



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : OAI

Présenté par :

HADJAZ MOSTAFA

RABAH TAYEB

Sujet du mémoire

**ANALYSE DES PENTES ET TALUS PAR LE
LOGICIEL PHASE**

Soutenu publiquement l 20/06/2017 Devant le jury composé de :

M, HADJI .L	Président
M, TLIDJI .Y	Rapporteur
M, ABDELAZIZ .H.H	Examineur
M, DRAICHE .K	Examineur
M ^{me} , KHELIFA .Z	Examineur

Année universitaire : 2016-2017

Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos parents qui nous ont suivis pendant nos études

Nous adressons nos remerciements chaleureux à tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme de master.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail, en particulier notre encadreur ; Mr. Tlidi Youcef .notre chef de département Mr.bouakaz Khaled pour leurs orientations, leurs aides et précieux conseils.

Et bien sûr, merci à tous les travailleurs d'université ibn Khaldoun et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.

En fin, nous vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

Dédicace

Avant tout, je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce travail ;

A mes très, très chers parent pour leur soutien et tous les efforts qu'on m'a donnée le long de mon parcours, et je leurs souhaite bonne santé.

Je dédie ce travail aussi au reste de ma famille mes frères Abdellah

Djilali Ahmed et Mokhtar, mes sœurs :

Aicha et Omolkhair et à toute les familles

Hadjaz et Nekkaa

A ceux qui ont pris place dans mon cœur mes chères amies : Mon binôme Tayeb Youcef AEK Kadiro Mahfoud Larbi Mellal et Baarik.

A tous mes ami(e)s ; tous ceux que j'aime, tous ceux qui

M'aiment et tous ceux qui mes sont chers.

Et toute la promotion de 2^{eme} années master OAI (2016-2017).

Hadjaz Mostafa

*Avant tout, je remercie le Dieu qui m'a donné le courage de
poursuivre le chemin
Je dédie ce travail de fin d'étude à mes chers parents qui ont fait
beaucoup de sacrifice pour moi.
A ma mère Mbarka Allah yarhamha qui a toujours penser à moi et
soutenu dans les moments les plus difficiles, je lui souhaite le paradis.
A mon père Mohamed qui a fait de moi ce que je suis devenu
maintenant, qui a toujours encouragé et conseillé durant tout ma vie.
J'espère l'avoir toujours près de moi quand j'en aurais besoin de lui.
Je dédie ce travail aussi au reste de ma famille mes frères Abdelkader
Ali, Hichem et Ben Ouda,
A mes sœurs : khaira, Naima, Fatima
A ma petite sœur : Bouchra qui j'aime beaucoup je te souhaité une
longue vie pleine de bonheur et réussite.
A ma marié Houria et mon poupon Mohamed Asser
Et à toute les familles : Rabah et Saidi
A ceux qui ont pris place dans mon cœur mes chères amies : Mon
binôme Mostafa Mourad Ilias et Kadi
A tous mes ami(e)s ; tous ceux que j'aime, tous ceux qui
M'aiment et tous ceux qui mes sont chers.
Et toute la promotion de 2^{eme} années master OAI (2016-2017).*

Rabah Tayeb

Résumé

Ce travail constitue une contribution à la compréhension et à l'analyse numérique des problèmes de stabilité des pentes en utilisant un code de calcul bidimensionnel, intitulé Phase, basé sur la méthode des éléments finis.

Nous avons commencé par un recensement des principales méthodes classiques d'équilibre limite, des différentes méthodes numériques pour l'analyse de la stabilité des pentes. Cet inventaire nous a permis de comparer entre toutes ces méthodes afin de mettre à jour leurs insuffisances, limites et avantages.

Ensuite, nous avons exposé des simulations numériques, de plusieurs cas de pentes, réalisées à l'aide du logiciel Phase afin de comparer les résultats concernant le coefficient de sécurité avec ceux obtenus par d'autres logiciels utilisant les méthodes d'équilibre limite et la méthode des différences finies.

Les résultats ont fait apparaître la complexité des phénomènes qui conditionnent la validité d'un calcul à la rupture, qui doit être fait non seulement avec beaucoup de bon sens et de réflexion, mais aussi avec prudence. Ainsi, ils ont fait apparaître les apports pratiques et l'intérêt d'utilisation d'un code de calcul.

A la fin, nous avons procédé à une étude paramétrique. Celle-ci nous a montré l'incidence des paramètres mécaniques et l'influence du niveau de la nappe phréatique sur la stabilité des pentes.

Mots clés :

Stabilité des pentes, équilibre limite, modélisation numérique, éléments finis, coefficient de sécurité, logiciel Phase.

هذا العمل يؤسس مساهمة للتحليل الحسابي لمشاكل ثبات المنحدرات باستعمال برنامج مزدوج البعد، المسمى "Phase" و المؤسس على الطريقة العناصر المنتهية. بداية العمل كانت بإحصاء أهم الطرق التقليدية للتوازن المحدود، و مختلف الطرق الحسابية لتحليل ثبات المنحدرات. هذا الإحصاء مكننا من توضيح نقص و حدود و فوائد كل طريقة. بعد ذلك قمنا بعرض نماذج حسابية لعدة أمثلة من المنحدرات باستعمال البرنامج "Phase" و ذلك لمقارنة النتائج بخصوص معامل الأمن مع تلك المحصل عليها ببرامج و طرق كلاسيكية أخرى. أظهرت لنا النتائج تعقد الظواهر التي تشترط عليها صلاحية الطرق التقليدية و التي من الواجب أن تستعمل بكثير من الإتجاه السليم و التفكير و الحذر. كما أظهرت لنا النتائج السهولة و الفائدة التي يوفرها برنامج.

في الأخير أتمنا هذا العمل بدراسة تأثير الخواص الميكانيكية على ثبات المنحدرات.

الكلمات المفتاحية

ثبات المنحدرات، التوازن المحدود، نماذج حسابية، العناصر المنتهية، معامل الأمن، مزدوج البعد،

البرنامج "Phase"

ABSTRACT

This work constitutes a contribution to the comprehension and the numerical analysis of slope stability problems by using a bidimensional computer code, entitled Phase based on the finite element method.

We started by the census of the principal traditional limit equilibrium methods, and that one of various numerical methods for slope stability analysis. This inventory allowed us to compare all these methods in order to highlight their insufficiencies, limitations and advantages.

After that, we exposed numerical simulations of several slope cases, realized by using Phase code in order to compare the results concerning the factor of safety to those obtained by other software using limit equilibrium methods and finite difference method.

The results revealed the complexity of the phenomena which condition the validity of the rupture calculation, which must be done the right way and with much reflexion and prudence. They also showed practical contributions and the need to use a numerical code using.

In the end, we proceeded to a parametric study. This latter showed the incidence of the mechanical parameters on the slope stability.

Keywords : Slope stability, limit equilibrium, numerical modelling, finite difference, factor of safety, bidimensional, Phase code

Table des matières

Remerciement.....	ii
Dédicace.....	iii
Résumé.....	v
ملخص.....	vi
ABSTRACT.....	vii
Table des matières.....	viii
Liste des figures.....	xi
Liste des tableaux.....	xii
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre 1 Généralité sur la stabilité des pente.....	Erreur ! Signet non défini.
1.1 Introduction.....	3
1.2 Définitions sur les glissements de terrain.....	3
1.2.1 Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement.....	4
1.2.2 Les étapes de l'activité des glissements de terrain.....	4
1.3 Quelques modes d'instabilités affectant les pentes de sol.....	5
1.3.3 Les écroulements.....	6
1.3.4 Le renversement.....	7
1.3.5 Les glissements.....	7
1.4 Conclusion.....	10
Chapitre 2 Méthode de calcul stabilité.....	Erreur ! Signet non défini.
2.1 INTRODUCTION.....	12
2.2 Définitions et hypothèses.....	12
2.2.1 Définition du coefficient de sécurité.....	12
2.2.2 Hypothèses de base.....	14
2.3 Stabilité des pentes en rupture plane.....	15
2.3.3 Stabilité des pentes finies (Méthode de Culmann, 1886).....	15
2.3.4 Stabilité des pentes infinies (1910).....	15
2.4 stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque.....	16
La méthode globale.....	16
La méthode des tranches.....	16

2.5	Méthodes globales.....	17
2.5.5	Méthode de Taylor (Méthode du cercle de frottement, 1937).....	17
2.5.6	Méthode de Caquot (1954) et de Biarez (Bornes inférieure et supérieure de F, 1965) 18	
2.5.7	Méthode de Caquot- Kérisel	19
2.5.8	Méthode de Hunter-Schuster (1968)	19
2.5.9	Méthode de Raulin, Rouques et Toubol (Méthode des Perturbations, 1974)	19
2.6	Méthode des tranches.....	20
2.6.10	Méthode de Fellenius (1927).....	24
2.6.11	Méthode de BISHOP (1954).....	24
2.6.12	Méthode de Janbu (1956).....	25
2.6.13	Méthode de Bishop et Morgenstern (1960).....	26
2.6.14	Méthode de Morgenstern et Price (1965)	26
2.6.15	Méthode de Spencer (1967)	28
2.6.16	Méthode Générale d'Equilibre Limite (1970)	28
2.6.17	Méthodes des Ingénieurs de l'USArmy (1970) et de LOWE et KARAFIATH (1960).....	29
2.6.18	Méthode de Sarma (1973)	29
2.7	Rupture progressive et choix des propriétés mécaniques.....	30
2.8	conclusion	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre 3 analyse de la stabilité des pentes (étude comparative).....		32
3.1	INTRODUCTION	32
3.2	PRESENTATION DES MODELES DE PENTES ANALYSEES.....	32
3.3	CHOIX DU MODELE DE COMPORTEMENT.....	32
3.4	COMPARAISON DE PHASEAVEC D'AUTRES LOGICIELS ET METHODES.....	39
3.4.1	Résultats et interprétations.....	39
3.5	AVANTAGES DU CODE FLAC PAR RAPPORT AUX METHODES D'EQUILIBRE LIMITE	42
3.6	CONCLUSION.....	43
Chapitre 4 rupture d'une pente en présence d'une couche de faible résistance		44
4.1	Introduction.....	44
4.2	Rupture d'un massif en pente intégrant une couche mince de faible résistance. ..	44
4.3	Influence des paramètres mécaniques.	45
4.3.1	Influence de la variation des caractéristiques mécaniques.....	46
4.4	Conclusion.....	48

CONCLUSION GENERALE 49

Liste des figures

Fig - (1.1) Les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain, (DURVILLE et SEVE, 1996).....	5
Fig - (1.2) L'écroulement, (Reid et <i>al.</i> , 1999).	7
Fig - (1.3) Le renversement, (Reid et <i>al.</i> , 1999).	7
Fig - (1.4) Glissement : (a) Rotationnel, (b) Plan, (Reid et <i>al.</i> , 1999).	8
Fig - (1.5) Propagation latérale, (Reid et <i>al.</i> , 1999).	9
Fig - (1.6) Coulée de débris (a), Avalanche de débris (b), Coulée de terre (c), (Reid et <i>al.</i> , 1999).	10
Fig - (1.7) Mouvements de fluage, (Reid et <i>al.</i> , 1999).	10
Fig - (2.1) Pente finie avec surface de rupture plane.....	15
Fig - (2.2) Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement	16
Fig - (2.3) Analyse d'un talus homogène avec $\phi > 0$	17
Fig - (2.4) Schéma de base pour la méthode des PERTURBATIONS.....	19
Fig - (2.5) Forces agissantes sur une tranche d'une masse glissante.....	21
Fig - (2.6) Exemples de fonctions de variation des forces inter-tranches	27
Fig - (2.7) Convention des forces inter-tranches.....	27
Fig - (2.8) Variation du coefficient de sécurité en fonction de λ	29
Fig - (3.1) Talus homogène 1 (SLIDE, 2002)	33
Fig - (3.2) Talus homogène 2 (BENACHENHOU, 1995).....	33
Fig - (3.3) Talus homogène 3 (SLOPE-W, 1998)	34
Fig - (3.4) Talus homogène 4 (SLOPE-W, 1998).....	34
Fig - (3.5) Talus stratifié 1 (BENACHENHOU, 1995)	35
Fig - (3.6) Talus stratifié 2 (SLOPE-W, 1998)	35
Fig - (3.7) Talus stratifié 3 (SLOPE-W, 1998)	36
Fig - (3.8) Talus stratifié 4 (SLOPE-W, 1998)	37
Fig - (3.9) Talus stratifié 5 (SLOPE-W, 1998)	38
Fig - (3.10) Talus stratifié 6 (SLIDE, 2002)	38
Fig - (3.11) Surface de rupture critique trouvée par JANBU et la MEF pour le talus homogène (1)	41
Fig - (3.12) Surface de rupture critique trouvée par MORGENSTERN-PRICE et la MEF pour le talus homogène (3)	41
Fig - (3.13) Surface de rupture critique trouvée par JANBU et la MEF pour le talus stratifié (2)	42
Fig - (3.14) Surface de rupture critique trouvée par JANBU et la MEF pour le talus stratifié (3)	42
Fig - (4.1) Massif en pente intégrant une couche mince (GRIFFITHS, 1999)	45
Fig - (4.2) Visualisation des déformations plastique sur le maillage déformé.....	45
Fig - (4.3) Influence de la variation c sur le coefficient de sécurité	46
Fig - (4.4) Influence de la variation ϕ sur le coefficient de sécurité.....	47
Fig - (4.5) Influence de la variation E sur le coefficient de sécurité.....	47

Liste des tableaux

Tab - (1.1) Classification des mouvements de terrain,(Rotaru et <i>al.</i> , 2007).....	6
Tab - (3.1) Valeurs du coefficient de sécurité pour différents exemples avec différents logiciels et méthodes de calcul	40
Tab - (4.1) Caractéristiques des matériaux	44
Tab - (4.2) Caractéristiques des matériaux	46

INTRODUCTION GENERALE

Aucune année ne passe sans que des catastrophes naturelles nous rappellent la puissance divine. Or nous ne pouvons pas, le plus souvent, nous opposer de front aux excès de la nature, qu'ils soient d'origine atmosphérique ou tellurique. Nous pouvons juste envisager de limiter leur effet, ou de les prévoir. Nous devons bannir toute attitude fataliste et nous organiser face aux risques.

Parmi ces catastrophes, les mouvements et glissements de terrains sont très souvent des accidents graves et de grande ampleur, qui provoquent des dégâts matériels considérables et peuvent causer des pertes en vies humaines. En 1806, celui de Rossberg, en Suisse a détruit plusieurs villages, et en mai 1980, celui du Mont Saint Hellens aux USA, a causé un glissement de 2300 millions de m³ de volume de sol. La catastrophe du barrage de Vajont en Italie, en 1963, a provoqué la mort de 2000 personnes, et reste malheureusement toujours dans les mémoires. Chez nous, les glissements de Constantine suscitent beaucoup de questionnement et d'inquiétude. Ils posent le problème de l'aménagement des terrains en pentes d'un côté, et du confortement des talus instables de l'autre.

L'évolution de ces méthodes en géotechnique a suivi étroitement le développement de l'ensemble de la mécanique des sols et des roches. Les problèmes de la stabilité des pentes ont été appréhendés à travers l'histoire quand l'homme ou la nature ont perturbé l'équilibre sensible des pentes normales de sol. Alors, une connaissance de la géologie, de l'hydrologie, et du comportement mécanique des sols était importante pour comprendre, et pourquoi ne pas, remédier à ce problème.

Les analyses doivent être basées sur un modèle qui représente exactement la géométrie du talus, le comportement du sol, et les charges appliquées. Des jugements concernant des facteurs acceptables de risque ou de sécurité doivent être faits pour évaluer le résultat des analyses. Ces dernières sont généralement effectuées au début et parfois durant toute la vie des projets, pendant la conception, la construction, et l'entretien.

Aujourd'hui, il existe une vaste gamme de méthodes pour l'analyse de la stabilité des pentes. Celles-ci s'étendent de la pente infinie simple et la méthode d'équilibre limite pour une rupture plane à la méthode numérique la plus développée, requérant des calculs plus complexes et des programmes sur ordinateurs, et qui, par la disparition des hypothèses simplificatrices, est plus fiable que les méthodes classiques.

Dans ce cadre, à travers ce mémoire, un exposé des principales méthodes traditionnelles d'un calcul à la rupture, et des méthodes numériques d'analyse de la stabilité des pentes qui existent va nous permettre de tirer les limites et les avantages qui caractérisent chacune d'elles. Par la suite, la disponibilité, actuellement, des moyens modernes à caractère numérique qui permettent d'approcher le comportement réel des pentes nous a incités à analyser les ruptures de certains cas de talus en utilisant un code de calcul Phase.

Ainsi, ce mémoire est composé de quatre chapitres résumés comme suit :

Dans le premier chapitre, il nous a paru utile, avant tout, d'exposer les principales méthodes d'équilibre limite qui existent et les hypothèses qui caractérisent chacune d'elles, en vue d'en donner un aperçu et d'en montrer les limites. Un coefficient de sécurité est défini pour chaque méthode, en fonction des hypothèses prises et des choix effectués.

Dans le second chapitre, il nous a paru utile, avant tout, d'exposer les principales méthodes d'équilibre limite qui existent et les hypothèses qui caractérisent chacune d'elles, en vue d'en donner un aperçu et d'en montrer les limites. Un coefficient de sécurité est défini pour chaque méthode, en fonction des hypothèses prises et des choix effectués.

Le troisième et quatrième chapitre met en relief quelques résultats obtenus en utilisant le code Phase pour l'analyse de plusieurs cas de pentes afin de les comparer avec ceux obtenus par d'autres logiciels et d'autres méthodes. Aussi, nous montrons l'influence de certains paramètres contribuant dans la modélisation sur les résultats obtenus.

Enfin nous terminons cette étude par une conclusion regroupant les différents résultats et quelques propositions de sujets à traiter.

Chapitre 1 GENERALITE SUR LA STABILITE DES PENTES

1.1 Introduction

Les origines de la perte de stabilité des pentes naturelles, artificielles, même celles qui surviennent dans un milieu granulaire idéal, sont très diverses. Elles font interagir des milieux solides et fluides dont les interactions sont complexes et régissent en grande partie le comportement de chacun des milieux et de l'ensemble du massif. La mise en mouvement de pentes naturelles (lente ou brutale) peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique non négligeable, et parfois causer des victimes humaines.

L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature et par leur dimension. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. Les problèmes de stabilité des pentes rencontrent fréquemment dans les constructions des routes, des canaux, des digues, des barrages et pentes naturelles. Le glissement de terrain passe par plusieurs étapes chronologiques de l'activité. Il existe des principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux de mouvements de masse qui pourrait se produire à la surface de la Terre.

1.2 Définitions sur les glissements de terrain

Les glissements de terrain ne sont qu'un type de mouvement gravitaire (ou mouvement de masse), pourtant, par analogie avec certains auteurs anglophones ("landslide" en anglais),

on utilise parfois improprement le terme « glissement de terrain » pour désigner tous les mouvements gravitaires.

Glissement de terrain est un phénomène géologique d'où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Après la mise en mouvement, la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Il est soit un processus naturel ou se produit en raison des activités humaines qui perturbent la stabilité de la pente.

Les glissements des terrains représentent un problème sérieux presque dans toutes les régions du monde, parce qu'ils causent des pertes économiques ou social sur des propriétés privées et publiques, (Rotaru et *al.*, 2007). Les catastrophes naturelles ont démontré la puissance destructrice de soudains mouvements de masse au cours d'un glissement de terrain, qui continuent à faire des victimes et causent des dommages importants aux biens et aux infrastructures sur une base annuelle, (CIOCA et *al.*, 2008). Malgré l'apparition fréquente de telles catastrophes naturelles, des lacunes considérables demeurent dans la base de compréhension et de modélisation des principaux mécanismes de déclenchement et de l'extension spatiale des cicatrices et des zones de dépôts, donc qui entravent les efforts visant à développer des systèmes d'alerte précoce efficaces et établir des indicateurs pour panne naissante et tout dommage ultérieur,(Coppola et *al.*, 2006).

Les zones qui sont généralement sujettes à des glissements de terrain sont : Les glissements de terrain existants, ancienne ou récente, à la base ou au sommet de pentes, à la base du creux de drainage mineurs, à la base ou sommet d'un ancien talus de remblai, à la base ou au sommet d'une pente supporte une forte inclinaison, (Rotaru et *al.*, 2007).

1.2.1 Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement

Il existe trois principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux du mouvement de masse qui pourrait se produire à la surface de la Terre:

- Gradient de pente : Plus la pente du terrain, plus il est probable que le mouvement de masse se produit.
- La consolidation de la pente : Les sédiments et les roches et les sédiments fracturés ou mal cimentés sont faibles et plus vulnérables aux mouvements de masse.
- L'eau : Si les matériaux de pente sont saturés d'eau, ils peuvent perdre la cohésion et de s'écouler facilement.

Lorsqu'il pleut, la déformation horizontale d'une pente augmente et continue d'augmenter pendant un certain temps après la pluie, (Song et *al.* 2012).

1.2.2 Les étapes de l'activité des glissements de terrain

Il y a quatre étapes différentes successifs possibles de l'activité des glissements de terrain, (Chowdhury et *al.*, 2007; Coppola et *al.*, 2006) :

Phase de pré-défaut : Lorsque la masse de sol est encore continue. Cette étape est principalement contrôlé par la rupture progressive et fluage.

Phase de rupture : Caractérisé par la formation d'une surface de cisaillement continu à travers l'ensemble du sol ou de la masse de roche.

Phase après rupture : Qui comprend le mouvement du sol ou de la masse de roche impliqués dans le glissement de terrain, de juste après la rupture jusqu'à ce qu'il s'arrête essentiellement.

Phase de réactivation : Lorsque les diapositives de masse du sol ou de la roche le long d'un ou de plusieurs surfaces de cisaillement préexistants. Cette réactivation peut être occasionnelle ou permanent avec les variations saisonnières de la vitesse de déplacement.

1.3 Quelques modes d'instabilités affectant les pentes de sol

Mouvements de pente peuvent prendre très différentes configurations, de roches renverser à la coulée de boue, peut impliquer une variété de matériau de roche dure, à l'argile sensible et de loess, et peut résulter d'une variété de phénomènes de fonte rapide des neiges ou de fortes précipitations aux tremblements de terre.

La Figure 1.1, illustre les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain.

Le mode de mouvement dépend de nombreux facteurs, dont l'inclinaison, type de matériau et les conditions hydrologiques, (Leroueil *et al.*, 1996).

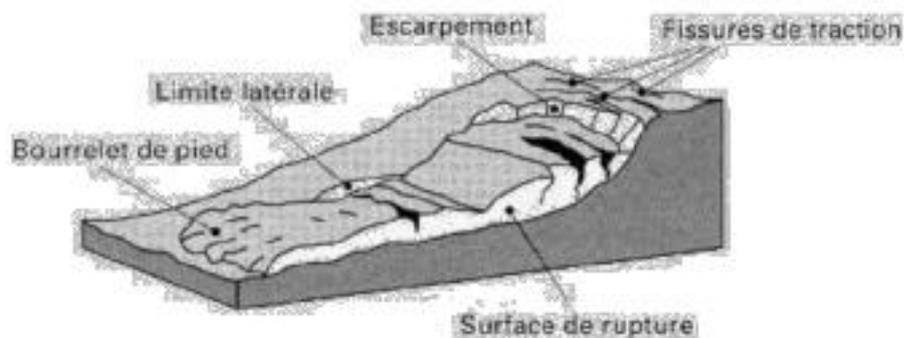


Fig - (1.1) Les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain, (DURVILLE et SEVE, 1996).

Certains types de déplacements donnent presque automatiquement des indications sur les ordres de grandeur des vitesses atteintes classées ainsi par les spécialistes (Tableau 1.1) :

Tab - (1.1) Classification des mouvements de terrain,(Rotaru et *al.*, 2007).

Classe	Description	Vitesse
7	Extrêmement rapide	5 m/sec
6	Très rapide	3 m/min
5	Rapide	1,8 m/heure
4	Modéré	13 m/mois
3	Lent	1,6 mm/an
2	Très lent	16 mm/an
1	Extrêmement lent	< 16 mm/an

Il existe six types différents des mouvements du glissement de terrain : Écroulements, renversement, glissement, diffusion latérale, coulées, et fluage

1.3.3 Les écroulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses (figure 1.2). Nous utilisons le terme chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm², ou chute de blocs pour un volume supérieur.

Les écroulements sont un des mécanismes principaux de l'érosion dans les argiles fortement sur consolidés, (Leroueil et *al.*, 1996).

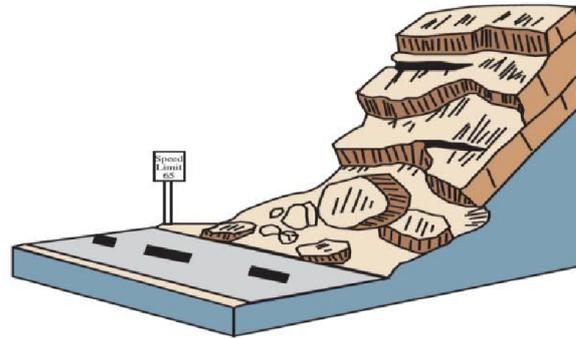


Fig - (1.2) L'écroulement, (Reid et al., 1999).

1.3.4 Le renversement

Le renversement est la rotation vers l'avant de la pente d'une masse de sol ou de roche (figure 1.3) sur un point ou un axe au-dessous du centre de gravité de la masse déplacées. La masse rocheuse peut rester en place dans cette position pendant une longue période où elle peut de tomber vers le bas de la pente en raison d'affaiblissement supplémentaire. Cela dépendra le type et la géométrie de la masse rocheuse.

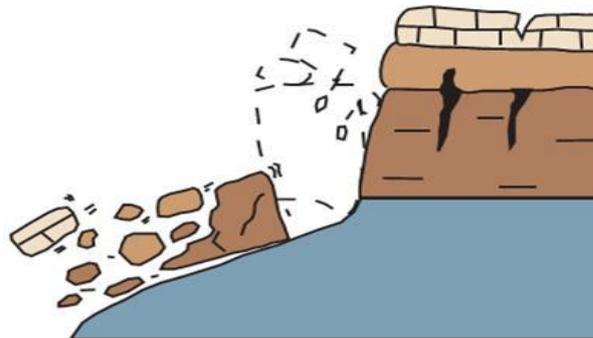


Fig - (1.3) Le renversement, (Reid et al., 1999).

1.3.5 Les glissements

Le glissement est un mouvement d'une pente descendante de sol ou le massif de roche qui se produit surtout à la surface de rupture ou sur des zones relativement minces de déformation en cisaillement intense.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue deux types de glissements

- Glissement plan.

- Glissements rotationnels simples.

1.3.5.a Glissements rotationnels ou circulaires

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère, (figure 1.4 (a)). On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé).

Glissement rotationnel simple : Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre.

Glissement rotationnel complexe : Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontants vers l'amont.

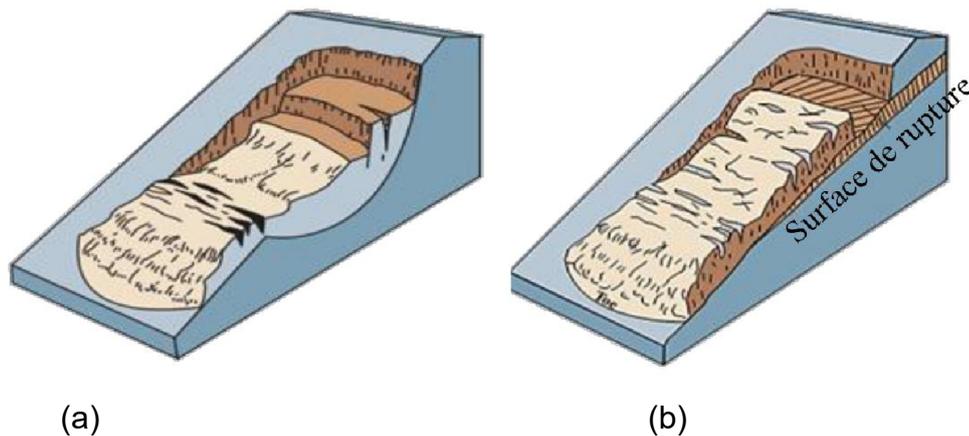


Fig - (1.4) Glissement : (a) Rotationnel, (b) Plan, (Reid et *al.*, 1999).

1.3.5.b Glissement plan

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité -géologique :

Zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification...(figure 1.4 (b)). 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 ».

1.3.5.c Diffusion latérale

La diffusion latérale est définie comme une extension d'un sol cohérent ou masse de roche combinée à une subsidence générale de la masse fracturée du matériau cohérent dans les matériaux mous de sous-jacent (figure 1.5). Elle peut résulter de la liquéfaction ou écoulement du matériau plus doux.

La propagation latérale dans les matériaux de grains fins sur des pentes peu profondes est habituellement progressive. Le lâchage commence soudainement dans une petite zone et se propage rapidement.

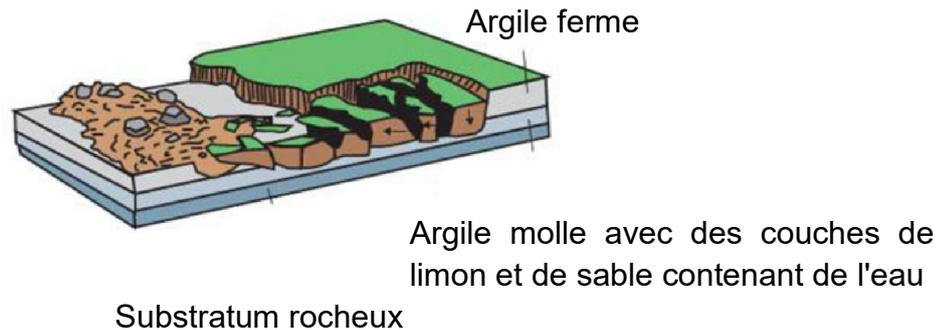


Fig - (1.5) Propagation latérale, (Reid et *al.*, 1999).

1.3.5.d Les coulées

Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité.

On distingue plusieurs types des coulées telle que : Coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne), Comme ce qu'est montré dans la figure 1.6, coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été). En France, les coulées se produisent essentiellement en montagne, souvent du fait d'une rencontre de matériaux ayant glissé et d'un courant de torrent. Notons que la fonte des neiges est favorable à la formation de coulées boueuses.

1.3.5.e Mouvements de fluage

Par opposition aux mouvements précédents, localisés dans le temps et caractérisés par une zone de rupture nettement définie, les mouvements de fluage (figure 1.6) constituent la manifestation externe des déformations du sol dans sa masse. Ce sont des mouvements lents, de faible amplitude, qui se développent dans une zone dont les contours sont généralement difficiles à définir, tant en extension qu'en profondeur.

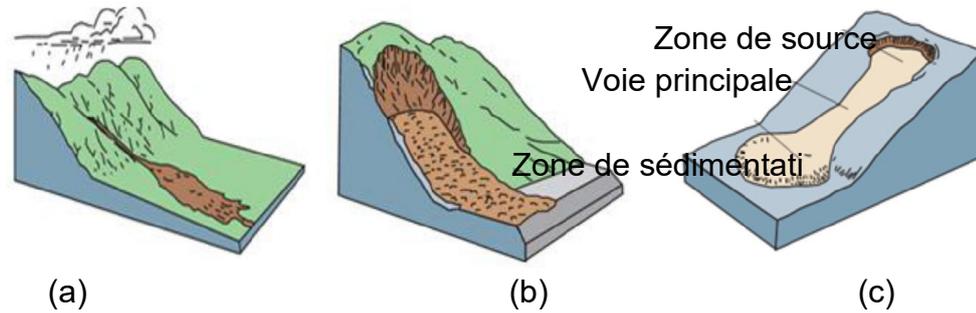


Fig - (1.6) Coulée de débris (a), Avalanche de débris (b), Coulée de terre (c), (Reid et *al.*,1999).

Les cas de fluage pur (déformation sans modification des sollicitations extérieures) sont très rares et très délicats à mettre en évidence. Par contre, de nombreux glissements d'ouvrages sont précédés de mouvements lents de fluage dont l'évolution provoque la rupture. C'est le cas de certains remblais construits sur versants

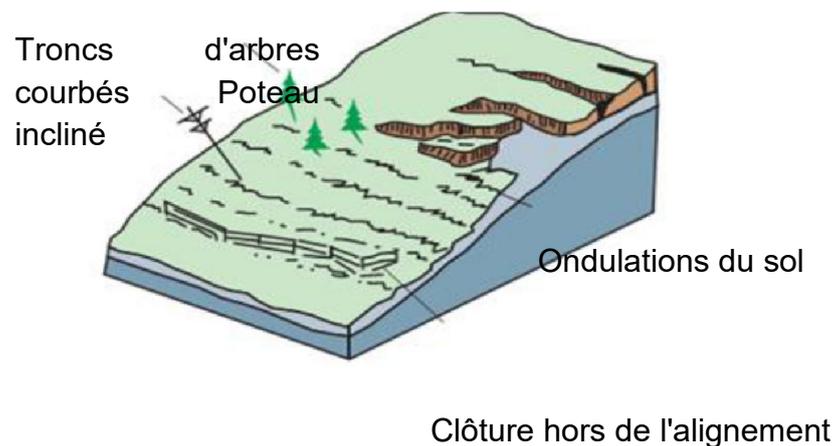


Fig - (1.7) Mouvements de fluage, (Reid et *al.*, 1999).

1.4 Conclusion

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 de la pente étudiée, d'en connaître la forme et d'en donner une explication sur les mécanismes

de rupture et les causes d'instabilité probables, ainsi que de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement de la masse du sol 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 de la pente étudiée. Si la stabilité de la pente 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.

Chapitre 2 METHODE DE CALCUL

STABILITE

2.1 INTRODUCTION

L'analyse traditionnelle de la stabilité des pentes, par les méthodes d'équilibre limite, emploie des évaluations simples pour chaque valeur des variables dans les équations de stabilité. Les variables utilisées pour cette analyse sont les caractéristiques physiques et mécaniques du sol et la géométrie de la pente. Le rendement d'une analyse traditionnelle de stabilité est une simple valeur déterministe qui évalue si la pente est stable ou non. Le rendement peut être exprimé en tant que coefficient de sécurité ou taille critique de la pente, qui sont des limites dépendantes. Le coefficient de sécurité peut être analysé pour une taille donnée de la pente ou la taille critique de celle-ci peut être déterminée pour un coefficient de sécurité fixe.

Par la suite, ce chapitre présente les principales méthodes d'équilibre limite qui existent et les hypothèses qui caractérisent chacune d'elles, en vue d'en donner un aperçu et d'en montrer les limites.

2.2 Définitions et hypothèses

2.2.1 Définition du coefficient de sécurité

La tâche de l'ingénieur chargé d'une analyse de la stabilité d'une pente est de déterminer le coefficient de sécurité. Dans la forme la plus simple d'analyse d'équilibre limite, seul l'équilibre des forces est satisfait. La somme des forces agissantes à induire le glissement d'une partie de la pente est comparée à la somme des forces disponibles pour résister à la rupture. Le rapport entre ces deux sommes est défini comme étant le coefficient de sécurité. Il peut aussi être formulé comme étant le rapport des moments résistants sur les moments moteurs :

$$F = \frac{\sum [\text{forces résistantes (ou moments)}]}{\sum [\text{forces motrices (ou moments)}]} \quad (2.1)$$

Une autre manière de définir F est qu'il soit « le facteur pour lequel le sol devrait être dans un état d'équilibre à peine stable ». Lowe (1976) a défini logiquement le coefficient de

sécurité comme étant le facteur sur la résistance au cisaillement, parce que la résistance au cisaillement est habituellement la quantité qui implique le plus grand degré d'incertitude. D'une façon générale, celui-ci est défini comme suit :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (2.2)$$

Avec : F = coefficient de sécurité ;

τ_f = résistance au cisaillement moyenne du sol ;

τ_d = contrainte de cisaillement moyenne le long de la surface de rupture potentielle.

La résistance au cisaillement moyenne du sol est définie comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (2.3)$$

Avec : c = cohésion ;

ϕ = angle de frottement ;

σ = contrainte normale moyenne à la surface de rupture potentielle.

De la même façon on peut aussi écrire :

$$\tau_d = c_d + \sigma \tan \phi_d \quad (2.4)$$

Où c_d et ϕ_d sont, respectivement, la cohésion et l'angle de frottement développés le long de la surface de rupture potentielle.

En remplaçant les équations (2.3) et (2.4) dans l'équation (2.2) on aura :

$$F = \frac{c + \sigma \tan \phi}{c_d + \sigma \tan \phi_d} \quad (2.5)$$

Nous pouvons introduire un autre aspect au coefficient de sécurité, le coefficient de sécurité respectant la cohésion F_c et celui respectant l'angle de frottement F_ϕ , définis comme suit :

$$F_c = \frac{c}{c_d} \quad (2.6)$$

$$F_\phi = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \quad (2.7)$$

Quand les équations (2.5), (2.6) et (2.7) sont comparées, il est évident que quand F_c devient égale à F_ϕ , cela donne le coefficient de sécurité qui respecte la résistance.

$$F = F_c = F_\phi \quad (2.8)$$

La valeur de F doit vérifier un indice utile pour augmenter la marge de sécurité pour la stabilité d'une pente. La valeur minimale du coefficient de sécurité utilisée pour différentes conditions doit être basée sur l'expérience, vu les incertitudes probables impliquées en définissant les conditions analysées, et les conséquences possibles de rupture. Quand F est égale à l'unité, la pente est dans un état de rupture imminente, il faut alors lui attacher une valeur probabiliste. L'expérience a montré, que, sauf erreur grossière sur les hypothèses de calcul, la valeur de 1,5 pour ce coefficient de sécurité est tout à fait acceptable pour que la pente soit toujours stable.

Entre la valeur unitaire et la valeur de 1,5 s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, qui reste difficilement quantifiable. C'est à cette problématique que beaucoup de

Chercheurs sont conviés aujourd'hui, et qui reste un défi pour pouvoir prévoir, demain, les glissements de terrain.

2.2.2 Hypothèses de base

Le principe de base des méthodes d'équilibre limite est de considérer que la masse instable forme un bloc rigide, que le sol a un comportement rigide plastique et donc qu'à la rupture, tous les points de la masse stable atteignent en même temps leur seuil de rupture.

La formulation d'équilibre limite prend comme hypothèses que:

Le modèle de comportement est celui de Mohr-Coulomb ;

La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle) ;

Les forces extérieures d'entraînement sont le poids et les surcharges ;

Le problème est statique ;

Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol ;

Le déplacement du sol est rigide dans le cas des surfaces circulaires ;

La relation de Terzaghi est vraie : $\sigma' = \sigma - u_w$;

Le coefficient de sécurité du composant cohésif de la force et celui du composant du frottement de la force sont égaux pour tous les sols impliqués ;

Le coefficient de sécurité est constant le long de la surface de rupture.

Les méthodes d'équilibre limite diffèrent dans leurs approches du problème et considèrent que la rupture se fait suivant une surface géométrique régulière ou quelconque, dite surface de rupture.

Selon les auteurs et les modes, cette ligne a été une ligne droite, une cycloïde (Collin, Frontard), une spirale logarithmique (Rendulic), une ellipse (Terzaghi) et plus couramment un

cercle. Le cercle a été utilisé pour la première fois par Petterson en 1916, pour l'étude des glissements de Göteborg (Suède), repris ensuite par Fellenius. Dès lors, le cercle est devenu la forme géométrique la plus utilisée dans l'analyse en raison de la grande commodité de calcul qu'il procure. Mais il a été toutefois démontré que cette simplification ne reste « vraie » que pour les milieux homogènes, et que la plupart des glissements en milieu naturel se font selon une surface irrégulière. Selon la forme de la surface de rupture plusieurs méthodes ont été développées

2.3 Stabilité des pentes en rupture plane

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

2.3.3 Stabilité des pentes finies (Méthode de Culmann, 1886)

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

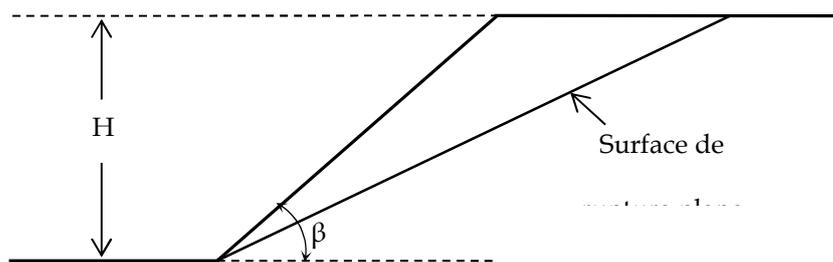


Fig - (2.1) Pente finie avec surface de rupture plane

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

$$F = \frac{4c}{\gamma H} \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (2.9)$$

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (2.10)$$

2.3.4 Stabilité des pentes infinies (1910)

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

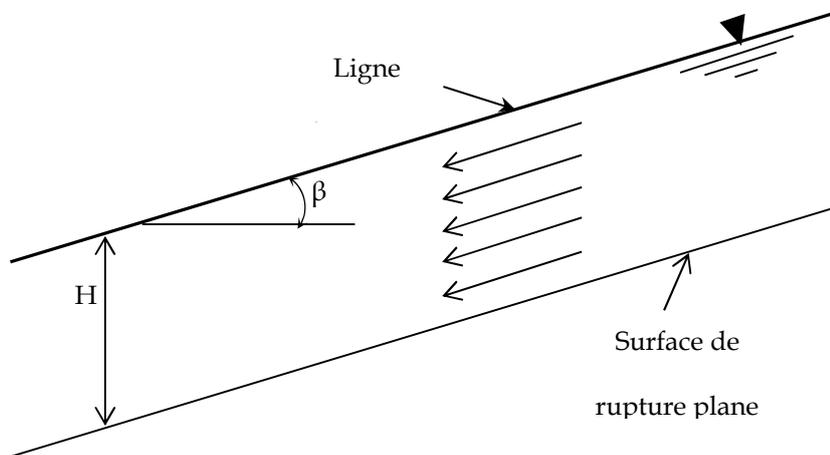


Fig - (2.2) Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement

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 :

$$F = \frac{c}{\gamma_{\text{sat}} H \cos^2 \beta \cdot \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi}{\gamma_{\text{sat}} \tan \beta} \quad (2.11)$$

$$H_{\text{cr}} = \frac{c}{\cos^2 \beta (\gamma_{\text{sat}} \tan \beta - \gamma' \tan \phi)} \quad (2.12)$$

2.4 stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque

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

La méthode globale : Dans ce cas, la masse de sol sujette au glissement est prise en totalité pour l'étude de l'équilibre. Cette méthode est pratique quand le sol qui forme la pente est supposé être homogène, bien que ce soit rarement le cas pour les pentes naturelles.

La méthode des tranches : Dans cette procédure, la masse de sol sujette au glissement est divisée en un nombre de tranches verticales. La stabilité de chaque tranche est

calculée séparément. C'est une technique souple dans laquelle l'hétérogénéité des sols et la pression interstitielle peuvent être prises en considération.

2.5 Méthodes globales

2.5.5 Méthode de Taylor (Méthode du cercle de frottement, 1937)

L'utilisation de cette méthode est limitée à des pentes de géométrie simple formées d'un sol homogène sans présence d'eau, et est basée sur l'équilibre des forces agissantes sur la masse de sol sujette au glissement (figure 2.3).

Les forces agissantes sont les suivantes :

Le poids propre de la masse : W ;

La force de cohésion : C_d ;

La résultante de la force normale et la force de frottement : F_d .

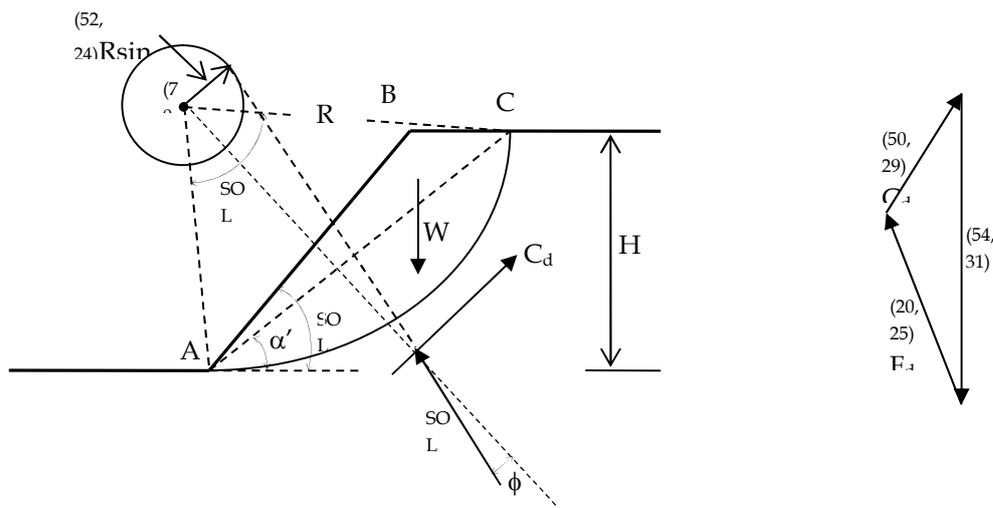


Fig - (2.3) Analyse d'un talus homogène avec $\phi > 0$

Si, nous supposons que $\phi_d = \phi$ et $F\phi = 1$, la direction de F_d fera un angle ϕ avec la normale à l'arc AC. Ainsi, ce sera une tangente à un cercle ayant comme centre O et un rayon de $R \cdot \sin \phi$. Ce cercle s'appelle le cercle de frottement. Quand les directions de W , C_d et F_d sont connues, et la magnitude de W est aussi connue, on peut tracer le polygone des forces, comme le montre la figure 2.3 (b). Ainsi la magnitude de C_d peut être déterminée et la cohésion développée est calculée :

$$c_d = \frac{C_d}{AC} \quad (2.13)$$

Plusieurs épreuves doivent être faites pour obtenir la surface de rupture la plus critique où la cohésion développée est un maximum. Ainsi, il est possible d'exprimer la cohésion développée maximale le long de la surface critique comme suit :

$$c_d = \gamma \cdot H \cdot m_t \quad (2.14)$$

Avec $m_t = f(\alpha', \beta, \theta, \phi)$: coefficient de stabilité dépendant de la géométrie de la pente. Ses valeurs pour différentes valeurs de ϕ et β sont tirées à partir d'un abaque.

Ensuite, en utilisant les relations (2.6), (2.7) et (2.8) on tâtonne jusqu'à l'obtention du coefficient de sécurité correspondant.

Dans le cas où $\phi = 0$, Taylor a mené des investigations très complètes, sur la cohésion requise pour assurer la stabilité des différents cas d'un cercle de pied, de flanc ou profond ; les résultats de ses calculs ont été mis sous forme d'abaques en 1948, qui sont toujours utiles pour dégrossir un problème. Dans ce cas là, le coefficient de sécurité est donné par la relation :

$$F = \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot m_t} \quad (2.15)$$

Avec m_t qui dépend de l'angle β seulement.

En utilisant le même principe que celui de Taylor, d'autres méthodes ont été développées :

2.5.6 Méthode de Caquot (1954) et de Biarez (Bornes inférieure et supérieure de F, 1965)

Caquot et Biarez, ont suivi le même principe que celui de Taylor pour le calcul du coefficient de sécurité. En plus, ils ont introduit la pression interstitielle et l'hétérogénéité des sols dans les calculs. L'hétérogénéité (dans le sens vertical) concerne seulement la cohésion et le poids volumique, mais du point de vue de l'angle de frottement le terrain est supposé homogène. Les filets d'écoulement sont supposés être parallèles entre eux.

Ces deux méthodes se distinguent entre elles par la manière dont elles viennent à bout du problème, par le fait qu'on ne sait rien sur la distribution des contraintes le long de la

surface de rupture ni sur l'intensité ou la direction de la résultante de la force normale et la force de frottement F_d .

L'expérience a bien confirmé que les deux méthodes donnent des résultats pratiquement identiques (Costet et Sanglerat, 1983). Dans le cas particulier où la pression interstitielle est nulle, les trois méthodes de Taylor, Caquot et Biarez sont tout à fait concordantes, pour l'étude globale de la rupture circulaire d'un massif homogène.

2.5.7 Méthode de Caquot- Kérisel

La méthode globale de Caquot-Kérisel a donné l'expression littérale du coefficient de sécurité d'un talus dressé dans un milieu cohérent homogène lorsque le massif est parcouru par un écoulement linéaire faisant un angle avec l'horizontale.

2.5.8 Méthode de Hunter-Schuster (1968)

Cette méthode est basée sur la même procédure que celle de Taylor pour le calcul de la stabilité, et avec les mêmes hypothèses. La différence réside dans le fait qu'une variation linéaire de la cohésion avec la profondeur est prise en compte, et que dans le cas d'une présence d'eau, le sol doit être saturé jusqu'en surface.

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

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

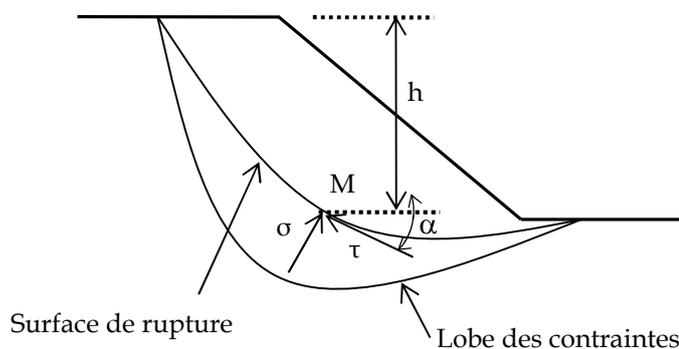


Fig - (2.4) Schéma de base pour la méthode des PERTURBATIONS

On suppose connaître le long de la courbe de rupture une répartition de la contrainte normale σ suivant l'expression suivante :

$$\sigma = \sigma_0 (\delta + \kappa \cdot \chi) \quad (2.16)$$

Avec : σ_0 = valeur initiale approchée de la contrainte ;

δ, κ = deux scalaires inconnus que le calcul définira ;

χ = paramètre de perturbation.

Par intégration, les trois équations de la statique sont obtenues avec trois inconnues : F, δ et κ , puis il suffit de se fixer σ_0 et χ pour les résoudre.

Dans ce cadre, plusieurs choix peuvent être faits pour σ_0 et χ . Les principaux sont actuellement :

Au point M sur la courbe de rupture, γh est la contrainte verticale sur la facette horizontale et σ_0 la contrainte normale sur la facette inclinée de α (figure 2.4).

Raulin (1974) avait proposé $\sigma_0 = \gamma h \cos^2 \alpha$ (contrainte de Fellenius).

Faure (1985) a montré qu'il est plus correct de prendre seulement γh comme contrainte verticale, mais non principale sur la facette horizontale et d'en déduire σ_0 .

Pour χ , on prendra la valeur $\chi = \tan \alpha$ proposée par Raulin (1974) et confirmée par Faure (1985).

2.6 Méthode des tranches

Le sol au-dessus de la surface de rupture potentielle est divisé en plusieurs tranches verticales dont les largeurs n'ont pas besoin d'être identiques. Les différentes forces externes et internes qui s'appliquent sur chacune des tranches sont montrées sur la figure 2.5.

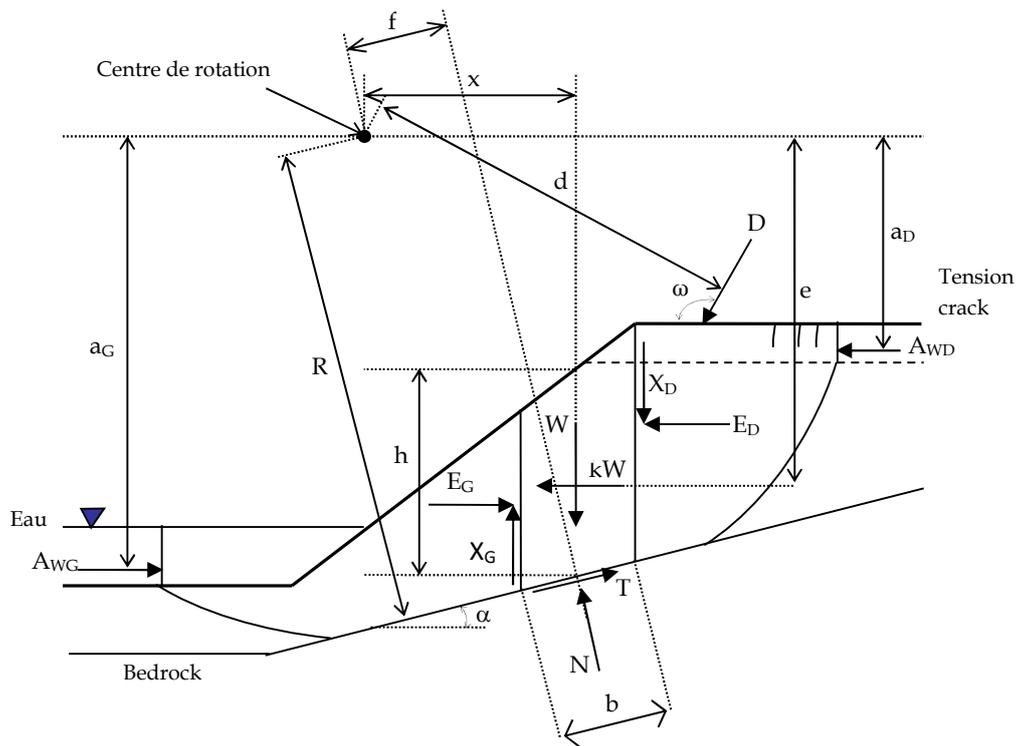


Fig - (2.5) Forces agissantes sur une tranche d'une masse glissante

avec une surface de rupture quelconque

Avec : W = poids d'une tranche de largeur b et de hauteur h ;

N = force normale à la base de la tranche ;

T = force de cisaillement mobilisée sur la base de chaque tranche ;

ED force inter-tranches horizontale normale du côté droit de la tranche ;

EG force inter-tranches horizontale normale du côté gauche de la tranche ;

X = forces verticales inter-tranches de cisaillement ;

D = charge externe ;

kW = charge sismique horizontale appliquée au centre de la surface de chaque tranche ;

R = rayon pour une surface de glissement circulaire ou le bras de levier du moment associé à la force de cisaillement mobilisée T pour toute forme de surface de glissement ;

f = excentricité de la force normale au centre de la rotation ou au centre des moments ;

x = distance horizontale entre la ligne centrale de chaque tranche au centre de la rotation ou au centre des moments ;

e = distance verticale du centre de la surface de chaque tranche au centre de la rotation ou au centre des moments ;

d = distance de l'effort D au centre de la rotation ou au centre des moments ;

h = hauteur verticale moyenne de chaque tranche ;

a = distance perpendiculaire de la force latérale résultante de l'eau au centre de rotation ou au centre des moments ;

AW = forces latérales résultantes de l'eau ;

ω = angle entre l'effort D et l'horizontale ;

α = angle entre la tangente au centre de la base de chaque tranche et l'horizontale ;

b = largeur de la base de chaque tranche.

La magnitude de la force de cisaillement pour satisfaire les conditions d'équilibre de chaque tranche est :

$$T = \frac{\tau b}{F} = \frac{b [c + (\sigma - u_w) \tan \phi]}{F} \quad (2.17)$$

Avec : $\sigma = \frac{N}{b}$ = contrainte normale moyenne à la base de chaque tranche.

Les éléments de la statique qui peuvent être employés pour déduire le coefficient de sécurité sont les additions des forces dans les deux directions, l'addition des moments et le critère de rupture utilisé ; malheureusement ils sont insuffisants pour résoudre le problème (le nombre d'inconnues est plus grand que le nombre d'équations). Pour rendre l'analyse déterministe, des hypothèses complémentaires doivent être faites.

La méthode des tranches emploie, pour le calcul du coefficient de sécurité, une partie ou toutes les équations de la statique suivantes :

L'addition des forces dans la direction verticale pour chaque tranche est employée pour déterminer la force normale N à la base de la tranche ;

L'addition des forces dans la direction horizontale pour chaque tranche est employée pour calculer la force normale inter-tranche E ;

L'addition des moments en un point commun pour toutes les tranches. L'équation peut être réarrangée et résolue pour le calcul du coefficient de sécurité d'équilibre des moments F_m ;

L'addition des forces dans la direction horizontale pour toutes les tranches afin d'avoir un coefficient de sécurité d'équilibre des forces F_f .

L'addition des moments pour toutes les tranches autour d'un point commun donne :

$$\sum W x - \sum T R - \sum N f + \sum kW e \pm [D d] \pm A_w a = 0 \quad (2.18)$$

Des équations (2.17) et (2.18) on détermine le coefficient de sécurité de l'équilibre des moments :

$$F_m = \frac{\sum [c b R + (N - u_w b) R \tan \phi]}{\sum W x - \sum N f + \sum kW e \pm [D d] \pm A_w a} \quad (2.19)$$

L'addition des forces horizontales pour toutes les tranches donne :

$$\sum (E_G - E_D) - \sum (N \sin \alpha) + \sum (T \cos \alpha) - \sum (kW) = 0 \quad (2.20)$$

Des équations (2.17) et (2.20) on détermine le coefficient de sécurité de l'équilibre des forces :

$$F_f = \frac{\sum [c b \cos \alpha + (N - u_w b) \tan \phi \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum kW - [D \cos \omega] \pm A_w} \quad (2.21)$$

L'addition des forces verticales pour toutes les tranches donne :

$$-W + (X_G - X_D) + N \cos \alpha + T \sin \alpha - [D \sin \omega] = 0 \quad (2.22)$$

De (2.17) et (2.22) on détermine l'effort normal N :

$$N = \frac{W + (X_D - X_G) - \frac{c b \sin \alpha + u_w b \sin \alpha \tan \phi}{F} + [D \sin \omega]}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}} \quad (2.23)$$

L'équation (2.23) ne peut pas être résolue directement si le coefficient F et les forces de cisaillement inter-tranches X_G et X_D sont inconnus. Pour la résoudre, des hypothèses ont été proposées par plusieurs auteurs. Les hypothèses les plus répandues concernent la magnitude, la direction et le point d'application des forces inter-tranches. Plusieurs méthodes qui diffèrent essentiellement par la nature des hypothèses complémentaires ont été développées.

2.6.10 Méthode de Fellenius (1927)

Les hypothèses qui caractérisent cette méthode sont les suivantes :

La surface de rupture est seulement circulaire ;

L'équilibre des moments est satisfait ;

L'équilibre des forces verticales est satisfait ;

L'équilibre des forces horizontales n'est pas satisfait ;

Les forces inter-tranches s'équilibrent totalement entre elles (verticalement et horizontalement).

Ainsi, en négligeant la charge externe et la charge sismique, les équations (2.19) et (2.22) donnent le coefficient de sécurité correspondant à cette méthode :

$$F = F_m = \frac{\sum [c b + (N - u_w b) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.24)$$

Il faut noter que, dans le cas où le massif glissant est stratifié, les caractéristiques utilisées pour chaque tranche seront ceux de la couche où se trouve la base de celle-ci.

2.6.11 Méthode de BISHOP (1954)

Cette méthode est basée sur les mêmes hypothèses que celles de Fellenius, sauf que dans ce cas, les forces inter-tranches ne sont pas négligées.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F = F_m = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \frac{[c b + (W + (X_D - X_G) - u_w b) \tan \phi]}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi}{F}} \quad (2.25)$$

Pour déterminer F il faut :

Procéder par itérations successives, puisque F figure aux deux membres de l'équation ;

Définir XD – XG. Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer XD – XG est alors possible. Toutefois le calcul est très fastidieux et ne peut être réalisé que par ordinateur.

L'hypothèse supplémentaire est que XD – XG= 0, quelle que soit la tranche considérée. L'équation (2.25) devient :

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \frac{[c b + (W - u_w b) \tan \phi]}{m_\alpha} \quad (2.26)$$

$$\text{Avec : } m_\alpha = \cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi}{F} \quad (2.27)$$

Un abaque donnant la valeur de m_α en fonction de $(\tan \phi)/F$ et différentes valeurs de α a été établi pour simplifier les calculs manuels. La méthode est alors dénommée « Méthode de Bishop simplifiée ».

2.6.12 Méthode de Janbu (1956)

Janbu a étudié ce problème en utilisant les hypothèses suivantes :

La surface de rupture est de forme quelconque ;

L'équilibre des forces est satisfait ;

Les forces inter-tranches de cisaillement sont négligées ;

On se donne le lieu du point d'application des forces normales inter-tranches de manière à ce que l'équilibre des moments soit satisfait pour chaque tranche.

Initialement, la méthode de Janbu néglige les forces de cisaillement inter-tranches. Ensuite leur effet est pris en compte en appliquant un coefficient de correction empirique f_0 qui dépend du type de cercle de glissement (de pied, de flanc ou profond), de la cohésion et de l'angle de frottement du sol. La méthode est alors dénommée « Méthode de Janbu simplifiée ».

Ainsi, l'expression finale du coefficient de sécurité est de la forme :

$$F = f_0 \frac{1}{\sum W \tan \alpha} \cdot \sum \frac{[c b + (W - u_w b) \tan \phi]}{\cos \alpha \cdot m_\alpha} \quad (2.28)$$

2.6.13 Méthode de Bishop et Morgenstern (1960)

Bishop et Morgenstern ont développé des tableaux pour le calcul du coefficient de sécurité des pentes homogènes avec présence d'eau. Le principe de leur développement est que :

$$W = \gamma \cdot b \cdot h \quad (2.29)$$

$$r_u = \frac{u_w}{\gamma \cdot h} = \frac{h_w \cdot \gamma_w}{\gamma \cdot h} \quad (2.30)$$

Avec : h_w = la distance verticale du centre de la base au centre de la ligne de saturation de chaque tranche.

En remplaçant les équations (2.29) et (2.30) dans l'équation (2.26), on obtient :

$$F = m' - n' r_u \quad (2.31)$$

Avec : m' et n' des coefficients de stabilité qui dépendent de la géométrie de la pente et des propriétés du sol. Ils sont donnés sur des tableaux pour différentes géométries et différentes valeurs des caractéristiques.

2.6.14 Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Cette méthode s'applique à toute forme de surface de rupture, satisfait toutes les conditions d'équilibre et les forces inter-tranches sont prises en compte.

La force de cisaillement inter-tranches peut être évaluée par un pourcentage de la force normale inter-tranches selon l'équation empirique de Morgenstern-Price suivante :

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x) \quad (2.32)$$

Avec : λ = pourcentage (en forme décimale) de la fonction utilisée ;

$f(x)$ = fonction de la force inter-tranches représentant la direction relative de la force résultante inter-tranches.

La figure 2.6 montre certaines formes typiques de fonctions. Le type de la fonction de la force utilisé pour le calcul du coefficient de sécurité est la prérogative de l'utilisateur.

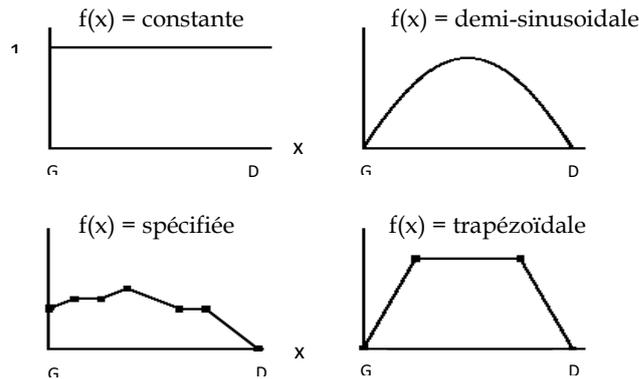


Fig - (2.6) Exemples de fonctions de variation des forces inter-tranches

La figure 2.7 illustre comment la fonction de force inter-tranches $f(x)$ est employée pour calculer la force de cisaillement inter-tranches. Supposons que la fonction de force est demi sinusoidale, que la force normale E entre les tranches est de 100 kN, que la valeur appliquée de λ est 0,5 et que la limite de la tranche choisie est au quart le long de la surface de glissement. La valeur de $f(x)$ en ce point est 0,707 (= $\sin 45$). La force de cisaillement X est alors : $X = 100 \times 0,5 \times 0,707 = 35,35 \text{ kN}$

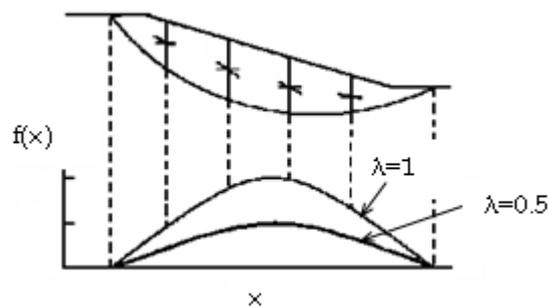


Fig - (2.7) Convention des forces inter-tranches

Pour cet exemple, le rapport de la force de cisaillement sur la force normale varie de 0 aux deux extrémités de la surface de glissements, au maximum qui est de 0,5 au milieu de celle-ci.

L'addition des forces pour chaque tranche dans la direction horizontale peut s'écrire comme suit :

$$(E_G - E_D) - N \sin \alpha + T \cos \alpha - kW + [D \cos \omega] = 0 \quad (2.33)$$

Des équations (2.17) et (2.33), on substitue la force normale inter-tranches du côté droit de chaque tranche :

$$E_D = E_G + \frac{(c \beta - u_w \beta \tan \phi) \cos \alpha}{F} + N \left(\frac{\tan \phi \cdot \cos \alpha}{F} - \sin \alpha \right) - kW + [D \cos \omega] \quad (2.34)$$

Les forces normales inter-tranches sont calculées en utilisant un procédé d'intégration débutant à l'extrémité gauche de chaque surface de glissement.

Dans la méthode de Morgenstern-Price, une valeur initiale λ_0 égale au 2/3 de la pente du talus va nous permettre un premier calcul des coefficients de sécurité de l'équilibre des forces et l'équilibre des moments. Ces coefficients trouvés et les coefficients correspondants à $\lambda=0$ sont utilisés pour tirer une nouvelle valeur de λ et la procédure est répétée jusqu'à atteindre une valeur finale de λ qui satisfait à la fois l'équilibre des moments et des forces (figure 2.8). Cette procédure s'appelle « la technique de la solution rapide ».

2.6.15 Méthode de Spencer (1967)

En 1967, Spencer a fourni une méthode pour la détermination du coefficient de sécurité des pentes homogènes avec présence d'eau, qui tient compte des forces inter-tranches verticales et horizontales et qui satisfait à la fois l'équilibre des moments et des forces. Il a établi des abaques qui donnent l'angle de frottement ϕ_d en fonction de la géométrie de la pente, des propriétés du sol, de la constante ru (équation 2.30) et une valeur initiale du coefficient de sécurité F_i supposée. Ensuite, F est calculé par la formule (2.7), et la procédure sera répétée avec la valeur trouvée jusqu'à ce que deux valeurs consécutives calculées soient égales.

2.6.16 Méthode Générale d'Equilibre Limite (1970)

Elle est identique à celle de Morgenstern-Price, sauf que dans ce cas, différentes valeurs de coefficients de sécurité de l'équilibre des forces et de l'équilibre des moments sont calculées pour différentes valeurs de λ et représentés comme le montre la figure 2.8 (F en fonction de λ). Le pourcentage de la fonction λ qui satisfait à la fois l'équilibre des moments et des forces correspond au point d'intersection des deux représentations graphiques de F_m en fonction de λ et de F_f en fonction de λ .

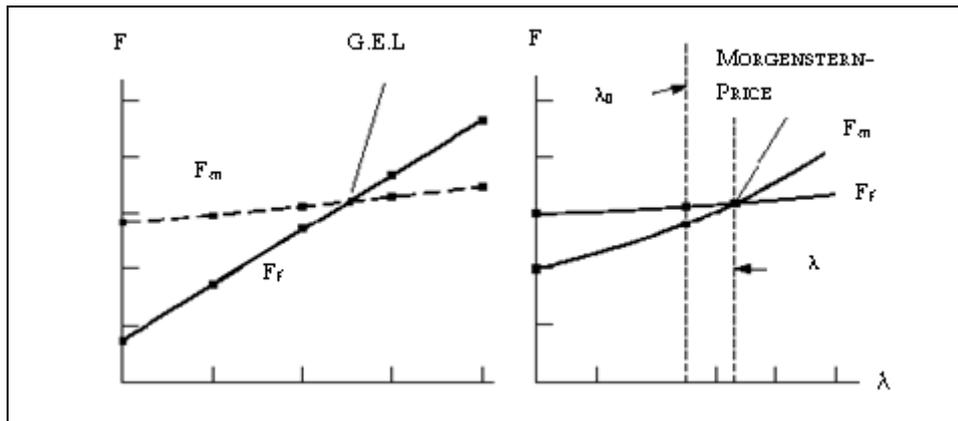


Fig - (2.8) Variation du coefficient de sécurité en fonction de λ

(G.E.L et Morgenstern-PRICE)

2.6.17 Méthodes des Ingénieurs de l'USArmy (1970) et de LOWE et KARAFIATH (1960)

Ce sont des méthodes qui peuvent être appliquées à toute forme de surface de rupture en satisfaisant l'équilibre des forces horizontales et verticales. Il faut noter que l'équilibre des moments n'est pas satisfait, que la fonction de variation des forces inter-tranches est spécifiée et que le pourcentage de la fonction utilisée est $\lambda = 1$.

2.6.18 Méthode de Sarma (1973)

La méthode de Sarma s'applique à toute forme de surface de rupture et satisfait tous les équilibres (des moments et des forces).

Dans sa formulation originale, Sarma calcule l'accélération horizontale qui met la pente en rupture. Pour cela, il introduit une fonction entre les contraintes normales et tangentielles inter-tranches qui dépend de la poussée latérale des terres et résout toutes les équations d'équilibre.

Dans la méthode modifiée de Sarma, les tranches non verticales sont autorisées et on peut chercher l'accélération horizontale minimale mettant la pente en rupture en faisant varier l'inclinaison des tranches. Cette méthode donne une accélération horizontale critique, ainsi que l'inclinaison des tranches correspondantes.

On obtient le coefficient de sécurité habituel en réduisant la résistance du sol jusqu'à ce que l'accélération horizontale mettant la pente en rupture soit nulle.

Sarma prend en compte la résistance du sol entre les tranches, et donc la résistance exigée sur la surface de rupture pour un coefficient donné est plus faible.

2.7 Rupture progressive et choix des propriétés mécaniques

En ce qui concerne le choix des propriétés mécaniques, et dans le cas des sols pulvérulents, les caractéristiques effectives sont à considérer dans toutes les situations.

Avec les sols cohérents, le problème est très complexe. K. Terzaghi (1957) a attiré l'attention sur le fait que les argiles et les marnes consistantes possèdent souvent un réseau de microfissures. Sous la décompression, ces fissures ont tendance à s'ouvrir, ce qui induit une réduction progressive de la cohésion. La vitesse de réduction de la cohésion est d'autant plus rapide que le réseau de fissuration est dense. Dans les argiles non fissurées, l'évolution est insensible à l'échelle humaine.

A.W. Skempton (1964) rejoint les idées de Terzaghi et donne les conclusions suivantes :

La résistance au cisaillement décroît avec le temps dans les argiles micro fissurées ;

La réduction de résistance au cisaillement est insignifiante pour les argiles non fissurées ;

Lorsqu'une zone a déjà été l'objet d'un glissement, tout nouveau glissement le long de la même surface ne mobilise que la résistance résiduelle, quelle que soit la nature du sol cohérent.

Récemment, des efforts ont été faits pour analyser la rupture progressive d'une pente en utilisant les méthodes d'équilibre limite, Chowdhury (1995). Dans ces méthodes, la différence entre les résistances de pic et résiduelles est prise en compte. Le coefficient de sécurité pour une surface de rupture donnée est d'abord calculé en utilisant la résistance au cisaillement de pic. La résistance au cisaillement agissant le long de chaque tranche est calculée (analytiquement ou par des méthodes numériques), puis comparée à la résistance au cisaillement du sol. Si la résistance au cisaillement est dépassée, la résistance résiduelle est attribuée à cette tranche et un nouveau coefficient de sécurité est calculé. En se basant sur les deux valeurs successives du coefficient de sécurité, la « contrainte de cisaillement excessive » est redistribuée le long de la surface de rupture, et les contraintes de cisaillement résultantes sont de nouveau comparées à la résistance au cisaillement de chaque tranche. Ce procédé est répété itérativement jusqu'à ce que deux coefficients de sécurité successifs soient les mêmes (critère de convergence). La redistribution de la « contrainte excessive » n'est pas franche, et le calcul de la résistance au

Cisaillement le long de la surface de rupture peut exiger l'utilisation de méthodes numériques. Cette approche peut être ainsi relativement complexe et n'explique pas le véritable comportement en contrainte-déformation du matériau de la pente.

2.8 Conclusion

Les méthodes d'équilibre limite diffèrent par la façon avec laquelle les conditions d'équilibre sont satisfaites et comment les forces inter-tranches sont incluses dans la solution. Elles peuvent être divisées en méthodes simples, complexes ou rigoureuses. Dans les méthodes simples, les effets des forces inter-tranches sont négligés, tandis qu'elles sont incluses dans la formulation des méthodes complexes. Les méthodes où toutes les conditions d'équilibre statique sont satisfaites s'appellent les méthodes rigoureuses.

A cause des incertitudes impliquées dans l'évaluation de la résistance au cisaillement et d'autres paramètres caractérisant le modèle analysé, le coefficient de sécurité doit vérifier un indice utile pour que la stabilité d'une pente soit assurée.

Les méthodes d'équilibre limite, malgré leurs considérables approches, présentent parfois des insuffisances remarquables pour le cas des pentes naturelles. Ce qui a donné naissance à d'autres alternatives pour l'analyse de la stabilité des pentes telles que les méthodes probabilistes et les méthodes numériques.

Chapitre 3 ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES (ETUDE COMPARATIVE)

3.1 INTRODUCTION

Dans les méthodes d'équilibre limite, avant tout calcul, plusieurs hypothèses doivent être faites pour établir les équations d'équilibre ; et les résultats obtenus se limitent parfois seulement à la valeur du coefficient de sécurité pour évaluer si la pente est stable ou non. Dans ce chapitre, plusieurs pentes sont analysées par la méthode numérique des éléments finies en utilisant le logiciel Phase pour comparer les résultats obtenus avec ceux de diverses méthodes d'équilibre limite, et avec ceux obtenus par la méthode de la différence finie. Ainsi, cette application va nous permettre de montrer l'usage pratique qu'offre cette méthode par rapport à la méthode d'équilibre limite. Aussi, l'impact de certains paramètres qui contribuent dans la modélisation numérique sur les résultats obtenus sera analysé par la suite. Ceci permettra une meilleure appréciation et une meilleure compréhension des glissements de terrain.

3.2 PRESENTATION DES MODELES DE PENTES ANALYSEES

Pour l'étude comparative du logiciel Phase avec d'autres logiciels utilisant la MEL, et ceux utilisant la méthode des différences finies (MDF), dix (10) cas de pentes, tirés de la littérature, dont la géométrie et les caractéristiques sont présentées sur les figures 3.1 à 3.10, ont été considérés.

3.3 CHOIX DU MODELE DE COMPORTEMENT

Le code Phase permet l'utilisation de plusieurs modèles qui caractérisent le comportement des sols. Pour que la comparaison des résultats avec ceux des méthodes d'équilibre limite, qui reposent sur l'hypothèse d'une rupture par plasticité de type MOHR-COULOMB soit plus judicieuse, nous avons choisi, dans notre analyse par Phase, le modèle de comportement de MOHR-COULOMB. Ce modèle, qui est associé au critère de rupture du même nom, est souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement des matériaux granulaires. Il faut noter aussi que ce modèle nécessite un nombre réduit de paramètres par rapport aux autres modèles qui existent.

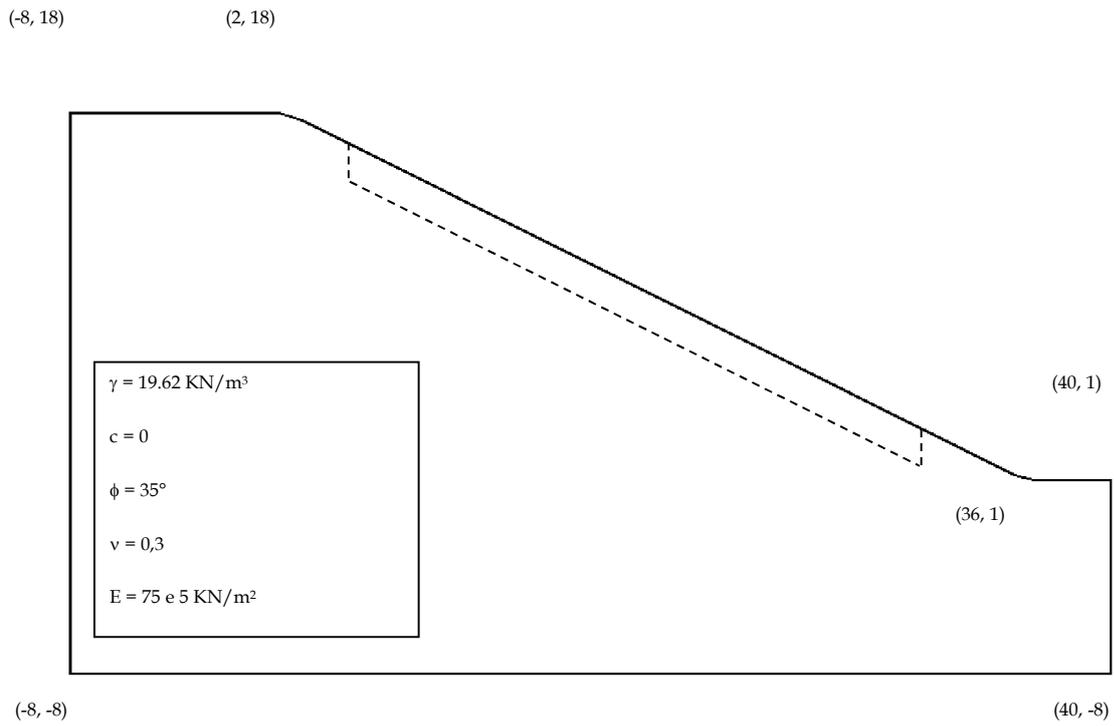


Fig - (3.3) Talus homogène 3 (SLOPE-W, 1998)

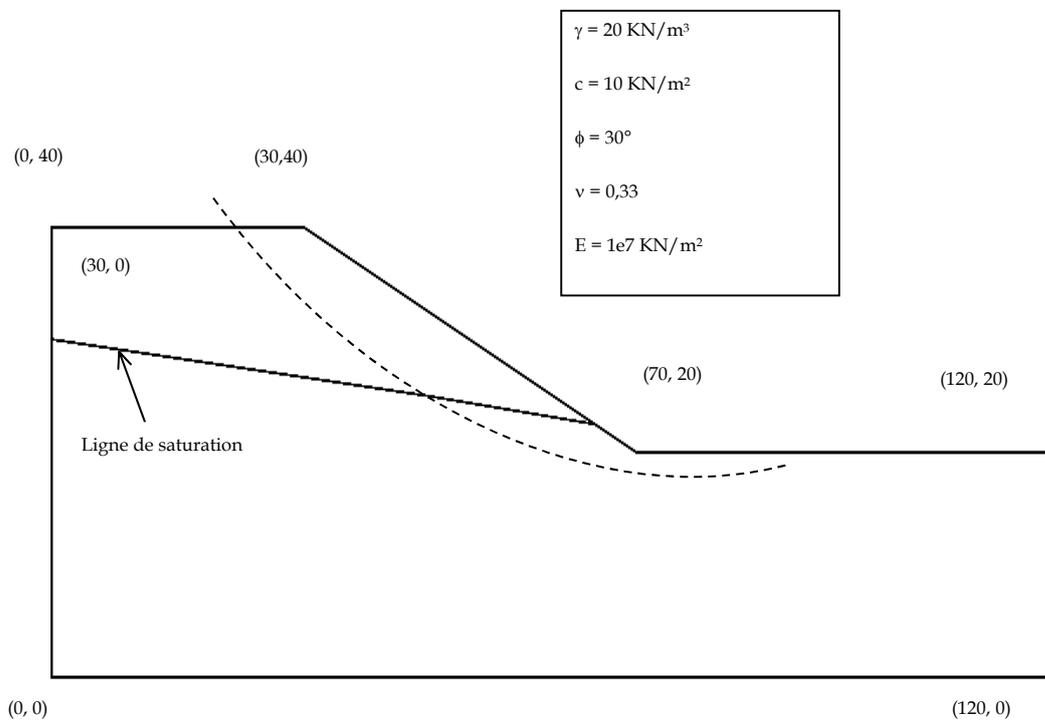


Fig - (3.4) Talus homogène 4 (SLOPE-W, 1998)

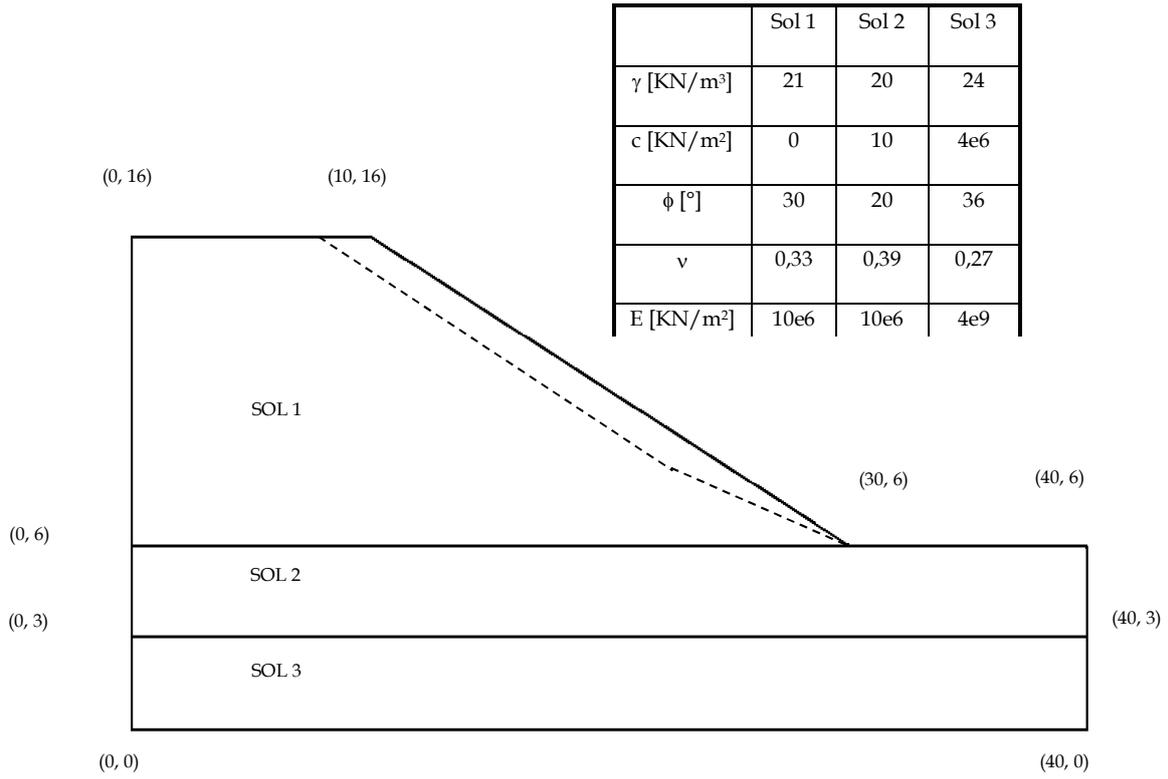


Fig - (3.5) Talus stratifié 1 (BENACHENHOU, 1995)

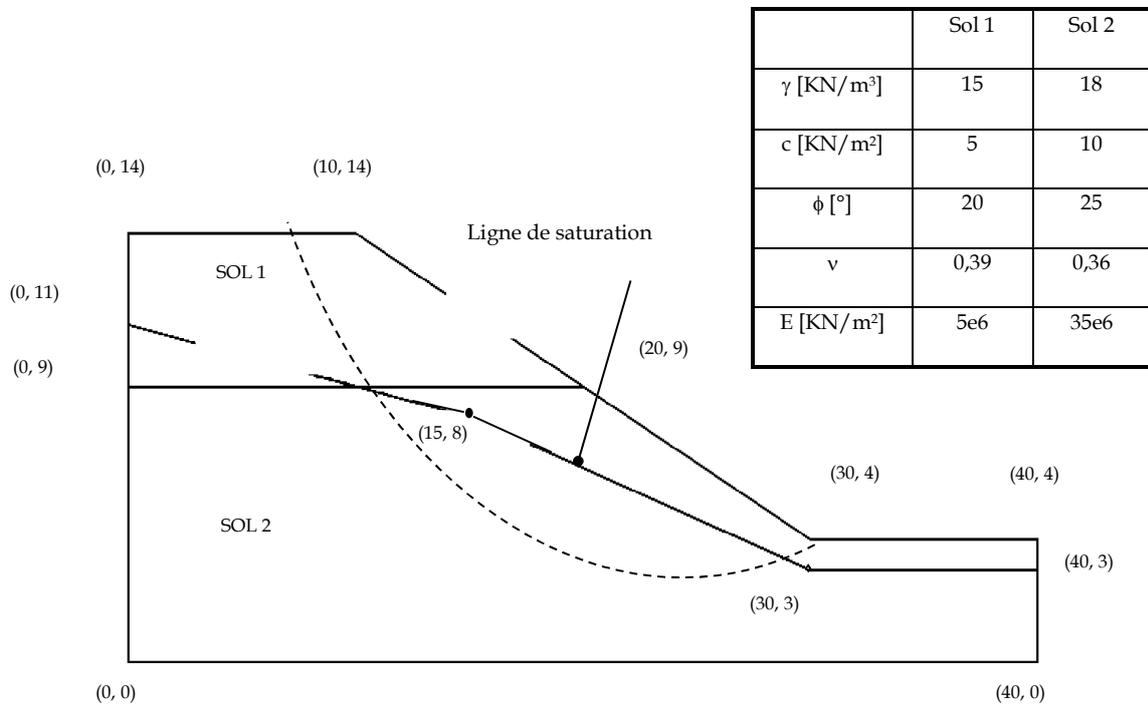


Fig - (3.6) Talus stratifié 2 (SLOPE-W, 1998)

	γ [KN/m ³]	c [KN/m ²]	ϕ [°]	ν	E [KN/m ²]
Sol 1	18,44	0	30	0,33	2e6
Sol 2	17,94	28,8	21	0,39	6,5e6
Sol 3	17,62	14,4	20	0,39	3,5e6
Sol 4	19,70	28,7	27	0,35	35e6

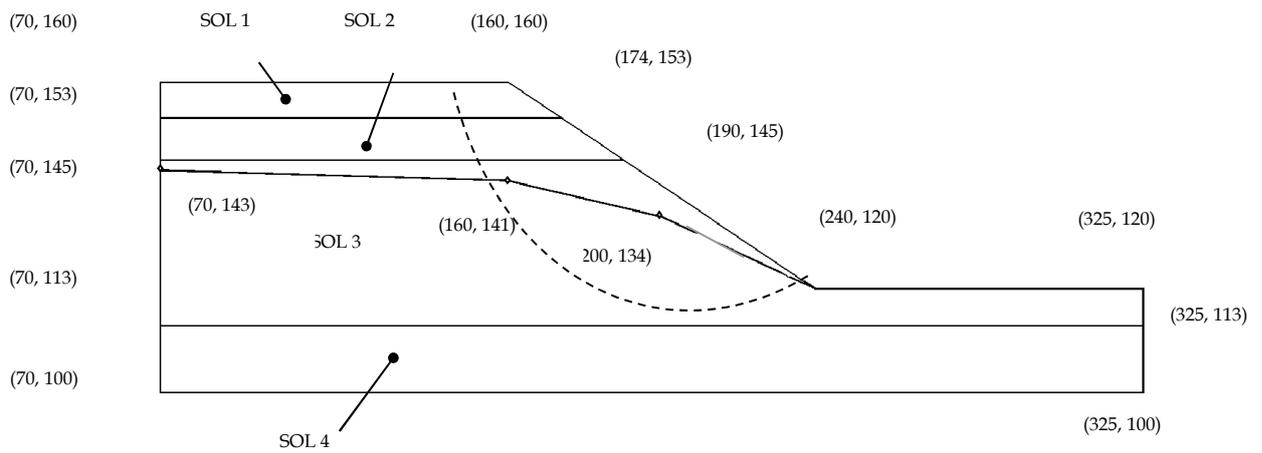


Fig - (3.7) Talus stratifié 3 (SLOPE-W, 1998)

	γ [KN/m ³]	C [KN/m ²]	ϕ [°]	ν	E [KN/m ²]
Sol 1	19,22	28,8	20	0,39	6,5e6
Sol 2	19,22	0	10	0,45	2e6
Sol 3	24,00	4e6	36	0,27	2e9

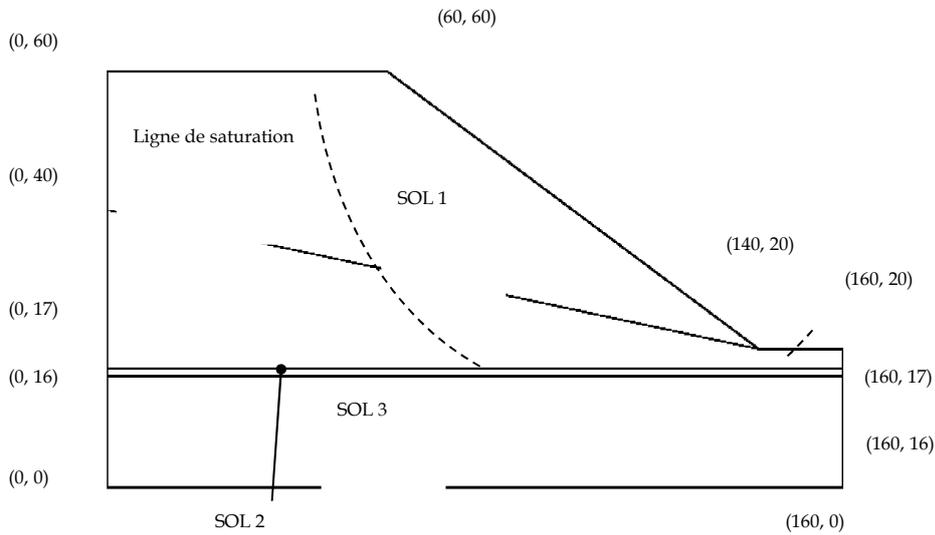


Fig - (3.8) Talus stratifié 4 (SLOPE-W, 1998)

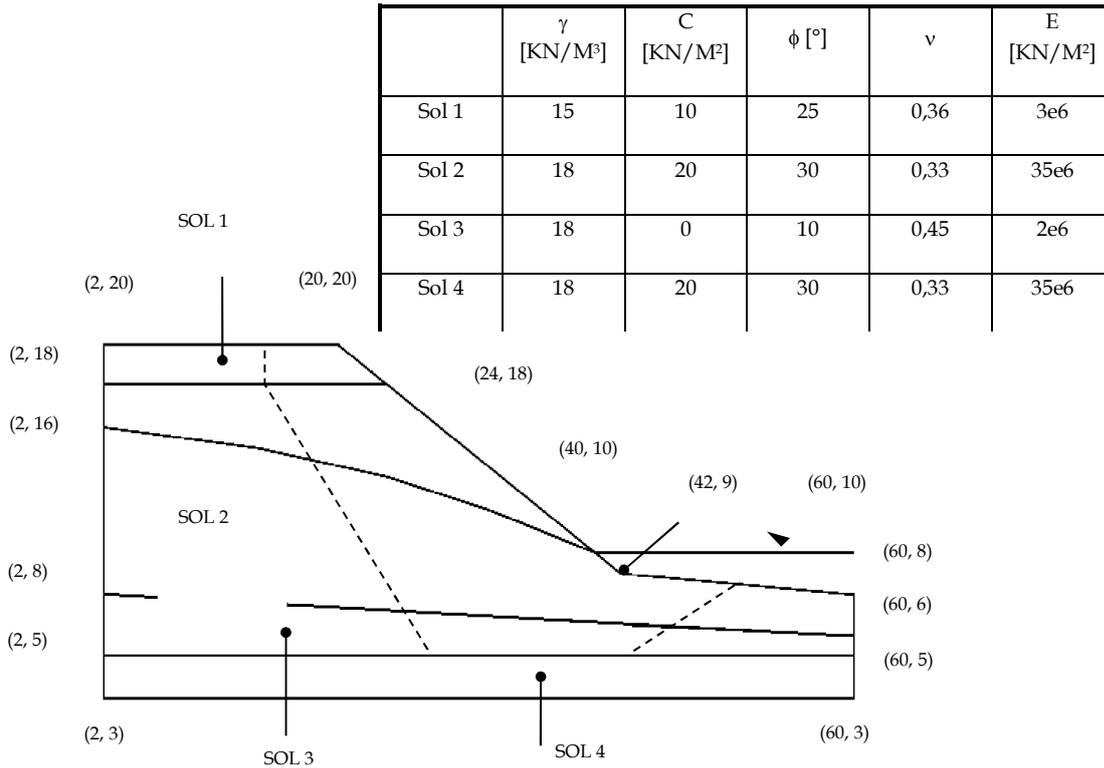


Fig - (3.9) Talus stratifié 5 (SLOPE-W, 1998)

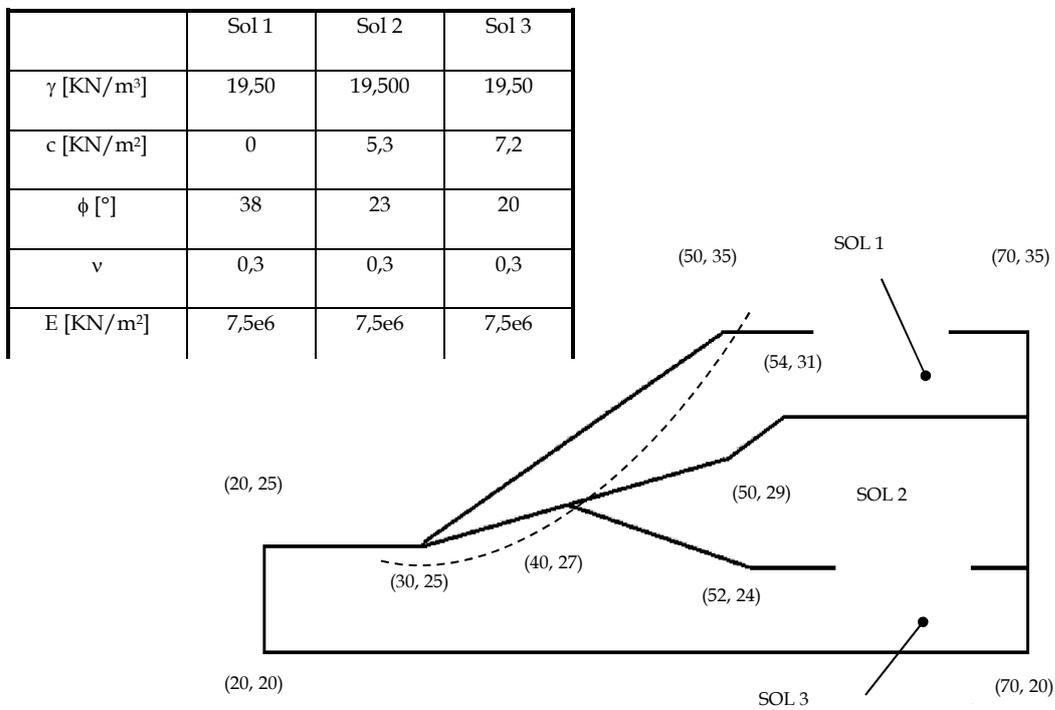


Fig - (3.10) Talus stratifié 6 (SLIDE, 2002)

Dans ce code de calcul, le modèle de MOHR-COULOMB exige un certain nombre de paramètres pour caractériser le sol et qui sont :

- le poids volumique γ ;
- l'angle de frottement ϕ ;
- la cohésion c ;
- le module de Young E et du coefficient de Poisson ν

Dans la plupart des exemples de pentes que nous avons traités, nous ne disposons en général que de trois paramètres qui sont : Le poids volumique, l'angle de frottement et la cohésion. Ceci, nous a obligé à tirer les deux autres paramètres (E et ν) à partir de la bibliographie.

3.4 COMPARAISON DE PHASE AVEC D'AUTRES LOGICIELS ET METHODES

Les logiciels et les méthodes trouvés dans la littérature sont les suivants :

- SLOPE-W (méthodes de FELLENIUS, BISHOP, JANBU, MORGENSTERN-PRICE et la MEF) ;
- SLIDE (méthodes de BISHOP, JANBU, SPENCER et GEL) ;
- FLAC (MDF).

3.4.1 Résultats et interprétations

Les résultats concernant les valeurs du coefficient de sécurité obtenues par les différentes méthodes pour différents exemples, sont regroupés dans le tableau 3.1:

Les valeurs calculées par les méthodes de FELLENIUS et de JANBU pour les différents logiciels sous évaluent le coefficient de sécurité, dans la majorité des exemples. Ces deux méthodes sont connues pour être conservatrices. Mais, il faut noter que l'écart entre la valeur donnée par Phase et celle donnée par FELLENIUS peut être de 2% (Talus stratifié 3) jusqu'à 17% (Talus stratifié 4) et avec celle donnée par Janbu de 1% (Talus stratifié 3) jusqu'à 21 % (Talus stratifié 4).

La méthode de FELLENIUS pour les différents logiciels donne généralement des coefficients de sécurité plus faibles que la méthode de BISHOP, les écarts peuvent atteindre 14% (Talus stratifié 2), mais ceux-ci vont dans le sens de la sécurité. L'écart entre la valeur donnée par Phase avec celle donnée par BISHOP est compris entre 20% (Talus homogène 2) et 12% (Talus stratifié 3). D'où nous concluons que la méthode de FELLENIUS donne des résultats beaucoup plus proches de ceux donnés par Phase que la méthode de BISHOP.

Tab - (3.1) Valeurs du coefficient de sécurité pour différents exemples avec différents logiciels et méthodes de calcul

	Talus H. 1	Talus H. 2	Talus H. 3	Talus H. 4	Talus S. 1	Talus S. 2	Talus S. 3	Talus S. 4	Talus S. 5	Talus S. 6
SLOPE-W * (FELLENIOUS)	-	-	1,231	-	-	1,279	1,101	1,147	0,974	-
SLOPE-W * (BISHOP)	-	-	1,337	-	-	1,464	1,211	1,210	1,065	-
SLOPE-W * (JANBU)	-	-	1,261	-	-	1,286	1,109	1,186	1,035	-
SLOPE-W * (MORGENSTERN.-PRICE)	-	-	1,338	-	-	-	-	1,212	1,078	-
SLOPE-W * (MEF)	-	-	-	1,412	-	-	-	-	-	-
SLIDE * (BISHOP)	0,988	-	-	-	-	-	-	-	-	1,410
SLIDE * (JANBU)	1,005	-	-	-	-	-	-	-	-	1,393
SLIDE * (SPENCER)	0,987	-	-	-	-	-	-	-	-	1,380
SLIDE * (GEL)	0,987	-	-	-	-	-	-	-	-	1,398
FLAC * (MDF)	1,00	1,80	1,30	1,35	1,10	1,40	1,10	1,00	1,00	1,30
Phase (MEF)	0.98	1.78	1.38	1.28	1.17	1.45	1.08	0.98	0.93	1.35

* : Logiciels et résultats de la littérature

H. : homogène

S. : stratifié

La présence de la nappe pose aussi un problème de modélisation, et les résultats obtenus dépendent fortement de la modélisation choisie (statique ou en écoulement)

Enfin, nous pouvons dire que les valeurs trouvées par Phase et par Flac (MDF) concordent très bien avec celles trouvées par les méthodes d'équilibre limite et les écarts trouvés sont négligeables devant les incertitudes dont sont entachés les différents paramètres (résistance au cisaillement, hétérogénéité,...).

Afin de comparer le mode de rupture généré par Phase avec celui obtenu par la MEL, nous nous limitons dans cette partie à l'étude de quatre exemples : deux talus homogènes (1 et 3) et deux talus stratifiés (2 et 6) (figures 3.11 à 3.14). La surface de rupture donnée par Phase est indiquée par les contours des déformations tangentielles maximales

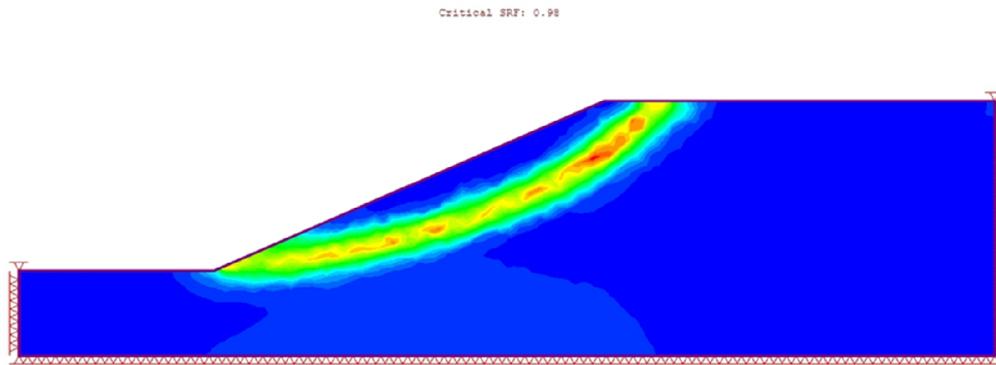


Fig - (3.11) Surface de rupture critique trouvée par JANBU et la MEF pour le talus homogène (1)

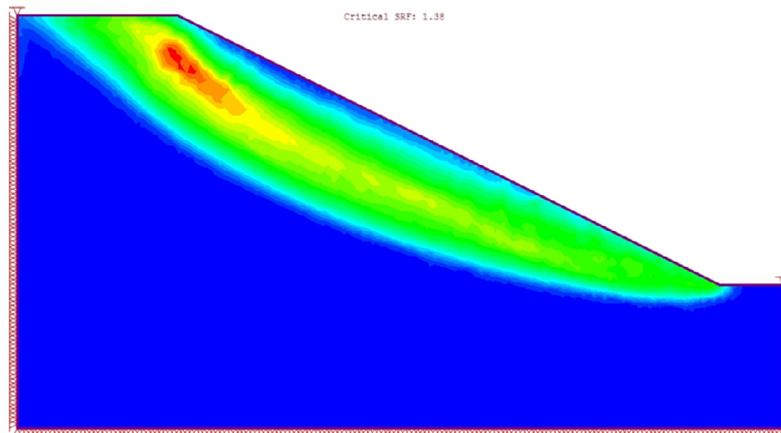


Fig - (3.12) Surface de rupture critique trouvée par MORGENSTERN-PRICE et la MEF pour le talus homogène (3)

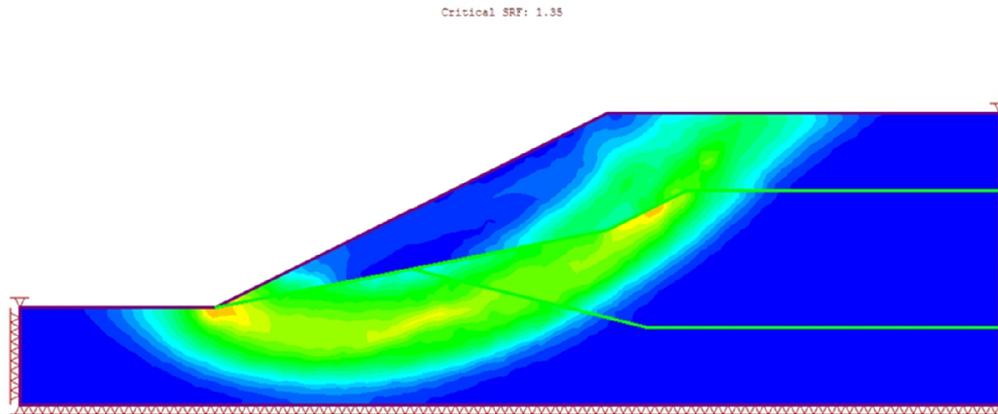


Fig - (3.13) Surface de rupture critique trouvée par JANBU et la MEF pour le talus stratifié (2)

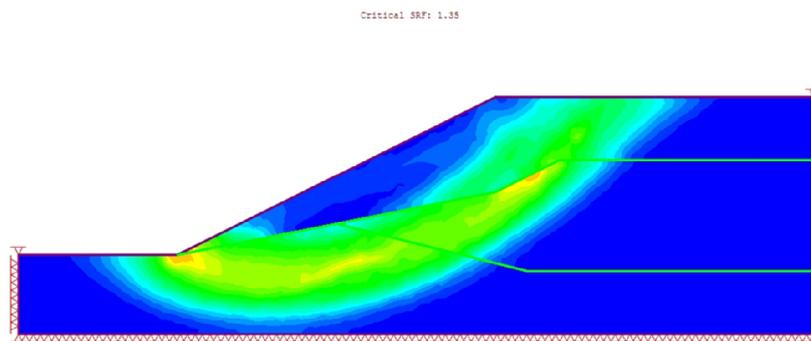


Fig - (3.14) Surface de rupture critique trouvée par JANBU et la MEF pour le talus stratifié (3)

3.5 AVANTAGES DU CODE FLAC PAR RAPPORT AUX METHODES D'EQUILIBRE LIMITE

Les principaux avantages qu'offre le code Phase dans l'analyse de la stabilité des pentes par rapport aux méthodes d'équilibre limite se résument comme suit :

- N'importe quel mode de rupture se développe « naturellement », on n'a pas besoin de spécifier une gamme de surface de rupture particulière à l'avance. Des surfaces de ruptures multiples évoluent « naturellement », si les conditions les provoquent ;
- Aucun paramètre « artificiel » ne doit être donné à l'entrée (par exemple, fonctions inter-tranches) ;
- Modélisation de l'interaction sol-structure ;

- Fournir un champ de résultats local à chaque nœud en les représentant numériquement et graphiquement, à savoir :
 - les contraintes effectives et totales et les pressions interstitielles ;
 - les déformations tangentielles et volumiques ;
 - les déplacements et vitesses de déplacement ;
 - représentation des zones de plasticité et des zones en tension...
- La principale limite de ce code reste le temps nécessaire pour résoudre un problème. Il est parfois assez long quand l'analyse nécessite un grand nombre d'éléments dans le maillage pour avoir des résultats les plus fiables possibles.

3.6 CONCLUSION

Les différents exemples traités, nous ont permis de différencier entre les méthodes d'équilibre limite et le code de calcul Phase, de voir l'influence de certains paramètres sur les résultats obtenus par Phase, et de conclure que :

La variété des modèles de comportement des sols dans le logiciel Phase est un atout, car cela nous permet d'avoir une idée sur toutes les ruptures possibles et prendre des mesures convenables pour le cas le plus critique.

Les résultats obtenus par les deux approches sont complémentaires : le coefficient de sécurité global obtenu à partir de la MEL donne une idée globale sur les conditions de sécurité pour une surface de glissement particulière, par contre la MEF fournit un champ de résultats local pour chaque nœud du maillage que la MEL ne peut fournir, à savoir les contraintes, les déformations et les vitesses de déformations.

Le code Phase permet de générer une surface de rupture qui se développe naturellement, on n'a pas besoin de la spécifier à l'avance et de tâtonner pour la trouver comme le cas des méthodes d'équilibre limite, et cela surtout s'il s'agit d'une surface assez particulière.

Enfin nous pouvons dire que si nous voulons satisfaire toutes les conditions d'équilibre, déterminer les contraintes et les déformations dans n'importe quel point du massif avant et pendant la rupture et déduire la surface de rupture et la valeur du coefficient de sécurité les plus proches de la réalité, nous recommandons d'appliquer le code Phase basé sur la méthode des éléments finies.

Chapitre 4 RUPTURE D'UNE PENTE EN PRESENCE D'UNE COUCHE DE FAIBLE RESISTANCE

4.1 Introduction

Dans cette partie, nous allons analyser la stabilité d'une pente en présence d'une couche de faible résistance au cisaillement. La présence de cette couche influence sur la stabilité de cette pentes ; c'est pour cela une étude paramétrique est entamé pour voir l'influence de certaine paramètres sur la stabilité du talus. Cet exemple est tiré de l'article de Griffiths (1999).

4.2 Rupture d'un massif en pente intégrant une couche mince de faible résistance.

On analyse une pente constituée de couche d'argile non drainée insérant une fine couche de faibles caractéristiques. Cette fine couche a une géométrie bien établie. La géométrie du modèle de la pente est présentée sur la figure 4.1. La hauteur H est de 10 mètres.

Dans un premier temps les caractéristiques suivantes sont utilisées, tableau 4.1.

Tab - (4.1) Caractéristiques des matériaux

	γ [Kg/m ³]	E[MPa]	ϕ_u [°]	ϑ	C_u [KPa]
argile	1200,0	100,0	0	0,3	30
Couche faible	1200,0	10,0	0	0,3	10

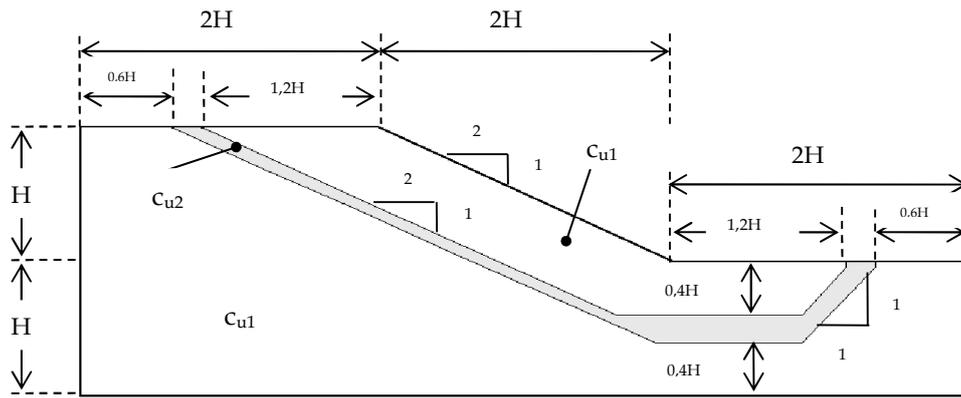


Fig - (4.1) Massif en pente intégrant une couche mince (GRIFFITHS, 1999)

Le résultat principal de l'analyse est le facteur de sécurité figure (4.2). Le facteur de sécurité calcul est de 0.82. Il est conforme aux valeurs reportées dans l'article de Griffiths pris comme référence.

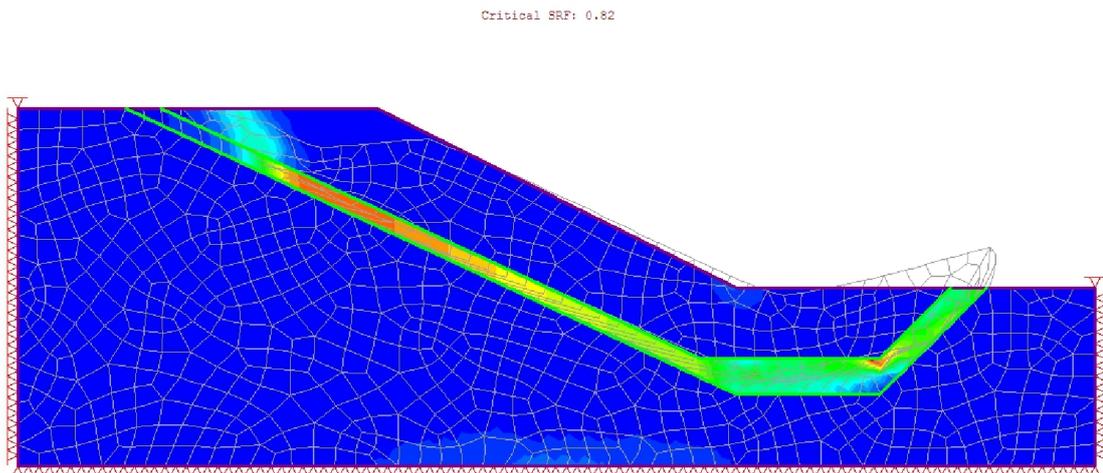


Fig - (4.2) Visualisation des déformations plastique sur le maillage déformé

4.3 Influence des paramètres mécaniques.

D'après la littérature (MATHIEU, 1987; PHILIPPONAT et HUBERT, 2000), le coefficient de sécurité et la zone mobilisée par le glissement sont très sensibles aux caractéristiques mécaniques des matériaux formant la pente. De ce fait, nous avons trouvé qu'il était nécessaire de vérifier cela par des simulations numériques en utilisant le code Phase.

Dans ce qui va suivre, nous allons essayer de voir l'effet de la variation de certaines caractéristiques mécaniques, modules de déformation, l'angle de frottement et la cohésion du matériau sur la stabilité des talus.

4.3.1 Influence de la variation des caractéristiques mécaniques.

Dans cette partie, nous avons fait varier les paramètres mécaniques de la couche fine pour voir leur influence sur la stabilité des pentes. Pour cela, nous avons fait varier, à chaque fois, l'un des paramètres afin d'identifier son impact sur les résultats obtenus. Les figures 4.1 à 4.5 illustrent les résultats obtenus en faisant varier les caractéristiques mécaniques c et ϕ , et les modules de déformabilité. En utilisant deux types d'élément de maillage, un élément quadrangulaire à 8 nœuds (Q8) et un élément triangulaire à 6 nœuds (T6).

Tab - (4.2) Caractéristiques des matériaux

c_{u1} [KN/m ²]	ϕ_u [°]	E_1 [MPa]	γ [KN/m ³]	c_{u2} [KN/m ²]	E_2 [MPa]
30,0	0	100	12,0	$c_{u2} = r_c \cdot c_{u1}$	$E_2 = r_E \cdot E_1$

l'angle de frottement a été varié de 0 à 30°.

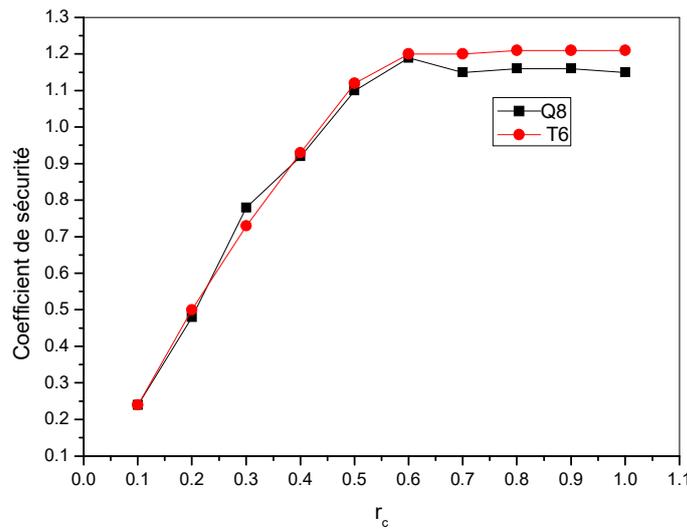


Fig - (4.3) Influence de la variation c sur le coefficient de sécurité

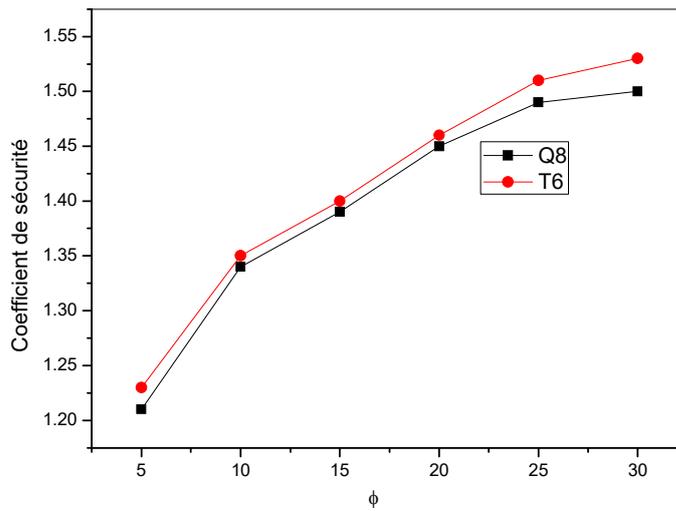


Fig - (4.4) Influence de la variation ϕ sur le coefficient de sécurité

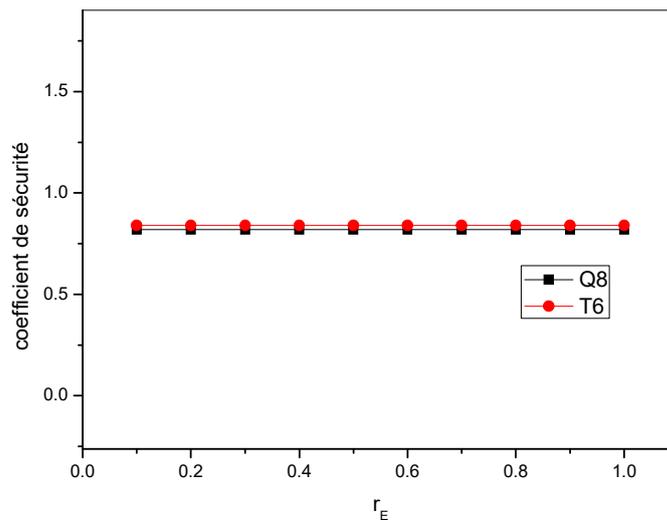


Fig - (4.5) Influence de la variation E_{sur} sur le coefficient de sécurité

Les figures 4.3 à 4.5 montrent que les paramètres : c , ϕ ont une nette influence sur la valeur du coefficient de sécurité obtenue et que les paramètres : E n'en a aucune. Une cohésion de 13KPa engendre un coefficient de sécurité égale à l'unité et ce dernier s'accroît avec l'accroissement de c . Le coefficient de sécurité a une valeur de 1,5 pour un angle de frottement de 30° et décroît linéairement avec le décroissement de celui-ci..

La valeur du coefficient de sécurité n'est dominée que par les paramètres de résistance c et ϕ , et ceci est principalement dû au fait que dans la procédure de simulation du coefficient de sécurité on ne tient compte que de ces deux paramètres seulement.

Le type de maillage a une faible influence sur le coefficient de sécurité.

4.4 Conclusion

La présence d'une couche de faible résistance au cisaillement dans une pente, influe beaucoup sur la stabilité de celle-ci et sur le mécanisme de rupture qui peut être généré. Nous pouvons donc confirmer que le coefficient de sécurité et la zone susceptible au glissement sont très sensibles aux caractéristiques mécaniques des matériaux formant la pente.

L'étude paramétrique effectuée sur la pente en utilisant le code Phase nous a permis de tirer les points suivants :

Les paramètres mécaniques (c, ϕ) ont une nette influence sur la valeur du coefficient de sécurité et les déformations obtenues. Aussi, le module de déformation E présente un grand effet sur le calcul des déformations mais n'en a aucun sur le calcul du coefficient de sécurité.

Le type de maillage a une faible influence sur le calcul du coefficient de sécurité.

CONCLUSION GENERALE

Parvenu au terme de ce travail, il est nécessaire de faire apparaître les principales conclusions, et ce qui reste à faire en vue d'envisager d'autres analyses ultérieures.

A travers l'exposé des différentes méthodes d'équilibre limite, nous concluons qu'elles diffèrent principalement par la façon avec laquelle les conditions d'équilibre sont satisfaites et comment les forces inter-tranches sont incluses dans la solution. Elles peuvent être divisées en méthodes simples, complexes. Dans les méthodes simples, les effets des forces inter-tranches sont négligés, tandis qu'elles sont incluses dans la formulation des méthodes complexes. Les méthodes où toutes les conditions d'équilibre statique sont satisfaites s'appellent les méthodes rigoureuses. Le fait aussi que ces méthodes impliquent des hypothèses et des limitations ne signifie pas qu'elles ont moins de valeur, mais cela signifie qu'elles ne peuvent pas être employées sans une bonne compréhension et un bon jugement, et cela surtout pour le cas des pentes naturelles avec des profils complexes. Les méthodes d'équilibre limite présentent aussi d'autres limites telles que la variabilité des paramètres d'entrée qui n'est pas prise en considération.

L'apparition des méthodes numériques a permis de faire de grands progrès dans la compréhension des divers types de comportement des talus en considérant des lois de comportement complexes. Elles ont aussi permis d'analyser les comportements observés des différentes prévisions (et de rectifier à temps certains aspects du dimensionnement) ou encore d'expliquer des désordres, et aider à la recherche des solutions de confortement ou de réparation. D'une manière générale, il ne faut pas non plus oublier que chaque talus est un cas unique et que ce fait impose de concevoir avec soin toute modélisation et de bien poser les hypothèses de calcul.

L'avantage de ces approches, par rapport aux méthodes traditionnelles d'équilibre limite, est que l'endroit et la forme de la surface de rupture ne doivent pas être prétendus à l'avance. Ces méthodes peuvent être appliquées avec des configurations complexes de pentes et de stratification du sol, dans deux ou trois dimensions, et avec plusieurs types de modèles. Les efforts d'équilibre, les contraintes, et les résistances au cisaillement associées à la masse de sol peuvent être ainsi calculés avec plus d'exactitude. Ces méthodes peuvent fournir des informations sur les déformations et on peut surveiller la rupture progressive.

L'application du code de calcul Phase nous a permis de mettre en évidence tous ces profits en ayant une approche plus rationnelle sur les ruptures possibles, et prendre des mesures convenables pour le cas le plus défavorable. Il faut aussi noter qu'il peut être employé dans un mode entièrement prédictif ou comme laboratoire numérique pour examiner des idées et essayer de comprendre selon les données dont on dispose.

Les différents exemples de pentes analysés par Phase et d'autres logiciels basés sur la méthode d'équilibre limite nous ont permis de conclure que le code Phase est aussi fiable pour donner une valeur unique au coefficient de sécurité, et juger par la sorte si la pente est

stable ou non. Le coefficient de sécurité global obtenu à partir de la méthode d'équilibre limite donne une idée globale sur les conditions de sécurité pour une surface de glissement particulière. Par contre, la méthode des éléments finis fournit un champ local de résultats pour chaque nœud du maillage en représentant numériquement et graphiquement les contraintes, les déformations et les vitesses de déformations.

Le code Phase permet de générer une surface de rupture qui se développe naturellement. On n'a pas besoin d'en spécifier une à l'avance, et de tâtonner pour la trouver, comme c'est le cas des méthodes d'équilibre limite, et cela surtout s'il s'agit d'une surface assez particulière.

Si nous voulons satisfaire toutes les conditions d'équilibre, déterminer les contraintes et les déformations dans n'importe quel point du massif, à n'importe quel moment, et déduire la surface de rupture et la valeur du coefficient de sécurité les plus proches de la réalité, nous recommandons d'appliquer le code Phase.

L'étude paramétrique effectuée sur quelques exemples de pentes en utilisant le code Phase nous a permis de conclure que les paramètres mécaniques (c , ϕ) ont une nette influence sur la valeur du coefficient de sécurité et les déformations obtenues. Par contre, le module de déformation (E) ont aussi un grand effet sur le calcul des déformations mais n'en ont aucun sur le calcul du coefficient de sécurité.

La présence d'une couche de faible résistance au cisaillement ou d'une nappe d'eau dans un talus, et la variation de son niveau, influent considérablement sur le coefficient de sécurité obtenu, ainsi que sur le mécanisme de rupture engendré.

Enfin, nous pouvons dire que ce travail a permis de mettre en évidence les contributions pratiques et le besoin de la modélisation numérique pour l'analyse de la stabilité des pentes, ainsi que l'influence de certains paramètres contribuant à cette modélisation sur les résultats obtenus. De ce fait, pour des travaux à venir diverses recommandations sont faites. Elles peuvent être conduites dans les directions suivantes :

- Utiliser d'autres modèles que celui de MOHR-COULOMB et de DRUCKER-PRAGER ;
- Considérer l'effet de l'écoulement d'eau sur la stabilité des pentes ;
- Prendre en compte des charges extérieures et des charges dynamiques ;
- Introduire des éléments structurels pour la stabilisation des pentes et voir leur influence sur le comportement du talus.

Références bibliographique

[Benachenhou, 1995], Benachenhou K. A., 1995, Les Glissements de Terrains : Analyse Quantitative et Qualitative. Projet de Fin d'Etudes sous la direction de M. A. Allal, Département de Génie-Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.

[Chowdhury, 2007], Chowdhury, Ashfaque Ahmed, Mohammad Rasul and Mohammad Masud Kamal Khan 2007. Numerical simulation of building performance under different low energy cooling technologies. International Journal of Energy and Environment 1: 28-36.

[CIOCA, 2008], CIOCA, Marius, Lucian-Ionel CIOCA and Adrian CIOCA 2008. Disaster Management Spatial Information System. In Disaster Management Spatial Information System, Conference Information: Conference Information 4th IASME/WSEAS International Conference on Energy, Environment, Ecosystems and Sustainable Development, 338-341.

[Coppola, 2006], Coppola, L, R Nardone, P Rescio and E Bromhead 2006. Reconstruction of the conditions that initiate landslide movement in weathered silty clay terrain: effects on the historic and architectural heritage of Pietrapertosa, Basilicata, Italy. Landslides 3: 349-359.

[Costet ; 1983], Costet J., Sanglerat G., 1983, Cours Pratique de Mécanique des Sols, Ed. Dunod, Paris, France.

[Geo-Slope, 1998], Geo-Slope International LTD, 1998, Manuel d'Utilisation de SLOPE-W pour l'Analyse de la Stabilité des Pentes, Calgary, Alberta, Canada

[Griffiths, 1999], Griffiths, DV and PA Lane 1999. Slope stability analysis by finite elements. Geotechnique 49: 387-403

[Itasca , 1998], Itasca Consulting Group, 1998, Manuel d'utilisation de FLAC version 3.4, Minneapolis, Minnesota (USA).

[Leroueil, 1996], Leroueil, S, J Vaunat, L Picarelli, J Locat, H Lee and R Faure 1996. Geotechnical characterization of slope movements. In Geotechnical characterization of slope movements, Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, 53-74

[Lowe, 1960], Lowe J., Karafiath L., 1960, Stability of Earth Dams Upon Drawdown, Proceedings, 1st Pan-Am, Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 2, pp. 537-552.

[Mathieu; 1987], Mathieu P., 1987, Etude de Solutions de Drainage de Barrage en Terre, The Ninth European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin.

[Melouka, 2002], Melouka S., Allal M. A., Ghomari F., 2002, Analyse de la Stabilité des Terrains en Pente par le Logiciel FLAC, Deuxième Colloque Maghrébin en Génie-Civil, Biskra, Algérie, pp.217-226.

[Philipponat, 2000], Philipponat G., Hubert B., 2000, Fondations et Ouvrages en Terre, Ed. Eyrolles, France

[Reid, 1999], Reid, Mark E, Richard G LaHusen and William L Ellis 1999. Real-time monitoring of active landslides: US Department of the Interior, US Geological Survey.

[Rocscience, 2001]; Rocscience Inc., 2001, Application of the Finite Element Method to Slope Stability, Toronto, Canada, pp. 1, 7-14.

[Rocscience, 2002] Rocscience Inc., 2002. Manuel d'utilisation de SLIDE pour l'Analyse de la Stabilité des Pentes,) Toronto, Canada.

[Rotaru, 2007], Rotaru, Ancuța, Daniel Oajdea and Paulică Răileanu 2007. Analysis of the landslide movements. International Journal of Geology 1: 70-79.

[Song, 2012], Song, Young-Suk, Won-Pyo Hong and Kyu-Seok Woo 2012. Behavior and analysis of stabilizing piles installed in a cut slope during heavy rainfall. Engineering Geology 129: 56-67