée, le renforcement de celui-ci s'impose afin de parer à tout glissement éventuel ou limiter son évolution dans le temps. Parmi les nombreuses techniques de renforcement disponibles, on retiendra le dispositif de confortement techniquement et économiquement possible.

L'objectif d'une étude de stabilité d'un talus est d'évaluer sa capacité à résister aux forces qui le poussent vers le bas pour garantir sa sécurité et prévenir les glissements de terrain qui sont des déplacements des sols ou sous-sol d'un terrain naturel donné.

Il existe, d'une part des processus lents et continus (affaissement, tassement,,,,), et d'autre part des évènements plus rapides, et discontinue, comme les effondrements, les éboulements, les chutes.

La stabilité des talus dépend de plusieurs facteurs notons :

- La hauteur de talus
- La position de la nappe aquifère
- Les propriétés physico-mécaniques du terrain
- L'inclinaison de la pente
- Les surcharges dynamiques et statiques
- Les conditions tectoniques

L'estimation de cette stabilité vis-à-vis du risque de rupture est aussi l'une des importants problèmes en géotechnique surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

Etudié la stabilité d'un talus, c'est vouloir répondre aux questions suivantes :

- Quelle sont les mécanismes principaux déclenchant d'un glissement ?
- Après un glissement de terrain, la masse glissée est-elle stable après sa rupture ?
- D'une façon générale, un talus instable nous ramènent à chercher comment le stabilisé ?

C'est pour cela des dizaines approches ou méthodes soit déterministe, probabiliste, ou numériques, ont été proposées pour le calcul du coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est utilisé dans les calculs de stabilité des talus. [25]

Notre mémoire est répartie en deux chapitres et se résume comme suite :

Introduction générale

Le premier chapitre, consiste à une présentation des différents mouvements de terrains liés à la déformation des massifs, ainsi les facteurs intervenant lors de cette déformation. En incluant le contexte géologique et géographique, les différentes caractéristiques de talus de la carrière. Le deuxième chapitre montre le calcul de centre plus dangereux de glissement de talus et interprétations des résultats obtenus lors des calculs de stabilité qui sont réalisés en se basant sur des données disponibles nécessaires, ainsi des suggestions de renforcement des talus.

Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrain

I- Les glissements de terrain

I-1-1 Introduction :

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnelles. Les vitesses de glissement du terrain restent variables mais peuvent atteindre décimètre par an. Lorsqu'il y a une rupture, les terrains peuvent glisser rapidement, surtout lorsqu'ils sont saturés en eau [8].

Ces glissements de terrain sont souvent des formations marneuses et argileuses, qui se caractérisent par des loupes superficielles de glissement (appelées aussi loupes d'arrachement (et parfois de solifluxion), sortes de demi-sphères biconvexes avec des structures d'arrachement et de rupture en tête (partie haute de la loupe dégagant parfois une couronne et une niche d'arrachement et de grosses déformations de la surface en pied et en front de glissement (partie basse de la surface de rupture).

Pour mieux appréhender la notion de mouvements de terrains, il est important de connaître au préalable le comportement des argiles et des sables, qui sont des matériaux susceptibles de subir dans certains cas, lesdits mouvements.

Les sols argileux sont caractérisés par la plasticité du fait que les cristallites sont entourées par une fine pellicule d'eau adsorbée qui, lorsque son épaisseur est suffisante, leur permet de glisser les uns sur les autres, tout en gardant une liaison entre les grains.

Quant aux sols sableux, ils sont généralement dépourvus de la cohésion lorsqu'ils sont complètement secs ou sursaturés ; mais à l'état intermédiaire, quand ils contiennent un peu d'eau, ils acquièrent une certaine cohésion qui disparaît vite lorsqu'ils sont soumis à une vibration.

I-1-2 Description d'un glissement :

Les différents éléments définis un glissement de terrain sont les suivants :

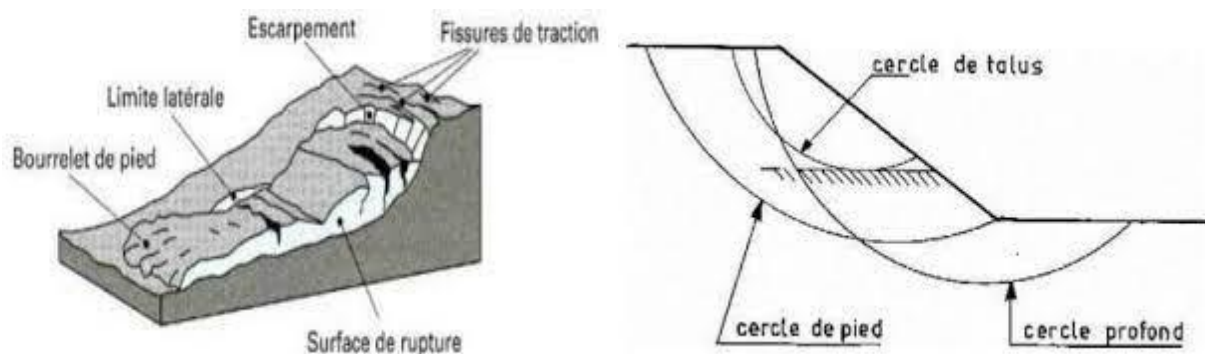


Figure.I.1 : Les différents éléments d'un glissement de terrain [16]

- Escarpement principale : c'est une surface inclinée ou vertical souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieur et prolongé en profondeur par la surface de glissement.
- La couronne : une zone située au –dessus de l'escarpement principale souvent peu affecter par les désordres. Seules quelque fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone.
- Tête : c'est la limite amont du glissement autrement dit c'est la partie ou le matériau glisse se trouve en contact avec l'escarpement principale.
- Escarpement secondaire : surface circulaire semblable à l'escarpement principale mais visible dans la masse remanie. Ces escarpements en mouvement une structure en escalier.
- Élément : fraction de la masse glissée situer entre les deux escarpements [16]

I-1-3 Typologie des de glissements de terrain :

Les signes précurseurs d'un glissement de terrain comme des fissures ou des renflements ou un écoulement inhabituel d'eau sur une pente, un changement soudain dans le débit des cours d'eau et l'éboulement de petites roches.

Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable. Ceci différencie le glissement de terrain de la coulée de boue ou de sable (qui n'ont pas de formes propres). Dans certains cas, des millions, voire dizaines de millions de m³ peuvent être concernés, et brutalement détruite.

Les glissements de terrain sont l'un des types de mouvement gravitaire (ou mouvement de masse de géo matériaux).

I-1-4 Causes (directes ou indirectes) et facteurs favorisants :

- Diminution des résistances du sol et sous-sol : le cas le plus fréquent est la diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effet de l'eau. Dans quelques rares cas, cette dernière est vaporisée (du fait des énergies libérées par les très grandes masses en jeu), son effet est alors multiplié. Des paramètres hydrologiques sont très souvent en cause dans les glissements de terrain.
- Augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.
- Diminution des appuis en pied de pente, comme un terrassement mal pensé et trop raide.
- Plus rarement, un facteur déclenchant anthropique peut intervenir, comme une vibration de machine, une explosion, un séisme induit, la déforestation de pente, etc....
- Séisme en cours.
- Séquelles d'un séisme passé ; des séquelles « structurelles » peuvent rendre le sol et sous-sol plus vulnérables à un glissement de terrain. Ce dernier peut être induit par un nouveau séisme ou simplement par de fortes pluies (en ayant réorganisé les écoulements d'eaux souterraines), même plusieurs décennies après le séisme en cause. Des études récentes ont montré qu'un mouvement de sol peut être dans ces conditions jusqu'à 30 fois plus important que dans les régions voisines épargnées par le séisme précédent⁵.
- Augmentation de la chaleur : le sol d'une pente desséchée peut s'effriter, ce qui peut provoquer un « glissement sec », ou ensuite induit par de fortes pluies.
- Hydro climatologie et hydrogéologie de la zone. En raison du réchauffement global, les glaciers de montagne fondent anormalement vite, en libérant d'importantes masses d'eau, alors que dans le

même temps des pergélisols ou des glaces qui maintenaient la cohérence de certaines pentes ou roches se délitent, provoquant des avalanches de roches (de plus en plus fréquent à Bouira).

I-1-5 types de glissement de terrain :

On distingue 2 grands types de glissement de terrain

- Les glissements circulaires lorsque la terre s'affaisse par le centre ;
- Les glissements plans lorsque qu'une grande quantité de terre glisse le long d'une faille ou d'une surface (coulée de boue, par exemple)

a- glissements plans :

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : zone entre deux matériaux de nature différente (Figure 2), failles, plans de stratification. La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée (couche savon).

Lors de glissements translationnels, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable, et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés [30] Dans un glissement plan, la surface de rupture est droite et la masse de sol en mouvement glisse le long de celle-ci.

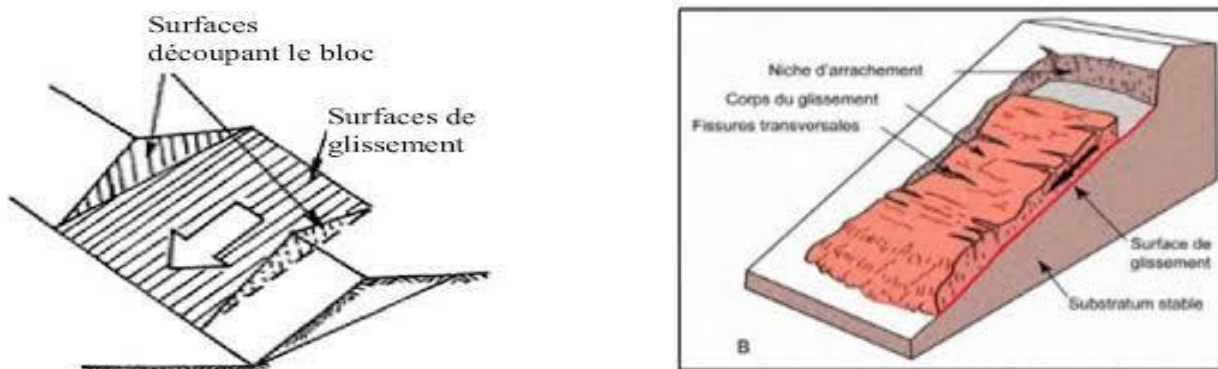


Figure.I.2 : Glissement plan (modifié d'après Varnes, 1978 ; USGS, 2004) [9]

b-Glissements rotationnels ou circulaires :

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé).

b- 1Glissement rotationnel simple :

Ce type de glissement est très fréquent. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire.

Lors de glissement rotationnel, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux. La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas ,Il comprend :

- En tête des fissures de traction,
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
à la base, un bourrelet formé par des matières glissées.[9]

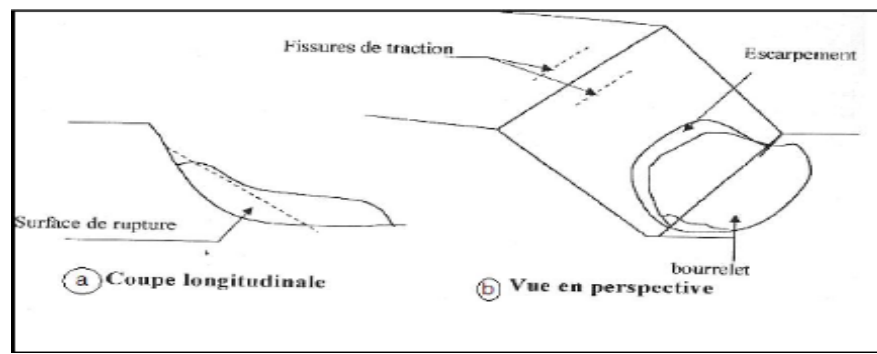


Figure.I.3 : Rupture rotationnelle simple [9]

b-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. Les glissements complexes ont souvent une surface de rupture non circulaire. Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes :

- Anisotropie de structure.
- Anisotropie mécanique.
- Caractéristiques mécaniques variant en profondeur.
- Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement. Citons :

- Les glissements en escalier constitué par un ensemble de glissement en courbes peu profonds créant une topographie en escalier.

On distingue :

- Les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain.
- Les glissements composés : ces derniers peuvent être une composition des différents glissements précédemment décrits. La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une composition d'éléments plans et d'éléments courbes [21]

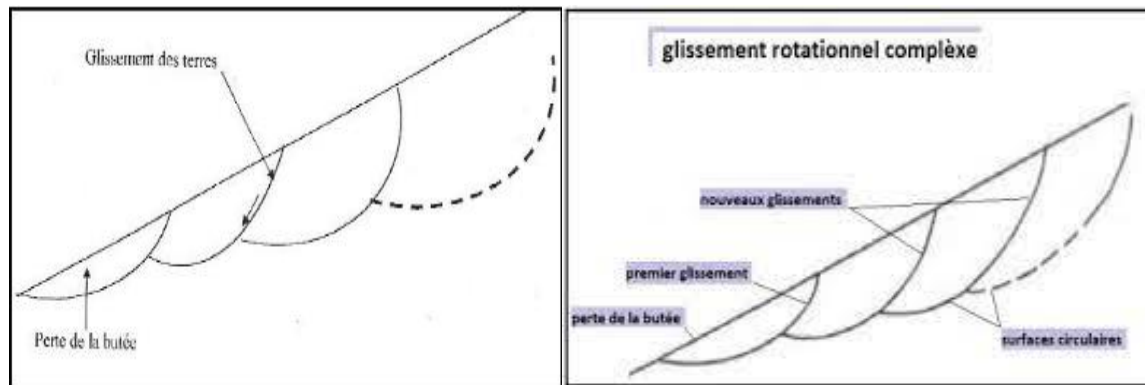


Figure.I.4 : Glissement rotationnel complexe [21]

I-1-6 La classification des glissements de terrain :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.[11]

Tableau I.1 : classification de glissement de terrain d’après la profondeur de rupture [11]

Glissement	profondeur de glissement
Superficiel	0-2m
Semi-profond	2-10m
Profond	10-30m
Très profond	>30M

I-2-type des talus :

I-2-1 Introduction :

Le long des cours d’eau, les talus constituent des corridors biologiques de premier intérêt. Les talus sont souvent recouverts d’arbustes et de buissons qui sont relativement préservés des perturbations de par leur inaccessibilité relative. Il est souvent considéré que ce type de talus, en particulier le long des ripisylves et moins pour les talus construits le long d’axes routiers, apportent une contribution importante à la diversité biologique. Cependant les talus le long des rivières sont littéralement des digues qui limitent fortement la mobilité des cours d’eau et ne remplace pas une ripisylve fonctionnelle. Les talus peuvent créer des barrières dans la continuité écologique notamment du point de vue hydrologique et segmenter ainsi les réseaux écologiques. On entend par talus un terrain en forte pente (25 % et plus) et généralement courte en bordure d’une surface relativement plane. La hauteur du talus se calcule verticalement, de la crête du bas du talus (zone où l’angle de la pente devient inférieur à 25 %) à la crête en haut du talus (zone où l’angle de la pente devient inférieur à 25 %).



Figure.I.5 : L'angle d'un talus naturel

I-2-2 Caractéristiques :

Un talus est caractérisé par son inclinaison c'est-à-dire l'angle de la pente et par sa hauteur. La pente du talus peut être exprimée par le rapport hauteur sur largeur, en pourcentage ou grâce à un angle. La pente maximale possible dépend des caractéristiques du sol (cohésion, poids propre, structure, humidité, sensibilité au gel, etc.), de la végétation qui y est éventuellement présente, des forces qui s'exercent sur lui (poussée de l'eau derrière une digue, poids du trafic sur une route, etc.).

Dans le cas de talus non exposé à l'humidité, les facteurs déterminant pour la stabilité sont l'angle et la végétalisation de l'ouvrage. Un talus naturel composé de matériaux non liés à une pente maximale égale à l'angle de frottement interne du sol. On parle d'angle de talus naturel. Un sol non lié est un sol avec une faible teneur en particules fines, par exemple du sable grossier, des graviers par opposition à de l'argile ou du limon. Un angle plus élevé que l'angle de talus naturel entraîne une rupture de talus.

Les sols liés présentent en outre une cohésion interne qui retient le matériau en un bloc et s'oppose à la rupture du talus. Ce type de matériau permet une pente de talus plus élevée qu'un matériau non lié. Parmi les matériaux liés, on compte également le sable humide. Cependant, une fois asséché, le sable perd sa cohésion interne ce qui entraîne une rupture de talus.

L'angle de talus naturel d'un cône de déversement se situe en règle générale entre 25 et 45°. En pratique, un talus d'un angle inférieur à 45° ne nécessite pas de calcul de stabilité supplémentaire. Pour un sol lié cette valeur peut atteindre 60° et dans le cas particulier de roches, on peut prendre une valeur de 80°.



Figure.I.6 : Correspondance des valeurs de pente (Typologie des talus)

I-2-3 Facteurs influant sur la stabilité des talus :

L'analyse des processus de déformation dans un massif à ciel ouvert doit tenir compte de l'influence commune des facteurs naturels et techniques.

I.2.3.1. Influence des facteurs naturels d'exploitation sur la stabilité :

Les facteurs naturels sont subdivisés en trois groupes :

a-Facteurs géographiques et climatiques:

Ils sont représentés par le relief du site, le régime des précipitations, le régime des températures et les conditions spécifiques du gel-dégel.

b-Facteurs géologiques :

Ce sont la lithologie du massif, les conditions tectoniques, les spécificités structurales et texturales des roches et du massif et propriétés mécaniques des roches.

c-Facteurs hydrogéologiques :

Ils sont représentés par les eaux superficielles qui traversent le territoire de l'exploitation ou se situent à proximité, eaux souterraines dans le massif, présence d'eau dans les contacts entre les roches ou dans les discontinuités tectoniques.

I .2.3.2. Influence des facteurs techniques d'exploitation sur la stabilité :

Sur le plan géologique, il existe une grande diversité des massifs rocheux en fonction de :

- La nature de la matrice rocheuse et ses caractéristiques pétrographiques et Mécaniques.
- Les discontinuités à toutes les échelles et de tous types, affectant le massif.
- La variabilité dans l'espace du couple matrice rocheuse/discontinuités.

a-Influence de la hauteur du gradin:

La hauteur de gradins influe considérablement sur la valeur du coefficient de sécurité et donc sur la stabilité des talus. Plus la hauteur de gradins est grande, plus son angle de pente sera faible.

b-Influence de la géométrie :

La concavité ou la convexité des bords de talus a une influence sur la valeur réelle du coefficient de sécurité. Dans le cas où le bord de la fosse est concave, la valeur de F_s est sous-estimée. Dans le cas contraire (bord convexe), elle est surestimée par rapport à la réalité.

I-2-4 types des talus :

Il existe 6 types de talus :

- Les talus supérieurs à 1 pour 1, conseillés si on veut réaliser des protections contre les éboulements ou des renforcements appropriés à la nature du terrain.
- Les talus 1 pour 1 avec 100 % de pente, sont des talus non accessibles aux engins. Avec les risques d'érosions importants qu'ils présentent, il est conseillé de les végétaliser rapidement et d'immobiliser la terre végétale avec un filet en 3 dimensions, des fascines, de grillage, etc.
- Les talus 3 pour 2 (65 % de pente), sont des talus dangereux et ne permettent pas aux engins un accès facile. Les végétaux doivent être plantés au plus vite, car le risque d'érosion est fort. Par contre, on n'a plus besoin de protections contre l'éboulement.
- Les talus 2 pour 1 dont la pente est de 50 % permettent l'accès des engins de tonte, mais pas les tracteurs. Les plantations et l'engazonnement sont facilités pour ces types de talus.
- Les talus 3 pour 1 avec 33 % de pente, sont des talus paysagers dont l'accès aux tracteurs est déconseillé.
- Enfin, les talus 4 pour 1 (25 % de pente), sont facilement accessibles quel que soit le type d'engin.

a- Talus artificiels :

a-1 Remblai pour le génie civil:

Pour la réalisation de tranchées ou de fosses pour la pose de conduites ou la réalisation de fondations par exemple, il est possible, lorsque la place est disponible, de réaliser des talus pour garantir la stabilité des parois de l'excavation. L'objectif étant d'avoir un angle de talus aussi grand que possible pour prévenir tout éboulement. Les angles de talus sont par exemple donnés dans la norme DIN 4124 :

- 45° pour un sol non cohésif ou meuble.
- 60° pour un sol rigide ou semi-cohésif.
- 80° pour un sol fortement lié et cohérent ou des roches.

Si la réalisation de talus d'un angle suffisant n'est pas possible, il faut alors renforcer les parois de l'excavation. On parle par exemple alors de blindage de tranchée.

a-2 Remblai pour la construction de routes:

La réalisation de talus pour la construction de routes permet au tracé vertical de s'affranchir du relief du terrain. Les talus permettent d'enfoncer la route dans les collines et de la surélever dans les bassins. Les talus latéraux ont en général un angle de 1 à 1,5. Les surfaces des talus le long des routes sont la plupart du temps végétalisés pour limiter l'érosion et réduire l'empreinte visuelle de l'ouvrage dans le paysage.

b- Les talus à forte déclivité:

Les talus supérieurs à 1 pour 1 servent avant tout à protéger un terrain ou une excavation des éboulements. Les talus à 1 pour 1, avec une pente de 100 %, ne sont pas praticables et requièrent l'implantation de filets ou de grillages de protection. Le risque d'érosion étant très élevé, il faudra également y planter des végétaux dont les racines assureront un maillage naturel qui renforcera leur stabilité. Les talus à 3 pour 2, soit une inclinaison de 65 %, ne se prêtent pas non plus à la circulation d'engins. Le risque d'éboulement est plus faible que pour les talus à 1 pour 1. Il faudra néanmoins veiller à les végétaliser rapidement pour en limiter l'érosion. Un fascinage peut également être envisagé pour protéger la base du talus. Il s'agira alors d'ériger une barrière de branches disposées à l'horizontale et maintenues par des pieux en bois plantés dans le sol.



Figure.I.7 : Canalisation des écoulements sur pente pour éviter l'érosion et glissement de terrains.

c- Les talus aménageables :

Les talus à 2 pour 1 présentent une déclivité de 50 %. Leur accessibilité aux véhicules d'entretien facilite grandement leur engazonnement et la plantation de végétaux. Dans ce cas, il conviendra – après consolidation du talus – de les recouvrir d'une couche de terre arable qui soit suffisamment aérée pour permettre le développement du système racinaire. Pour une pelouse, il faudra compter environ 20 centimètres de profondeur de terre cultivable, et jusqu'à un mètre de profondeur pour la plantation d'arbres. Les talus dont la pente est de 33 % (talus à 3 pour 1) se prêtent idéalement à l'aménagement paysager. Quant aux talus à 4 pour 1, avec une inclinaison de 25 %, ils sont aisément carrossables et ne nécessitent aucune protection particulière.

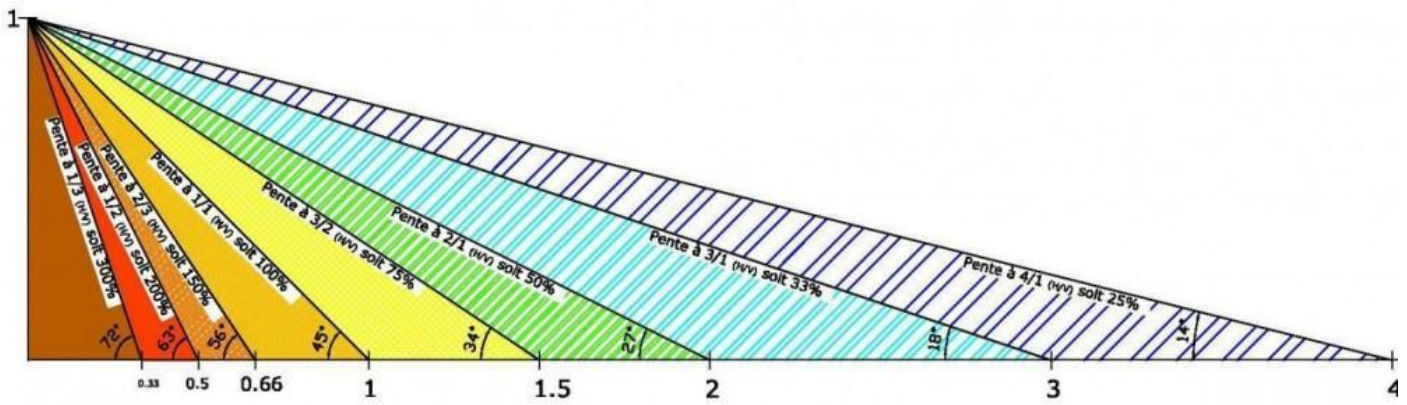


Figure.I.8 : Correspondances des pentes (inclinaisons) en degrés, % et rapport H/V.

Par exemple, un talus à 1.5/1 ou 3/2 (H/V) correspond à une pente de 34° ou 75%.

Chapitre II : Les méthode de calcul de la stabilité

I-Introduction :

Depuis Fellenius (1927) de nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul, plus ou moins sophistiquées, plus ou moins efficaces, ce qui traduit une évolution des techniques, grandement influencée par l'évolution des calculateurs électroniques. (Little et al, 1958), (Horn, 1960). Ce document, à travers une classification des méthodes, présente. L'évolution des différentes méthodes d'analyse numérique qui permettent à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la rupture de la pente qu'il étudie [22]. Un mouvement de terrain présente différentes phases, différents mécanismes de rupture, et bien sûr, différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont géométriques et doivent être connus pour pouvoir être décrits à la machine, à un instant donné. Il s'agit de la stratigraphie, des caractéristiques du sous-sol et du régime hydraulique. Le troisième aspect est temporel et traduit une évolution mécanique. L'étude d'un glissement nécessite donc de savoir si le problème est celui d'un instant donné ou si l'évolution est la clé de l'étude. Les données vont dépendre de ce choix et si le temps est pris en compte le volume des données et le temps d'acquisition de ces dernières, vont être importants. Les calculs se font maintenant par ordinateur et les codes de calcul qui traduisent les méthodes, nécessitent pour conduire une analyse, de nombreux paramètres qui sont à évaluer à partir de données toujours insuffisantes. Des hypothèses simplificatrices sont donc nécessaires pour adapter le cas réel à celui du modèle de calcul. Il y a ainsi, tout au long de la démarche, de nombreux choix à faire et ces choix ne peuvent être justifiés qu'en fonction d'une bonne connaissance du code de calcul utilisé.

I-1-Les choix de l'ingénieur :

En 1973, le professeur Lambe (Lambe, 1973) rappelait avec justesse, que les résultats obtenus sont le produit de méthodes de mesure pour les paramètres et de méthodes de calcul, et que les résultats doivent être appréciés en tenant compte de ces deux éléments. [29] On retrouve aujourd'hui cette prudence dans les Eurocodes qui insistent sur la façon de déterminer les valeurs caractéristiques et affectent aussi un coefficient de sécurité (confiance) sur la méthode de calcul. Mais le résultat doit aussi être apprécié en fonction de la façon de gérer le risque, en génie civil un coefficient de sécurité d'au moins 1,3 est demandé, alors qu'en génie minier on se satisfait de 1,1. (pour un calcul à la rupture en stabilité de pentes). Cette notion du coefficient de sécurité est très importante, on cherche à traduire par un seul nombre de quelle façon la pente est stable. Cette façon n'est pas unique, ce qui ne va pas faciliter le dialogue entre les personnes gérant une pente. [20] Pour évaluer la stabilité d'une pente l'ingénieur a à choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité qui peut être un rapport de forces, de moments, de grandeur à une grandeur limite, mais aussi, avec des calculs en déplacement, une valeur limite. Ce choix est en général inclus dans le choix de la méthode de calcul. Il va dépendre, en partie, de la demande du projeteur et aussi des possibilités de calcul. Ce choix n'est pas sans conséquences car la comparaison entre ces différentes approches n'est pas toujours aisée, car les valeurs limites de référence ne sont pas toujours les mêmes. (Voir le tableau suivant). (Sève, G., et Pouget, P., 1998).[27]

Tableau.II.2 : Différentes définitions d'un coefficient de sécurité [27]

1	Rapport de contraintes	$F = \zeta_{\max} / \zeta$	Méthodes à la rupture
2	Rapport de forces	$F = E_{résist} / E_{moteur}$	Direction de déplacement
3	Rapport de moment	$F = M_{résist} / M_{moteur}$	Rotation
4	Paramètres réduits	$p = p / F$	cf Eurocodes
5	Probabilité à x%	Distribution de F	cf Monte Carlo
6	Marge de sécurité	par ex : H / H_{\max}	Sur un grandeur
7		Utilisation logique floue	En développement

Un autre choix important à faire, dépendant des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode modélisant toute la masse de sol et une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbe de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondants au modèle. Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis. (Vaunat et al., 1992).

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

Cette distinction des quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sur influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après.

I-1-1-Méthodes de calcul à la rupture :

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr-Coulomb donnant la résistance au cisaillement à la rupture ζ_f . Dans des conditions non drainées, cette résistance est la résistance au cisaillement non drainée ζ_{fu} . Dans des conditions où l'on connaît les pressions interstitielles, la résistance au cisaillement peut s'exprimer en termes des contraintes effectives, $\zeta_f = c' + \sigma' \tan \phi'$. C'est le cas des massifs rocheux fracturés pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale et aussi pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante. Dans le cas des

réactivations, c'est l'angle de frottement résiduel qu'il faut alors prendre en compte. Pour tous ces cas, les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées. On peut alors écrire facilement les équations qui relient les variables, mais sauf pour les cas très simples, le nombre de variables est bien supérieur au nombre d'équations. Il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser pour pouvoir résoudre, nombre d'inconnues et nombre d'équations. Dans le cas de sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Notons que dans de tels cas, le processus conduisant à la rupture est complexe et rend la sélection des paramètres de résistance difficile. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est attaché, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois. Les méthodes à l'équilibre limite ont été adaptées pour répondre aux besoins de la profession et prendre en compte, en particulier, la troisième dimension, des efforts dynamiques qui peuvent être importants en cas de séismes, des inclusions à considérer dans le cas de confortations. Toutes ces méthodes à l'équilibre limite sont de type bloc rigide sur surface rigide, sans considérations pour les mouvements internes aux blocs. Dans le cas de glissements actifs, la surface de rupture est connue, le coefficient de sécurité est de 1.0, et l'on peut parler alors d'analyse à rebours. Mais si le paramètre important est la vitesse de mouvement qui peut être plus ou moins élevée, il devient nécessaire d'adjoindre un modèle visqueux aux méthodes à l'équilibre limite pour traiter ce problème.

I-1-2-Méthodes volumiques :

Par contre, avant la rupture, donc au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes à l'équilibre limite. Les phénomènes alors impliqués sont nombreux et complexes (élasto-plasticité, fluage, rupture progressive) et intéressent l'ensemble du massif. Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.

I-1-3-Méthodes énergétiques :

L'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques.[28] Dans le cas où, au sein de la masse en mouvement, la pression interstitielle joue un grand rôle on utilisera des approches initialement développées pour des problèmes de fluides avec des viscosités évolutives ou des approches basées sur l'observation, Le tableau 3 relie les types de mouvements, le type de la rupture et les méthodes à utiliser.

Tableau.II.3 : Méthodes de calcul à utiliser

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

II- CALCULS A LA RUPTURE :

II-1-Méthodes des blocs :

II-1-1Principes du calcul à la rupture :

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, et s'opposent donc aux méthodes volumiques. Du fait de cette restriction les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et plus faciles à déterminer. Ce sont les plus anciennes méthodes (on peut y rattacher la méthode du coin de Coulomb ~1780) et elles sont basées sur les hypothèses suivantes :

- Le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb. Ceci est bien approprié aux massifs rocheux et aux argiles discontinues, quand on peut bien prévoir la forme de rupture des blocs en fonction des matériaux, mais cela est aussi l'hypothèse forte des calculs à l'équilibre limite qui distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas :

- ❖ Le calcul d'équilibre est fait à la rupture.
- ❖ Les équations résolvantes sont les équations de la statique.
- ❖ Le coefficient de sécurité est spatialement bien déterminé. (F constant partout par exemple).

II-1 -2 Cas statiquement définis :

II-1-2-1 Rupture plane d'un talus :

On écrit l'équilibre de la masse potentiellement instable sur un plan incliné paramétré par l'angle α et l'on obtient la formule suivante, qui généralement surestime le coefficient de sécurité F.

$$F(\alpha) = (c'L + W \cos \alpha \tan \phi) / W \sin \alpha$$

Avec W poids de la masse en mouvement, α , angle de la ligne de rupture sur l'horizontale, L , longueur de la rupture, c' et ϕ' les paramètres de la loi de Coulomb du sol.

$W \sin \alpha$ est la force d'entraînement et $c'L + W \cos \alpha \tan \phi'$ est la force résistante obtenue par la loi de Coulomb appliquée à la réaction normale de la masse en mouvement sur le sol fixe. On retient la ligne de rupture définie par α qui minimise F .

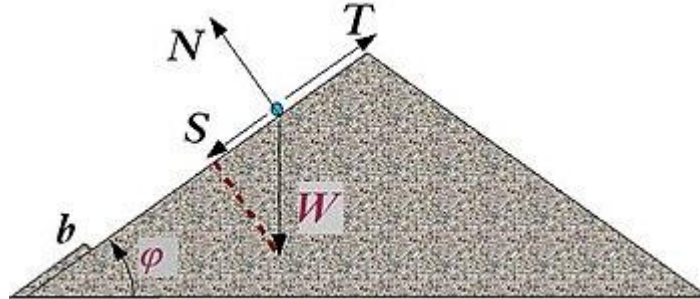


Figure.II.1 : Schéma de rupture plane

Ce principe d'équilibre, illustré par ce cas simple, est à la base de toutes les méthodes de calcul à la rupture. Il est développé avec toutes les hypothèses simplificatrices nécessaires pour modéliser le cas réel et le réduire à une égalité que l'on résout. Décrire les différentes méthodes consiste à préciser les hypothèses choisies et le mode de résolution utilisé.

II-1-2-2-Rupture plane d'une pente infinie :

Le cas de la pente infinie permet de mettre facilement en évidence le rôle de l'eau. Dans le cas d'une pente noyée avec un écoulement parallèle à la pente nous pouvons calculer le coefficient de sécurité soit par un bilan de forces soit par sa définition usuelle

$$F = \zeta_{\max} / \zeta$$

Les deux approches sont formellement équivalentes. Pour le bilan des forces s'appliquant à un volume V de sol nous avons les 4 forces suivantes :

- Force de pesanteur = $v \gamma'$ (il s'agit du poids déjaugé).
- Force d'entraînement le long de la pente = $v \gamma' \sin \beta$.
- Force d'écoulement dans le sens de l'écoulement et qui vaut $i V w$ avec i gradient hydraulique de l'écoulement parallèle à la pente, qui a pour valeur : $\sin \beta$.
- Force résistante = $L (c' + (V \gamma' \cos \beta) \tan \phi' / L) / F$

Ce qui donne en écrivant l'équilibre.

$$F = (c' + h \cos \beta \gamma' \tan \phi') / (\gamma h \cos \beta \sin \beta)$$

Si on utilise la définition $F = \zeta_{\max} / \zeta$, il faut se rappeler que le dénominateur correspond à la masse totale alors que le numérateur correspondant au frottement, est à exprimer en contraintes effectives. Les deux approches conduisent à la même formule que l'on peut.

Redévelopper en considérant un écoulement suivant la pente mais limité par un toit de nappe à une profondeur H_w .

Dans ce cas la formule s'écrit alors :

$$F = ((\gamma h - \gamma_w (h - h_w)) / \gamma h) \cdot (\tan \phi' / \tan \phi).$$

Il est facile de voir que si la nappe baisse, alors H_w augmente, et F croît.

II-1-2-3- Cas de 2 blocs instables :

La rupture se fait selon deux plans. On distingue alors deux blocs dont le plan de contact est paramétré par l'angle δ . En faisant varier δ et en prenant pour inconnue auxiliaire la réaction inter block à travers le plan de contact défini par d on peut résoudre pour un F unique pour toutes les interfaces entre blocs. Dans le cas des barrages avec un noyau, un plan préférentiel BC de glissement existe et l'on peut admettre pour un calcul à court terme que la résistance au cisaillement sur ce plan de rupture est égale à c_u . Par un procédé itératif de double descente, on peut trouver la position du point B et les valeurs optimales pour α et δ . Le cas d'une rupture dont une partie est linéaire peut se résoudre à la main, on a alors un glissement en translation avec deux parties terminales. La fig. 4 est une schématisation d'un tel cas qui demande des hypothèses supplémentaires pour résoudre. Les interfaces entre blocs sont pris verticaux et on néglige les composantes verticales des efforts inter blocs. De plus l'usage de sols cohérents introduits des efforts normaux sur les interfaces correspondantes. On peut donc mettre ainsi en évidence une procédure itérative simple pour résoudre facilement à la main. Cette approche peut aussi très simplement se résoudre graphiquement à l'aide de funiculaires de forces.

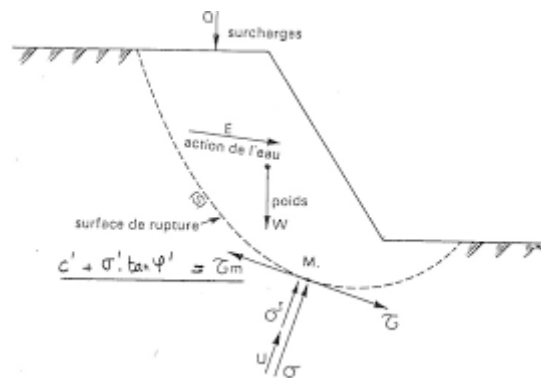


Figure.II.2 : Schéma de rupture en translation. (Blocs, équilibre d'un bloc)

II-1-3-Cas statiquement indéfinis :

II-1-3-1 Equilibre de plusieurs blocs :

Faire l'inventaire des inconnues est une bonne façon d'aborder le problème. Un bloc courant est soumis aux efforts transmis par ses interfaces. Chaque effort est représenté par un effort normal et un effort tangentiel en un point donné, ce qui fait trois inconnues par interface. Comptant les $(n + (n-1))$ interfaces cela fait $6n-3$ inconnues auxquelles on doit rajouter $2n-1$ coefficients de sécurité pour chaque interface car les jeux des blocs ne conduit pas tous les interfaces au même niveau de rupture. Soit $8n-4$ inconnues. Les équations résolvantes sont $3n$ équations de la statique pour chacun des blocs et $2n-1$ équations de type Coulomb pour chacun des interfaces. Soit $5n-1$ équations. Pour résoudre il y a donc $3n-3$ équations supplémentaires à définir. On peut choisir que tous les coefficients de sécurité soient égaux, $(2n-2$

équations), que les efforts inter blocs s'appliquent au tiers des interfaces, (n-1 équations), que le coefficient de sécurité à la base des blocs est différent de celui des interfaces, (2n-3 équations) ou tout autre choix apportant au total les 3n-3 équations supplémentaires et il faut ensuite résoudre. Comme à l'époque où se sont développées ces méthodes, la résolution des systèmes linéaires se faisait avec des procédures itératives plusieurs méthodes ont été proposées essayant de tourner la difficulté posée par F intervenant au dénominateur. La méthode de Sarma (Sarma, 1979) est une méthode astucieuse de résolution. Ce dernier simplifie la procédure de résolution en prenant une inconnue auxiliaire k, une accélération que l'on identifiera à un effet sismique. k apparaît au numérateur alors que le F du dénominateur est devenu une constante. La résolution en k est assez simple. En faisant varier F on trouve la valeur cherchée du coefficient de sécurité statique lorsque k=0. Pour F=1 on a ainsi l'accélération critique, et pour k=0 le coefficient statique.

II-1-3-2 Autres types de mouvement :

Il existe d'autres types de mouvement très particuliers comme le cas du basculement d'un pan rocheux qui font appel à des méthodes particulières dont l'utilisateur doit connaître les hypothèses simplificatrices utilisées.

II.2 Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité F est défini par l'expression suivante :

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

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

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

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

En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité, on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau 1 suivant :

Tableau II.4 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité.[17]

Facteur de sécurité	Etat de l'ouvrage
$F_s < 1$	Instable
$F_s = 1$	Stabilité limite
$F_s [1 ; 1,25]$	Sécurité contestable
$F_s [1,25 ; 1,4]$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu important mais contre c'est sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert
$F_s > 1,4$	Sécurité satisfaisante

II.2.1 Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane :

Dans le cas de certains versant naturels, une couche ou une interface « le glissement » (par exemple le cas de formations meubles reposant sur un substratum) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. la figure 3 représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées comme suit : [16]

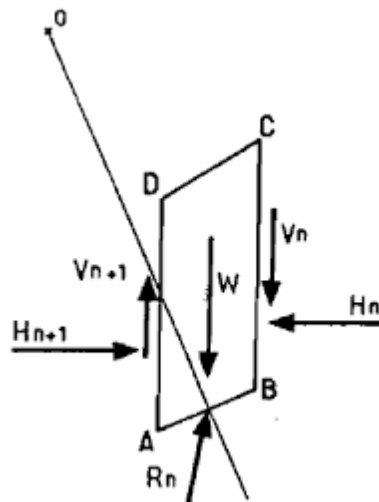


Figure.II.3 : Les forces agissantes sur une tranche [16]

- $W = \gamma \cdot h \cdot b$ le poids du bloc de sol considéré.
- V et H : les efforts sur les côtés du bloc.
- N et T : les réactions normale et tangentielle à la base du bloc.
 $[N_i = (Q+W) \cos \alpha]$; $[T = (Q+W) \sin \alpha]$; $Q = \text{intensité de la surcharge} \times \text{la largeur de la tranche}$
- U_1 : l'effort dû à la pression d'eau latérale.
- U : l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V=0$ et en écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{T_{max}}{T}$$

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$Tmax = c' \frac{dx}{\cos\beta} + (N - U) \operatorname{tg}\phi'$$

On obtient l'expression suivante pour FS qui est le rapport des forces résistantes et les forces motrices

$$Fs = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w) \operatorname{tg}\phi'}{\gamma h \operatorname{tg}\beta}$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifié :

-pour un matériau purement frottant :

a-En absence d'eau:

$$F = \frac{\operatorname{tg}\phi'}{\operatorname{tg}\beta}$$

Lorsque la nappe affleure en surface ($h_w=h$) :

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\operatorname{tg}\phi'}{\operatorname{tg}\beta}$$

b-pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2}{\sin\beta} \frac{c_u}{\gamma}$$

II.3.1 Cas des ruptures planes (glissements plans) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

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

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

II.3.2 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Deux méthodes de

Calcul permettent de traiter ce problème :

- La méthode de Fellenius
- La méthode de Bishop

II.3.3 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaire) :

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

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

II.3.3.1 La méthode des tranches :

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. [18]

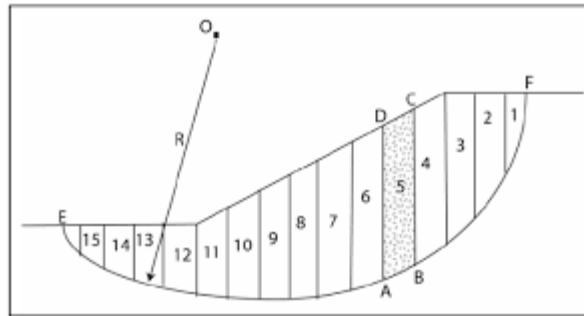


Figure.II.4 : Description de découpage en tranche avec la surface de rupture [18]

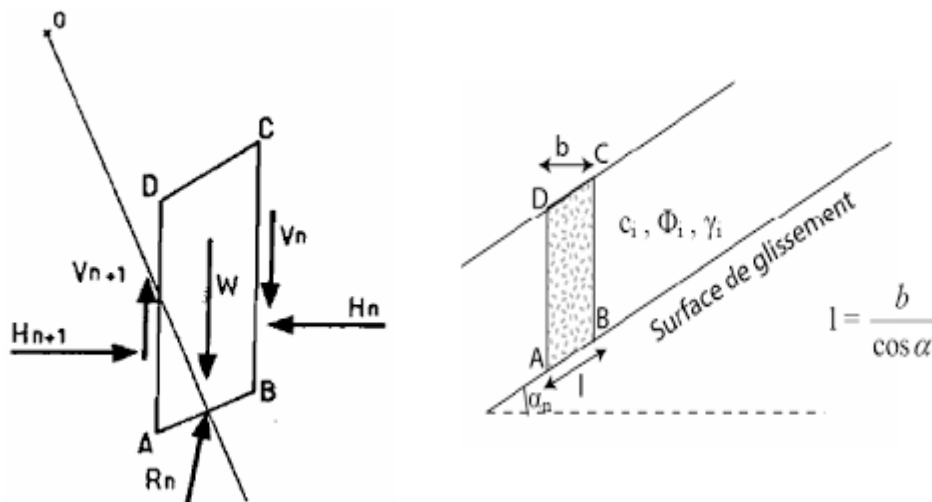


Figure.II.5 : Démonstration des forces agissantes sur une tranche.[18]

La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limités par des plans verticaux. Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées.

Son poids : $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$

- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} .
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle. D'un point de vue conceptuel, l'inconvénient principal de ces méthodes est qu'elles peuvent conduire à des solutions qui sont supérieures aux charges limites réelles sur les ouvrages (Coussy et Salençon, 1979).[23]

II.3.3.2 Méthode de Fellenius (1927) / (1936) :

Cette méthode a été proposée par Fellenius en 1927, dans le cas d'un sol purement cohérent, elle est basée sur les hypothèses suivantes :

- La surface de glissement est de forme circulaire et divise le talus en tranches.
- Elle néglige totalement les efforts inter-tranches (efforts verticaux et horizontaux).

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre globale des moments tout en négligeant les forces entre-tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment avec un bras de levier égale au rayon R, constant. Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante : [12]

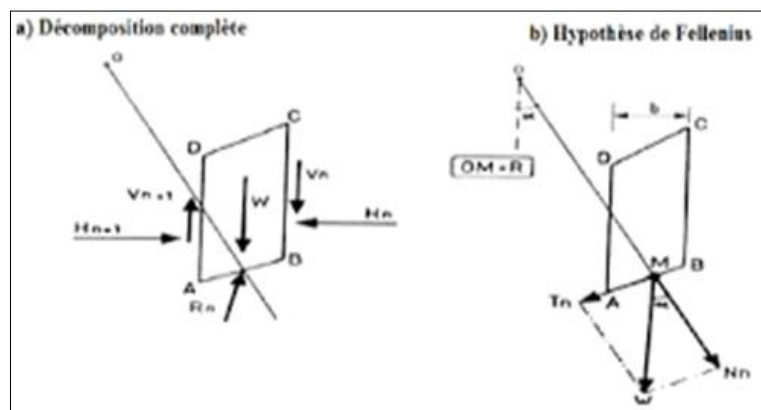


Figure.II.6 : Démonstration des forces agissantes sur une tranche selon Fellenius. [12]

a-Absence de la nappe :

La valeur de la pression de l'eau :

$$U = H_w \cdot \gamma_w$$

Tel que :

H_w : la hauteur de l'eau

γ_w : le poids volumique de l'eau dans ce cas, le poids devient : $W = \gamma_d \cdot V_1 + \gamma_{sat} \cdot V_2$

V_1 et V_2 : les volumes des tranches situées respectivement au-dessus de la surface de la nappe

γ_d : poids volumique du sol sec

γ_{sat} : poids volumique du sol saturé

γ_w : poids volumique d'eau (=10 KN/m).

La formule coefficient de sécurité :

$$F_S = \frac{\sum Ci \cdot \frac{b}{\cos \alpha_i} + (w \cdot \cos \alpha_i - ub \cdot \cos \alpha_i) \operatorname{tg} \varphi_i}{\sum w \sin \alpha_i}$$

Dans la méthode de FELLENIUS (1936) : appelée aussi méthode suédoise, dans laquelle on il admet que les forces externes inter-tranches sont égales.

- La ligne de glissement est de forme circulaire.
- On néglige totalement les efforts inter-tranches.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.
- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R.

D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c' b + W \cos^2 \alpha - ub] \operatorname{tg} \varphi'}{\sum w \sin \alpha}$$

II.3.3.3 Méthode de Bishop simplifié (1955) :

La méthode de bishop est basée sur la division du talus en tranches égales, comme dans la méthode de Fellenius, mais en introduisant les forces inter tranches. Deux cas peuvent se présenter :

a-absence d'eau :

$$F_S = \frac{\sum (Ci \cdot bi \pm Wi \cdot \operatorname{tg} \varphi_i) \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i (1 + \operatorname{tg} \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i / F)}}{\sum Wi \cdot \sin \alpha_i}$$

b-présence de la nappe :

$$F_S = \frac{\sum [(Ci \cdot bi + (Wi - u \cdot b) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i)] / \cos \alpha_i (1 + \operatorname{tg} \alpha_i \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F})}{\sum Wi \cdot \sin \alpha_i}$$

Tel que :

Wi : poids de la tranche i.

ui : la pression interstitielle au centre de la base de la tranche i.

ϕi : l'angle de frottement de la tranche.

αi : inclinaison du plan de rupture au niveau de la tranche i.

bi : largeur de la tranche i.

h_i : hauteur de la tranche i .

c'_i : la cohésion effective de la tranche i .

F : Fellenius.

a-Recherche de cercle critique :

Le cercle critique est défini comme le cercle de glissement ayant le plus petit coefficient de glissement. Comme la méthode d'analyse emploie différentes hypothèses, le cercle critique peut varier d'une méthode à l'autre, où il est choisi parmi le tri de plusieurs cercles étudiés définis chacun par son centre et son rayon. Sa recherche consiste à choisir par plusieurs cercles celui ayant le petit coefficient de glissement.

b- La méthode des droites perpendiculaires :

Parmi une infinité de centres de cercles de glissement et une infinité de rayons, figure le cercle ayant le plus petit coefficient de glissement connu souvent comme le cercle critique.

Pour qu'un talus reste stable, il faut que son cercle critique ait un coefficient de glissement supérieur au coefficient admissible :

- Du pied du talus aval "o", on porte une droite verticale "oa" égale à la hauteur H du barrage, ensuite une droite horizontale "ab" égale à $(4 \text{ à } 5) H$, et du point "b" une droite qui passe par le sommet aval de la crête.
- Sur cette droite, on porte plusieurs points (o_1, o_2, \dots, o_n) et pour chaque point on fixe (3 à 6) rayons
- Qui passe par une partie du talus et parfois par la fondation. Parmi les coefficients de glissement trouvés, on porte le plus petit sur le centre de son cercle par un segment perpendiculaire.
- Pour tous les points " o_i ", on trouve un cercle qui présente une valeur minimale du coefficient de glissement correspondant à un point critique o' sur la droite perpendiculaire à la première et qui passe par le point o' , on refait le même travail, on trouve un deuxième point "o". et pour une troisième droite un point o'' jusqu'à ce que deux points successifs se coïncident.
- Le dernier point de cette opération est appelé le centre du cercle critique et le plus petit coefficient de glissement correspondant et appelé le coefficient critique qui doit être supérieur au coefficient admissible.

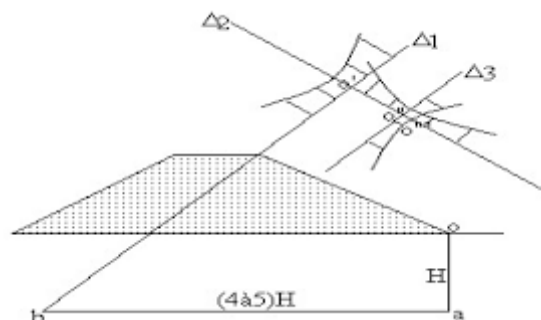


Figure.II.7 : Méthode des droites perpendiculaires.

II.3.3.4 Les méthodes d'équilibre-limite :

Sont les plus répandues dans les études de stabilité des talus (Durville et Sève, 1996). [26] Les surfaces de rupture les plus simples sont planes ou cylindriques circulaires (courbes de rupture rectilignes ou circulaires en 2D), avec lesquelles les méthodes de calcul courantes donnent toute satisfaction aux ingénieurs, même si les théoriciens soulignent que le coefficient de sécurité obtenu peut être, suivant les cas, une approximation par excès ou par défaut du « bon » coefficient de sécurité. On utilise aussi couramment d'autres formes de profils, en négligeant le fait que le mouvement, qui ne se réduit alors ni à une translation ni à une rotation, est incompatible avec le déplacement rigide de la portion de sol déstabilisée et suppose donc de fortes déformations ou des ruptures internes. De fait, il est connu depuis longtemps que, pour des glissements en forme de « chaise », des ruptures secondaires apparaissent dans le corps du glissement, produisant typiquement un « graben » en tête. Une coupe typique de glissements normands, qualifiés par Colas et Pilot (1976) de « glissements par suppression de butée et effondrement », est donnée sur la Figure II.9 ; la rupture est liée à la présence de la couche argileuse basale. La Figure II.8 illustre la nécessité de ruptures internes dans le cas de surfaces non circulaires.[1] Si la morphologie des glissements avec « graben » en tête est bien connue, elle n'est très généralement pas prise en compte dans les calculs de stabilité. Comme méthode de référence un simple calcul de blocs, qui relève de l'approche « par l'extérieur » du calcul à la rupture (Salençon, 1983). [24]

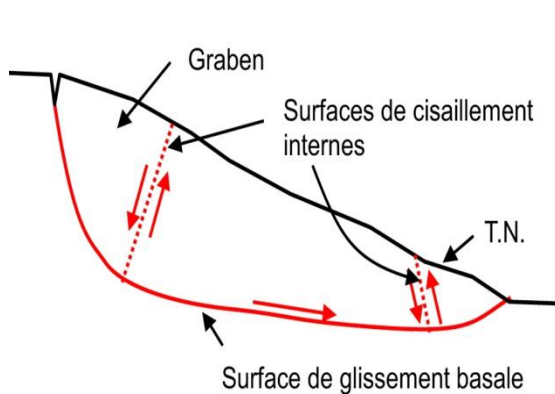


Figure.II.9 : La rupture est liée à la présence de la couche argileuse basale. [1]

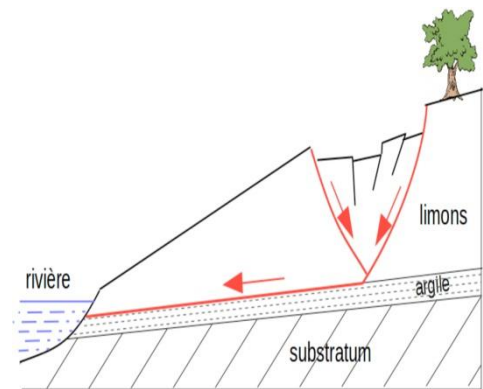


Figure.II.8 : Glissement avec formation d'un « graben » (d'après Colas et Pilot, 1976).

III.1- Cas d'étude

Soit le talus représenté sur la Figure.III.1, On demande la position de centre de glissement plus dangereux :

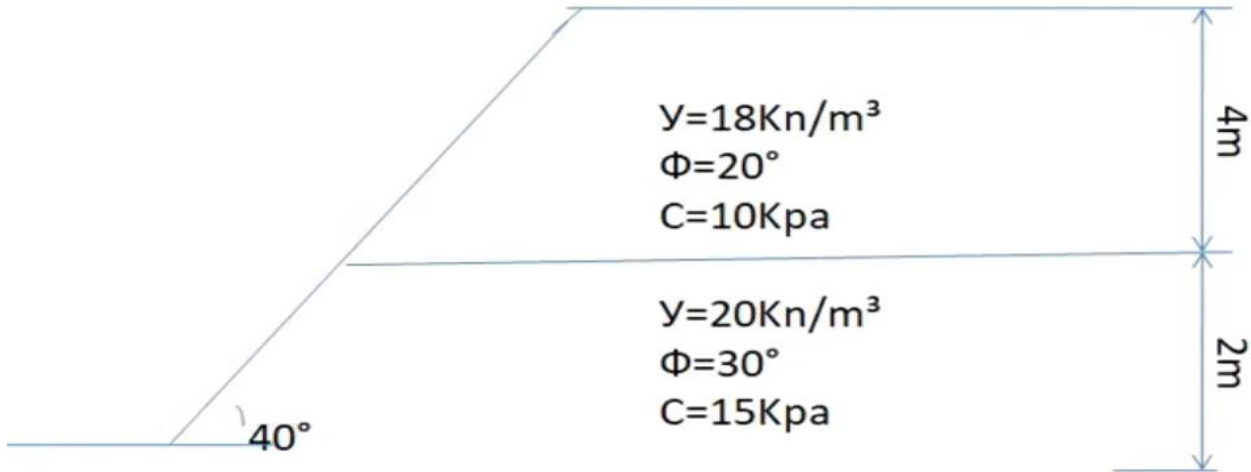


Figure.III.1 : Présentation des données de talus étudiée.

Solution :

- Choisir un cercle de rupture (cercle démarre de la surface du sol jusque à atteindre le pied du talus)
- on choisit un cercle de 12m (choix arbitraire)
- découper le talus à des tranches verticales de 2m environ (découper à des points imposés pour simplifier les calculs)
- définir l'ensemble des forces qui agissent sur une tranche
- définir la hauteur moyenne de chaque tranche et sa largeur et définir α_i qui est la pente
- calculer w poids de la tranche $w_i = \gamma_i h_i b$
- calculer les forces de frottement et de cohésion (voir les tableaux)
- rassembler les résultats sous forme de tableau

N	Y1	Y2	C	B	H1	H2	ϕ	α	$W=B(Y1*H1+Y2*H2)$	$W*\sin \alpha$	$W \cos \alpha \tan \phi + C* L$
1	18	20	15	2.38	0	2.04	30	-37	90.44	-54.43	86.40
2	18	20	15	1.22	0.51	4.1	30	-25	111.24	-47.01	78.40
3	18	20	15	1.21	1.54	4.57	30	-17	144.14	-42.14	98.56
4	18	20	15	1	2.46	4.84	30	-11	141.08	-26.92	95.24
5	18	20	15	1	3.3	4.97	30	-5	158.80	-13.84	106.39
6	18	20	15	1	4	5.01	30	1	172.20	3.01	114.41
7	18	20	15	1	4	4.94	30	7	170.80	20.82	112.99
8	18	20	15	1	4	4.77	30	13	167.40	37.66	109.57
9	18	20	15	1	4	4.5	30	18	162.00	50.06	104.72
10	18	20	15	1	4	4.1	30	25	154.00	65.08	97.13
11	18	20	15	1	4	3.57	30	33	143.40	82.26	96.06
12	18	20	15	1	4	2.88	30	38	129.60	97.79	78.00
13	18	20	15	1	4	1.98	30	46	111.60	108.28	66.35
14	18	20	15	1	4	0.78	30	55	87.60	114.76	55.16
15	18	20	15	1.29	2.66	0	20	69	61.77	57.66	62.05
										314.03	1361.43
										FS	4.33540406

Tableaux.III.1 : Les résultats de calcul par la méthode des tranches 1^{er} cas.

Le coefficient de sécurité

$$F = \frac{Fr}{Fm} = \frac{1361.43}{314.03} = 4.33 > 1.5$$

on dira que le talus est stable par rapport au cercle choisit

On va choisir un autre cercle et cette fois ci on va déplacer le centre du cercle 1m à gauche.

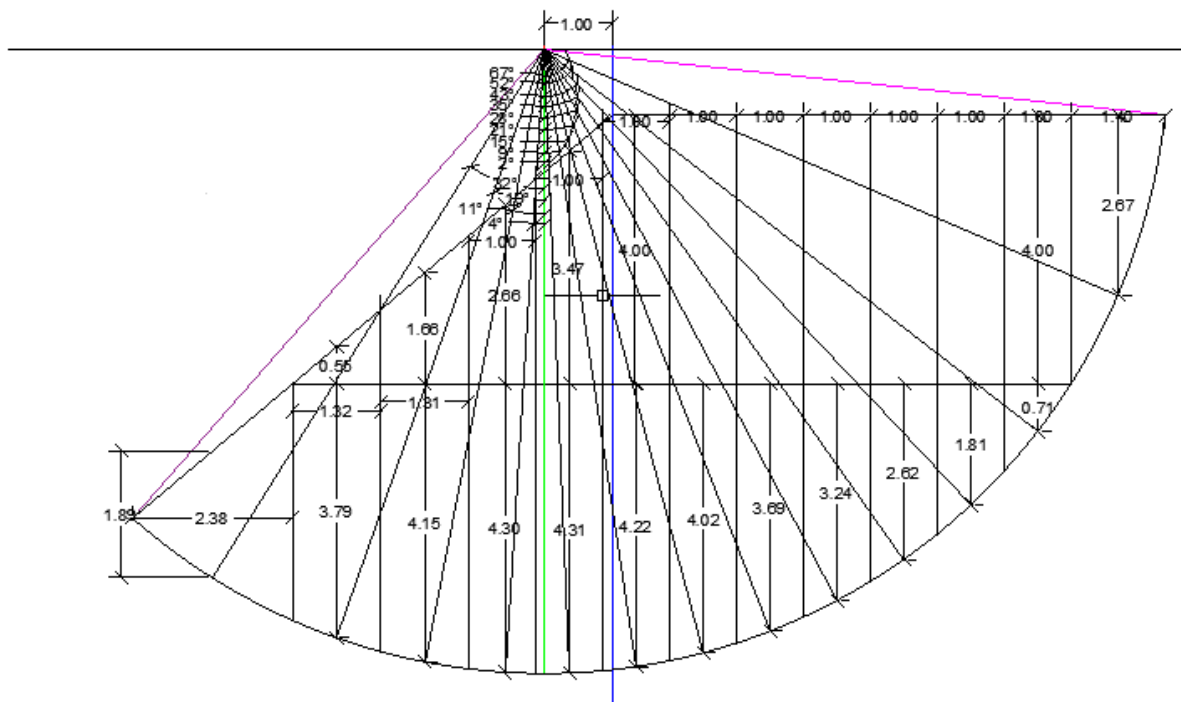


Figure.III.3 : Présentation de centre de glissement 2^{ème} cas par la méthode des tranches.

Tableaux.III.2 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 2^{ème} cas.

N	Y1	Y2	C	B	H1	H2	ϕ	α	$W=B(Y1 * H1+Y2 * H2)$	$W * \sin \alpha$	$W \cos \alpha \tan \phi + C * L$
1	18	20	15	2.38	0	1.89	30	-32	90.44	-47.93	86.38
2	18	20	15	1.32	0.55	3.79	30	-19	113.12	-36.83	82.69
3	18	20	15	1.31	1.66	4.15	30	-11	147.87	-28.22	103.82
4	18	20	15	1	2.66	4.3	30	-4	133.88	-9.34	92.14
5	18	20	15	1	3.47	4.31	30	2	148.66	5.19	100.79
6	18	20	15	1	4	4.22	30	9	156.40	24.47	104.37
7	18	20	15	1	4	4.2	30	15	156.00	40.38	102.53
8	18	20	15	1	4	3.69	30	21	145.80	52.25	94.65
9	18	20	15	1	4	3.24	30	28	136.80	64.22	86.73
10	18	20	15	1	4	2.62	30	35	124.40	71.35	77.15
11	18	20	15	1	4	1.81	30	43	108.20	73.79	66.20
12	18	20	15	1	4	1.71	30	52	106.20	83.69	62.11
13	18	20	15	1.4	2.67	0	20	67	67.28	61.94	63.31
										354.96	1122.87
										FS	3.163370896

Le coefficient de sécurité est égale à

$F = F_r / F_m = 3.16 > 1.5$ mais F est < 4.33

le talus est stable par rapport au cercle choisit

on choisit un autre cercle en déplaçant le centre du cercle à gauche de 1m

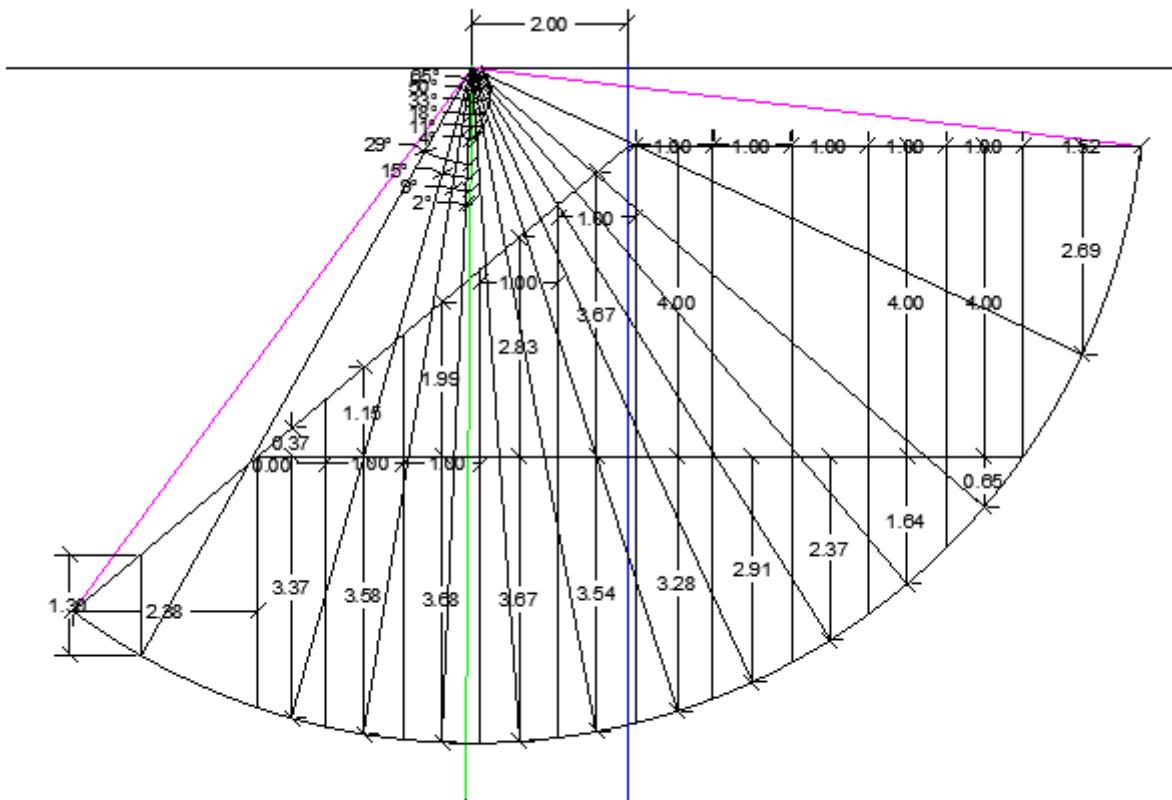


Figure.III.4 : Présentation de centre de glissement 3^{eme} cas par la méthode des tranches.

Tableaux.III.3 Les résultats de calcul par la méthode des tranche 3^{eme} cas.

N	Y1	Y2	C	B	H1	H2	ϕ	α	$W=B(Y1 * H1+Y2 * H2)$	$W * \sin \alpha$	$W \cos \alpha \tan \phi + C * L$
1	18	20	15	2.38	0	1.3	30	-29	90.44	-43.85	86.49
2	18	20	15	0.87	0.37	3.37	30	-15	64.43	-16.68	49.44
3	18	20	15	1.31	1.15	3.58	30	-9	120.91	-18.91	88.84
4	18	20	15	1	1.99	3.68	30	-2	109.42	-3.82	78.14
5	18	20	15	1	2.83	3.67	30	4	124.34	8.67	86.65
6	18	20	15	1	3.67	3.54	30	11	136.86	26.11	92.85
7	18	20	15	1	4	3.28	30	18	137.60	42.52	91.33
8	18	20	15	1	4	2.91	30	25	130.20	55.02	84.68
9	18	20	15	1	4	2.37	30	33	119.40	65.03	75.70
10	18	20	15	1	4	1.64	30	41	104.80	68.75	65.54
11	18	20	15	1	4	0.65	30	50	85.00	65.11	54.88
12	18	20	15	1.52	2.69	0	20	65	73.60	66.70	65.27
										314.68	919.81
										FS	2.923011238

Le coefficient de sécurité est égale à

$$F = F_r / F_m = 2.92 > 1.5 \text{ mais } F \text{ est } < 3.16$$

le talus est stable par rapport au cercle choisit

on choisit un autre cercle en déplaçant le centre du cercle à gauche de 1m

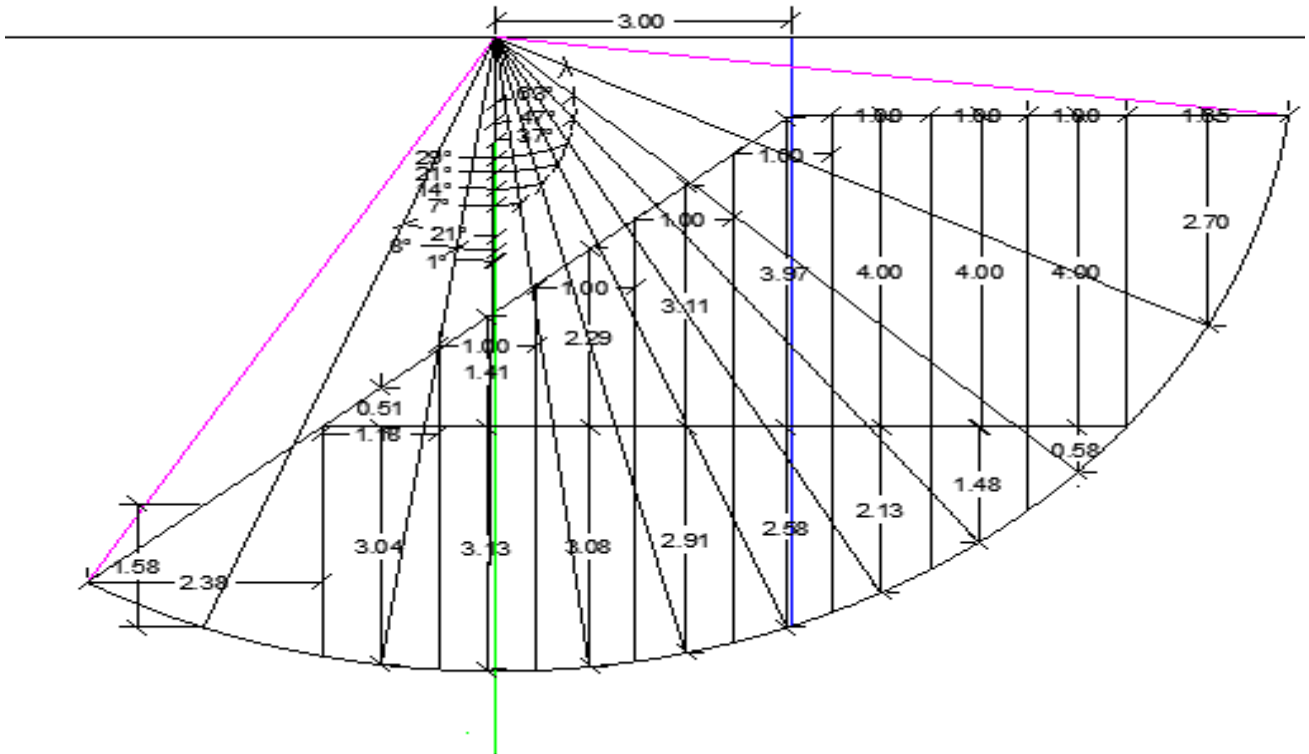


Figure.III.5 : Présentation de centre de glissement 4^{eme} cas par la méthode des tranches.

Tableaux.III.4 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 4^{eme} cas.

N	Y1	Y2	C	B	H1	H2	ϕ	α	$W=B(Y1 * H1+Y2*H2)$	$W*\sin \alpha$	$W \cos \alpha \tan \phi + C * L$
1	18	20	15	2.38	0	1.58	30	-21	90.44	-32.41	86.99
2	18	20	15	1.18	0.51	3.04	30	-8	82.58	-11.49	65.09
3	18	20	15	1	1.41	3.13	30	-1	87.98	-1.54	65.79
4	18	20	15	1	2.29	3.08	30	7	102.82	12.53	74.03
5	18	20	15	1	3.11	2.91	30	14	114.18	27.62	79.42
6	18	20	15	1	3.97	2.58	30	21	123.06	44.10	82.40
7	18	20	15	1	4	2.13	30	29	114.60	55.56	75.02
8	18	20	15	1	4	1.48	30	37	101.60	61.14	65.63
9	18	20	15	1	4	0.58	30	47	83.60	61.14	54.91
10	18	20	15	1.65	2.7	0	20	63	80.19	71.45	67.77
										288.11	717.04
										FS	2.488781465

Le coefficient de sécurité est égale à $F = F_r / F_m = 2.48 > 1.5$ mais F est < 2.92
 le talus est stable par rapport au cercle choisit
 on choisit un autre cercle en déplaçant le centre du cercle à gauche de 1m

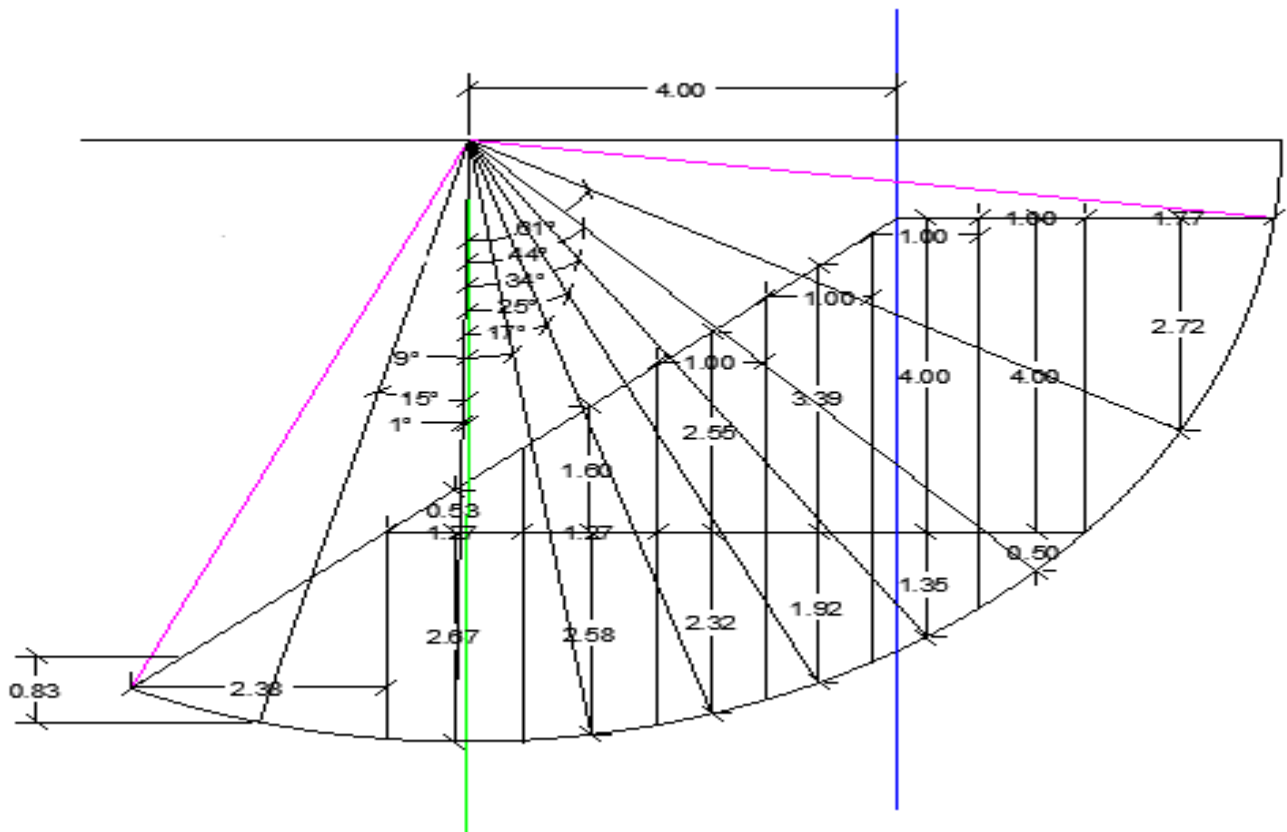


Figure.III.6 : Présentation de centre de glissement 5^{eme} cas par la méthode des tranches.

Tableaux.III.5 : Les résultats de calcul par la méthode des tranches 5^{eme} cas.

N	Y1	Y2	C	B	H1	H2	ϕ	α	$W=B(Y1 * H1+Y2 * H2)$	$W * \sin \alpha$	$W \cos \alpha \tan \phi + C * L$
1	18	20	15	2.38	0	1.42	30	-15	90.44	-23.41	87.40
2	18	20	15	1.27	0.53	2.67	30	1	79.93	1.40	65.20
3	18	20	15	1.27	1.6	2.58	30	9	102.11	15.97	77.51
4	18	20	15	1	2.55	2.32	30	17	92.30	26.99	66.65
5	18	20	15	1	3.39	1.92	30	25	99.42	42.02	68.57
6	18	20	15	1	4	1.35	30	34	99.00	55.36	65.48
7	18	20	15	1	4	0.5	30	44	82.00	56.96	54.91
8	18	20	15	1.77	2.72	0	20	61	86.66	75.79	70.06
										251.08	555.77
										FS	2.21351171

coefficient de sécurité est égale à

$$F = F_r / F_m = 2.21 > 1.5 \text{ mais } F \text{ est } < 2.48$$

Donc on continue en déplaçant le cercle de 1m vers la gauche comme indique sur la figure suivante on choisit un autre cercle en déplaçant le centre du cercle à gauche de 1m

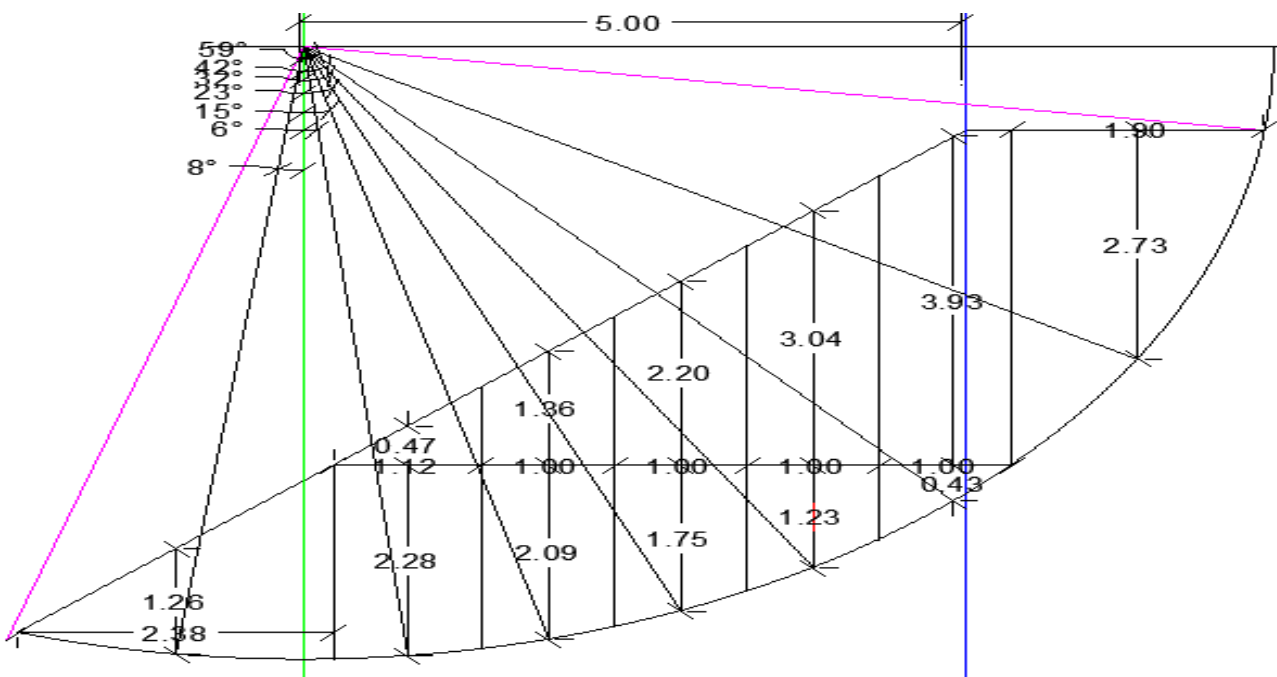


Figure.III.7 : Présentation de centre de glissement 6^{eme} cas par la méthode des tranches.

Tableaux.III.7 : Les résultats de calcul par la méthode des tranches 7^{ème} cas.

N	Y1	Y2	C	B	H1	H2	ϕ	α	$W=B(Y1 * H1+Y2 * H2)$	$W * \sin \alpha$	$W \cos \alpha \tan \phi + C * L$
1	18	20	15	2.38	0	1.37	30	-13	90.44	-20.34	87.52
2	18	20	15	0.93	0.39	2.59	30	-2	54.70	-1.91	45.52
3	18	20	15	1	1.2	2.57	30	4	73.00	5.09	57.08
4	18	20	15	1	2.04	2.44	30	11	85.52	16.32	63.75
5	18	20	15	1	2.87	2.18	30	18	95.26	29.44	68.08
6	18	20	15	1	3.71	1.74	30	25	101.58	42.93	69.70
7	18	20	15	1	4	1.23	30	33	96.60	52.61	64.66
8	18	20	15	1	4	0.47	30	41	81.40	53.40	55.34
9	18	20	15	2.2	2.61	0	20	58	103.36	87.65	82.21
										265.19	593.86
										FS	2.239385161

Coefficient de sécurité est égale à

$F = Fr/Fm = 2.23 > 1.5$ Le talus stable mais $F = 2.23 > 2.21$ donc on change de sens et on se dirige vers le bas en déplaçant le centre de 1m par rapport au cercle ayant $F = 2.21$

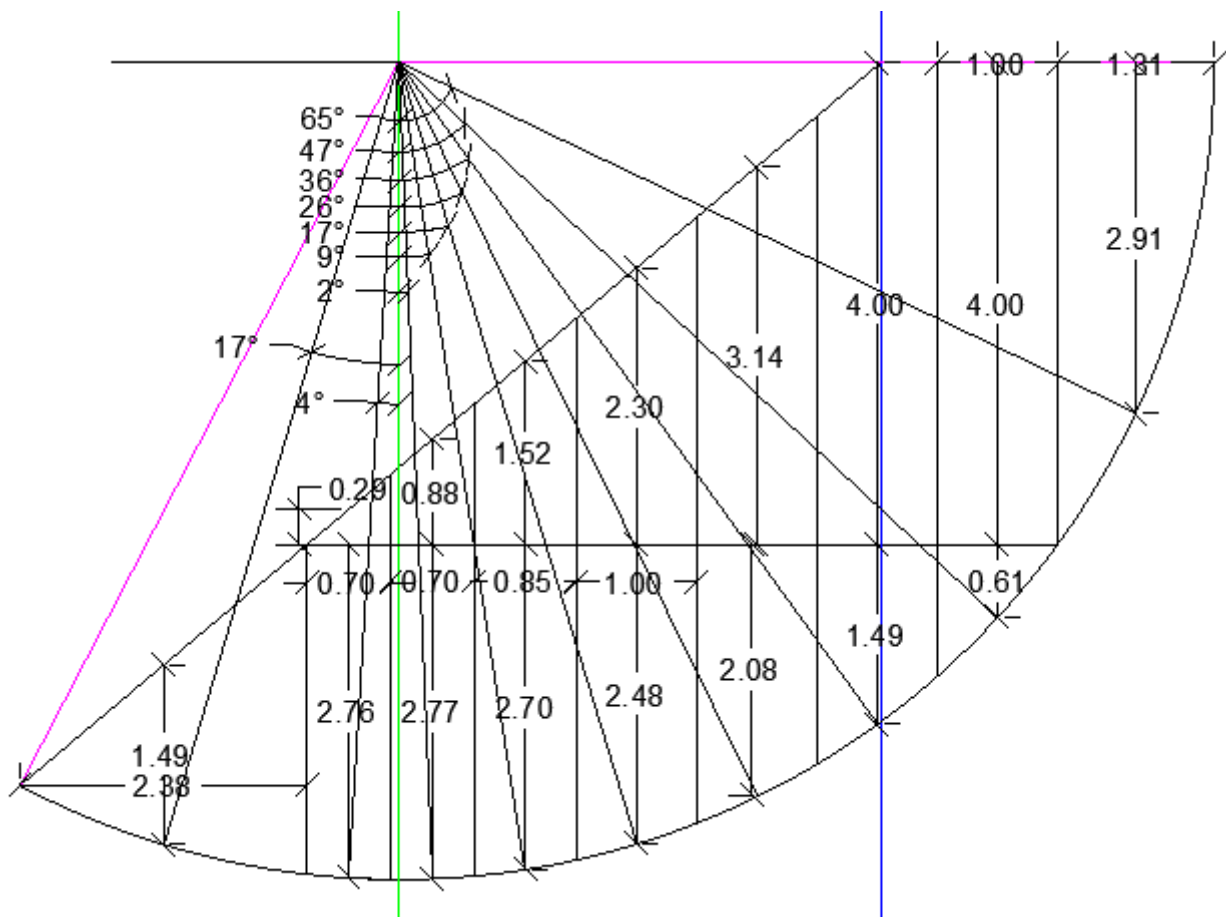


Figure.III.9 : Présentation de centre de glissement 8^{ème} cas par la méthode des tranches.

Tableaux.III.8 : Les résultats de calcul par la méthode des tranche 8^{eme} cas.

N	Y1	Y2	C	B	H1	H2	ϕ	α	$W=B(Y1 * H1+Y2*H2)$	$W*\sin \alpha$	$W \cos \alpha \tan \phi + C * L$
1	18	20	15	2.38	0	1.49	30	-17	90.44	-26.44	87.27
2	18	20	15	0.7	0.29	2.76	30	-4	42.29	-2.95	34.88
3	18	20	15	0.7	0.88	2.77	30	2	49.87	1.74	39.28
4	18	20	15	0.85	1.52	2.7	30	9	69.16	10.82	52.34
5	18	20	15	1	2.3	2.48	30	17	91.00	26.61	65.93
6	18	20	15	1	3.14	2.08	30	26	98.12	43.01	67.61
7	18	20	15	1	4	1.49	30	36	101.80	59.84	66.09
8	18	20	15	1	4	0.61	30	47	84.20	61.58	55.15
9	18	20	15	1.31	2.91	0	20	65	68.62	62.19	57.05
										236.39	525.60
										FS	2.223429234

Coefficient de sécurité est égale à

$F=Fr/Fm=2.223 > 1.5$ Le talus stable mais $F=2.223 > 2.21$

On arrête est stable avec $F=2.21$ et le cercle correspond au cercle avec **F=2.21**

Conclusion générale :

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent dans les constructions des routes des canaux, des digues et des barrages, lorsque les talus ou les pentes ont une grande hauteur l'instabilité constitue un risque élevé. la stabilité des pentes intéresse aussi bien les pentes naturelles que les talus créés par l'homme.

Le logiciel de calcul de la stabilité utilisé a permis de faire un calcul bidimensionnel de facteur de sécurité en utilisant la méthode des tranches de (Bishop simplifiée et Fellenius) et en considérant la rupture en deux cas circulaires et non circulaire.

La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10%, tout fois, ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de sécurité, La méthode de Fellenius qui a l'avantage de la simplicité peut donc être utilisée dans tous les cas courants, pour l'étude de la stabilité des barrages en terre il est souhaitable d'utiliser la méthode de Bishop.

Pour un talus stable avec un coefficient de sécurité $F_s = 2.21$ et $R = 7.67m$ serait que le talus est généralement considéré comme stable et sécurisé. Selon les critères usuels, un coefficient de sécurité supérieur à 1.5 indique une stabilité satisfaisante, ce qui est confirmé par un F_s de 2.21. Cette valeur élevée de F_s suggère une marge de sécurité confortable, assurant la résistance du talus aux forces de cisaillement et garantissant sa stabilité à long terme.

Au final les facteurs de sécurité étaient très satisfaisants ; ça rassure une bonne stabilité des talus car F_s calculé est supérieure à 2,21.

En résumé, un F_s de 2.21 indique une très bonne stabilité du talus, avec une marge de sécurité confortable. Le risque d'instabilité est très faible dans les conditions actuelles.

Référence bibliographique

- [1] : G. Colas, G. Pilot, Description et classification des glissements de terrain, Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, Numéro spécial, 2, 1976, p. 21-30.
- [2] : M. Frayssines, Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture), Thèse de l'université Joseph Fourier (Grenoble 1), 2005, 218 p.
- [3] : METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE ET TECHNIQUES DE STABILISATION DES PENTES.
Mohamed KHEMISSA, Laboratoire de Développement des Géo matériaux, Université de M'sila, Algérie
- [4] : Typologie et modèles de glissements de terrain : exemples de sites des Pyrénées occidentales et central revue française de géotechnique 02 /2002.
- [5] : Etude géotechnique de la stabilité des talus cas de la carrière de Meftah mémoire de master présenté par Melle Amrouche Tassaidit.
Mr Badoud Abderrahim 27/06/2015
- [6] : l'article de Wikipédia en allemand intitulé « Baschung ».
Hans-Henning Schmidt: Grundlagen der Geotechnical, P. 376
- [7] : WALID CHENAFI, [2006] étude géotechnique des stabilités des talus dans la carrière de Ain elkibira, mémoire d'ingénieur.
- [8] : Florence Chevallier, Édition : Mai 2011. Collection Prévention des risques naturels »,
- [9] : Mohammed Hamza AISSA ; [2011], « Analyse et modélisation d'un glissement de
- [10] : terrain. Cas de sidi Yousef (Béni Messous, Alger) » ; mémoire de master en géotechnique.
- [11] : « Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers », septembre 2009.
- [12] : Djerbal Lynda ; [2013] : « Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain El-Hammam, thèse de doctorat en géotechnique, université de Tizi-Ouzou.
- [13] : Bishop, A.W. (1955) "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes", Geotechnique, Great Britain, Vol. 5, No. 1, Mar., pp. 7-17.
- [14] : STABILITE DES TALUS (Barrages en terre) cours pdf université Hassiba ben Bouali chelf .
- [15] : L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes. R.M. FAURE, Prof Centre d'Etude des Tunnels, 69500 BRON, France.
- [16] : DURVILLE, Jean-Louis ; [2008], stabilité des pentes, glissement en terrain meuble.
- [17] : COLLIN, F ; FOX, R ; MAQUIL, R ; SCHROEDER, Ch ; [2010] : « Stabilité des Parois Rocheuses : Eboulement de la carrière RN 27 Michelau » ; Journée Technique, administration des ponts et chaussées de Luxembourg.

- [18] : BOUHADAD, Y,[15-16 novembre, 2005] : « Les glissements de terrains et éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie », Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et d'éboulement rocheux, université de Guelma.
- [19] : R.M. FAURE, Prof.
- [20] : Un article du professeur Lambe de 1973 Centre d'Etude des Tunnels, 69500 BRON, France.
- [21] : Philipponnat G, et Hubert B, [1997] : « fondations et ouvrages en terre », Ed Eyrolles, Paris.
- [22] : FELLENIUS W., Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion., Ernst, Berlin, 1927.
- [23] : Armando Manuel SEQUEIRA NUNES ANTÃO : « ANALYSE DE LA STABILITÉ DES OUVRAGES SOUTERRAINS PAR UNEMÉTHODE CINÉMATIQUE RÉGULARISÉE » ; THESE DE DOCTORAT DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES ; Spécialité : GÉOTECHNIQUE, le 19-07-1997.
- [24] : Salençon J. 1983. Calcul à la rupture et analyse limite. Paris : Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées, 366 p. Sarma SK. 1973. Stability of embankments and slopes. Géotechnique 23 : 423–433
- [25] BENKECHKACHE Imene, [2012] : « investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain » ; mémoire de magistère.
- [26] : Durville JL, Sève G. 1996. Stabilité des pentes : glissements en terrain meuble. Traité Construction, chapitre C 254, Techniques de l'Ingénieur, Paris, 16 p.
- [27] : Séve, G., et Pouget., P. (1998). Guide Technique Stabilité des glissements de terrain (LCPC).
- [28] : A.T.C. Goh. Genetic algorithm search for critical slip surface in multiple-wedge stability analysis. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, pp.382–391, 1999.
- [29] :T.W. Lambe. Predictions in soils engineering, Géotechnique, N°23, 1973.
- [30]: Varnes, 1978. Slope movements. Types and processes