

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉBADJIMOKHTAR - ANNABA
BADJIMOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Science De L'Ingéniorat
Département : Génie Civil
Domaine : Science Technologique
Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**INFLUENCE DE LA VIDANGE D'UN TALUS SUR LE
FACTEUR DE SECURITE**

Présenté par :

BENHAMADA Khaoula

TAYAA Rayene

MAHDI Rayen

Encadrant : *KEFFAF Tarek MAA*

UniversitéBadji Mokhtar - Annaba

Jury de Soutenance :

SBARTAI Badreddin	Professeur	BADJIMOKHTAR - ANNABA	Président
KEFFAF Tarek	MaitreAssistant A	BADJIMOKHTAR - ANNABA	Encadrant
HASSEN CHAUCHE Majid	Professeur	BADJIMOKHTAR - ANNABA	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

REMERCIEMENT

*Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant
e
miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience
d'accomplir ce Modeste travail.*

*La première personne que nous tenons à remercier est notre
encadrant (KEFFAF Tarek), pour l'orientation, la
confiance, la patience qui ont constitué un apport considéra
sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.
Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous l
professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétent
nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.*

** A nos familles et nos amis qui par leurs prières et leurs
encouragements, on a pu surmonter tous les obstacles.*

*Enfin, on remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont
contribué à la réalisation de ce travail.*

Dédicace

Au nom du dieu le clément le miséricordieux

Je dédie ce travail :

*A celle qui m'a donnée la vie et que ma vie n'est
rien sans elle,*

*À ma tendre mère, qui m'a soutenu d'amour et de
bonheur ;*

*Tout ce que je suis je le serais jamais sans toi, je te
dois tout mon rock.*

*A mon adorable papa celui qui a tout donné
Pour que je puisse arrivée à mon but qu'il ; trouve
ici mes*

*Remerciements les plus sincères. T'es un papa
comme en ont fait plus*

Merci

D'avoir était toujours la

A la sœur que je n'ai pas d'autre Anfele

T. Rayene

Dédicace

*Au nom du dieu le clément le miséricordieux
Je dédie ce modeste travail avant tout à
Mes chers parents, qui ont tout sacrifié pour mon
bien et qui ont éclairé ma route par leur
compréhension, leur soutien*

À mes chers frères ;

En témoignage de l'attachement,

De Lamour et de l'affection que je leurs porte ;

Mes binômes TayaaRayene et Mahdi Rayen ;

Mes amies et mes collègues d'études ;

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin
pour que ce projet soit possible.*

B.Khaoula

Dédicace

A mes très chers parents,

Aucun mot, aucune dédicace ne saurait exprimer mon

Respect, ma considération

Et L'amour éternel pour les sacrifices que vous avez déployés

Pour mon instruction et mon bien être dans les meilleures

Condition

A mes chères sœurs,

En témoignage de l'attachement,

De L'amour et de l'affection que je leurs porte.

A toute ma famille,

A tous mes chers amis

A tous ceux qui m'aiment,

Je dédie ce travail.....

M. Rayen

Résumé

L'influence des variations de la teneur en eau du sol d'un talus sur la valeur du facteur de sécurité est importante.

La présente étude, a pour objectif de mieux appréhender le comportement des talus lorsqu'on procède à l'abaissement de la nappe. On se propose d'étudier la stabilité d'un talus bordant un canal lorsque le niveau de ce canal est abaissé.

L'influence de la vitesse de baisse du plan d'eau va amener à distinguer les deux situations suivantes :

- 1- Celle ou cette baisse est suffisamment rapide pour qu'il n'y ait aucun transfert d'eau dans le sol du talus. Le comportement est parfaitement non drainé.
- 2- Celle ou cette baisse est suffisamment lente pour que les surpressions négatives créées dans les limons puissent se dissiper de manière simultanée. Le sol a alors un comportement « drainée ».

La simulation numérique pour l'évaluation et l'estimation du facteur de sécurité dans les différents cas est réalisé par la méthode des éléments finis avec réduction de « c » et « ϕ » en utilisant le code de calcul PLAXIS.

Mots clés : stabilité des talus, facteur de sécurité, nappe phréatique, succion.

ملخص

تؤثر الاختلافات في المحتوى المائي لترربة منحدر على قيمة عامل الامان لهذا الاخير. الهدف من هذه الدراسة هو اكتساب فهم افضل لسلوك المنحدرات عند انخفاض منسوب المياه الجوفية. نقترح دراسة استقرار قناة (مجرى مائي مفتوح) عندما يتم تخفيض مستوى ماء هذه القناة - تأثير سرعة تخفيض منسوب المياه يجعلنا امام الحالتين التاليتين :

1- عندما يكون التخفيض سريع بما فيه الكفاية لا ينتقل الماء الى تربة المنحدر, و يكون لها سلوك غير نفوذ

2- عندما يكون التخفيض بطيء بما فيه الكفاية بحيث يتسنى ان ينفذ تماما من التربة, ثم يكون لها سلوك نفوذ تام

يتم اجراء المحاكاة الرقمية من اجل تقييم قيمة معامل الامان في الحالات المختلفة يكون بواسطة طريقة العناصر المحدودة مع تخفيض باستخدام كود حساب ϕ و Plaxisec قيمة باستعمال كود حساب الكلمات المفتاحية : استقرار المنحدر, عامل الامان, منسوب المياه, الشفط

Abstract

The influence of The variations values of the water content in the soil is important of a slope on the value of the safety factored

The objective of this study is to gain a better understanding of the behavior of slopes when the water table is lowered. We propose to study the stability of slope bordering a canal when the level of this canal is lowered.

The influence of the speed water reduction will lead to a distinction between the two following situations:

- 1- The speed of water table reduction insufficiently rapid so that there is no transfer of water into the soil of the slope. The behavior is perfectly untrained.
- 2- When the reduction of water table is slow enough that the negative over pressures created in the lemons can dissipate simultaneously. The soil then has a "Drained" behavior.

Numerical simulation for the evaluation and estimation of the safety in the different cases is carried out by the finite element method with reduction of "c" and " ϕ " using the plaxis software.

Key words: slope stability, safety factored, water table, suction

2Liste des figures

FigureI-1 -Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.....	2
FigureI-2 -Glissement plan.....	2
FigureI-3 – Glissement rotationnel.....	3
FigureI-4 - glissement rotationnel simple.....	4
FigureI-5 - Glissement rotationnel complexe.....	4
FigureI-6 - coulée boueuse.....	7
Figure I-7 -Ecrroulement d'Aokas 2015.....	8
FigureI-8 - écrroulement et chutes de blocs.....	8
Figure I-9 - Pénétrromètre dynamique et statique.....	11
Figure I-10 - photo des tamis.....	14
Figure I-11 - appareil de limite atterberg.....	14
Figure I-12 - appareil d'essai cisaillement.....	15
Figure I-13 - appareil d'essai Oedométrique.....	15
Figure II-1 -Surface de rupture.....	18
Figure II-2 - Surface de rupture potentielle.....	20
Figure II-3 -Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.....	21
Figure II-4 -Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de Fellenius.....	22
Figure II-5 - Les forces appliquées pour la méthode de Janbu.....	24
Figure II-6 -Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la Longueur.....	25
Figure II-7 -Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price.....	26
Figure II-8 -Schéma du principe d'une analyse inverse par méthode analytique inverse(a) etpar méthode numérique directe(b).....	27
Figure III-1 -Surface de rupture.....	29
Figure III-2 - La pente et surface d'un glissement potentiel.....	31
Figure III-3 - Tranche typiques et les forces appliquées pour la méthode des tranches.....	34
Figure III-4 -Formes des surfaces potentielles de glissement.....	38
Figure III-5-(a) -Recherche avec la méthode du rayon constant	39
Figure III-5-(b) -Recherche avec des cercles en un point commun :.....	40
Figure III-5-(c) - Recherche avec des cercles tangents à une ligne tangente prescrite	40
FigureIII-6 - Systèmes de recherche pour les coins (cales).....	43
Figure III-7 -Systèmes de recherche pour les surfaces de glissement non circulaire (d'après Celistono et Duncan 1981).....	43
Figure III-8 -Tranche typiques et les forces Appliquées pour la méthode ordinaires des tranches.....	45
Figure III-9 -Tranche avec la charge d'eau externe dans la méthode ordinaire des tranches.....	47
Figure III-10 - Tranche et forces typiques dans la Méthode de Bishop simplifiée.....	49
Figure III-11 -Tranche typique et forces appliquées pour la Méthode suédoise modifiée.....	51
Figure III-12 - Forces et polygone d'équilibre des forces pour la méthode suédoise modifiée.....	54
Figure III-13 -Forces pour la méthode suédoise modifiée avec la présence de	

l'eau.....	56
Figure III-14- Polygones de Force et Forces d'équilibre pour la Méthode des cales.....	61
Figure III-15- Pente infinie.....	62
Figure III-16- Pente infinie avec des lignes de courant parallèles.....	63
Figure IV-1- Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.....	69
Figure IV-2- Calcul de stabilité d'une butée de pied : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte.....	70
Figure IV-3- Allègement en tête.....	70
Figure IV-4 Reprofilage : (a) adoucissement (b) risberme.....	71
Figure IV-5- Purge.....	71
_ Partielle : avant traitement complémentaire	
_ Totale : avant reconstitution éventuelle	
Figure IV-6- Substitution partielle.....	72
Figure IV-7- Coupe type d'une tranchée drainante.....	73
Figure IV-8- Drains Subhorizontaux.....	75
Figure IV-9- Schéma d'un masque drainant (Achoui et Dahmani, 2013).....	75
Figure IV-10- Schéma d'éperons drainants (Achoui et Dahmani, 2013).....	76
Figure IV-11- Galerie drainante.....	76
Figure IV-12- Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).....	78
Figure IV-13- Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).....	79
Figure IV-14- Stabilisation par ancrages précontraints : Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs.....	80
Figure IV-15- Exemple de clouage d'un glissement.....	81
Figure V-1- Présentation du MENU du Logiciel PLAXIS.....	87
Figure V-2- Présentation du Maillage du Logiciel PLAXIS.....	87
Figure V-3- Régénération de la pression interstitielle.....	88
Figure V-4- Représentation du Champ de déplacement par PLAXIS.....	90
Figure V-5- Localisation de la zone de rupture et représentation de contrainte de cisaillement par PLAXIS.....	90
Figure V-6- Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.....	91
Figure V-7- Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	92
Figure V-8 - Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.....	92
Figure V-9- Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	93
Figure V-10- Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	93
Figure V-11- Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	94
Figure V-12- Définition du module à 50 % de la rupture.....	94
Figure V-13- Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.....	94
Figure VI-1- Géométrie du modèle.....	100
Figure VI -2 - fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol de	

limon.....	102
Figure VI-3- fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol Graviter.....	104
Figure VI-4- Maillage du modèle.....	105
Figure VI-5- (A, B, C)- Génération des surpressions en présence de la nappe phréatique.....	107
Figure VI-6- (A, B)- Génération des contraintes effectives initiales.....	108
FigureVI-7- Fenêtre des phases de calculs.....	109
Figure VI-8- les points des déplacements en tête et au pied de talus.....	110
Figure VI-9- Définition de la nappe.....	110
FigureVI-10- lignes équipotentiellles.....	111
Figure VI-11- Fenêtre d'évolution de calcule.....	112
Figure VI-12 (A, B)- Déplacement total.....	113
Figure VI-13- Déformation du massif du sol.....	114
Figure VI-14- Contraintes total.....	114
Figure VI-15- Contraintes effective.....	115
Figure VI-16- Pressions interstitielles actives.....	116
Figure VI-17- Courbe facteur de sécurité par rapport à la condition initiale.....	116
Figure VI-18- Courbe facteur de sécurité par rapport à la vidange rapide.....	116
Figure VI-19- Courbe facteur de sécurité par rapport à la vidange lente.....	117
Figure VI-20- Comparaison des coefficients de sécurité.....	117
Figure VI-21- Géométrie du modèle.....	118

Liste de tableau :

Tableau I-1- les différentes familles de mouvement.....	5
Tableau II-1- Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité.....	26
Tableau II-2 - Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité.....	26
Tableau III-1- Les Inconnues et les équations pour la méthode d'équilibre limite.....	35
Tableau III-2- Limitations des méthodes limite d'équilibre.....	36
Tableau III-3- Inconnues et équations pour la procédure de la méthode ordinaire de tranches.....	45
Tableau III-4- Inconnues et équations pour la procédure de la méthode ordinaire de tranches.....	49
Tableau III-5- Les Inconnues et les équations dans la méthode d'équilibre des forces.....	51
Tableau III-6- Les Inconnues et les équations dans la méthode de Spencer.....	58
Tableau III-7- Comparaison des caractéristiques des méthodes de l'équilibre limite.....	64
Tableaux IV-1- Résumer de Marge desécurité.....	82
TableauVI-1- Caractéristiques mécaniques de Limon.....	102
Tableau VI-2- Caractéristiques mécaniques de Gravier.....	102
Tableau-VI-3- Caractéristiques mécaniques d'argilelumineuse.....	123

Notation et abréviation

E : module préssiométrique

Pl : pression limite

Vt : volume total

Pt : poids total

Ps : poids des grains

Vs : volume des grains solide

Pw : poids de l'eau

Va : volume d'air

γ_h : poids volumique humide

γ_d : poids volumique sec

γ_s : poids volumique des grains solide

γ' : poids volumique déjaugé

e : l'indice des vides

n : la porosité

w : teneur en eau

sr : degré de saturation

D : diamètre

WL : limite de liquidité

Wp: limite de plasticité

Ip : l'indice de plasticité

Ic : l'indice de consistance

W : la teneur en eau

γ_h : poids humide

C : la cohésion

φ : l'angle de frottement

R : le rayon de cercle

Fs : coefficient de sécurité

Ep : module d'élasticité

L : la longueur

L0 : longueur du transfert

T0 : l'effort tranchant

Kf : coefficient de réaction linéique

B : diamètre du pieu

B0 : diamètre de référence

Mmax : moment maximal

I : inertie du pieu

Amin : section minimale des armateurs longitudinaux

As : section des armateurs longitudinaux

Ka : coefficient de poussée

Pa : coefficient de poussée

U : la pression interstitielle

Wi : le poids de chaque tranche

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des phénomènes géodynamiques, souvent très graves, qui se produisent dans toutes les régions du monde, à la surface de la terre. Ils provoquent des modifications du paysage et peuvent détruire des édifices et des constructions et causent parfois des dommages humains. Ces phénomènes se développent généralement dans les massifs de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées.

Ces mouvements se produisent lors des tremblements de terre, d'explosions souterraines ou sous-marines, etc., et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées, de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Ces phénomènes naturels, souvent catastrophiques, engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat.

Ce problème constitue actuellement l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

C'est ainsi, qu'en accord avec notre Directeur de mémoire, nous avons opté pour le thème suivant :

«INFLUENCE DE LA VIDANGE D'UN TALUS SUR LE FACTEUR DE SECURITE»

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

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

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

La deuxième partie est de déterminer les coefficients de sécurité d'un talus se l'effet de vidange par plaxis.

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

Sommaire :

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Notation et abréviation

Introduction générale

Chapitre I : Généralité sur les glissements de terrain.....1

I-1- Introduction.....1

I-2- Classification des mouvements de terrain.....1

I-2-1- Les glissements.....1

I-2-1-1- Les types de glissements.....2

a-Glissements plans.....2

b-Glissements rationnels (circulaire).....3

b-1-glissement rationnels simple3

b-2-glissement rationnels complexes.....4

I-2-1-2-Principales causes de glissement de terrain.....5

a-la nature du terraine constituant le versant.....5

b-les facteurs géométriques.....6

c- les diverses formes d'action de l'eau.....6

d- les conditions hydrauliques.....6

e- facteurs anthropiques.....6

I-2-2- Fluage et solifluxion.....6

a- Fluage.....6

b-solifluxion.....6

I-2-3- Les coulées boueuses.....7

I-2-4-Ecroulements et chutes de pierres.....7

I-3-Reconnaissance et Diagnostique du sol.....9

a- Hydrogéologie.....	9
b-Reconnaissance géotechnique.....	9
b-1-Essais « in situ ».....	9
b-2-Essais en laboratoire.....	13
a-Essais physique.....	13
b-Essais chimiques.....	16
c-Reconnaissance géologique et géomorphologique.....	16
I-4- Conclusion.....	17
Chapitre II : Méthode de calcul.....	18
II-1-Introduction.....	18
II-2-Méthodes de calcul de la stabilité des talus.....	18
II-2-1-calcul du coefficient de sécurité.....	19
II-2-2-Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture.....	19
II-2-3-Méthodes de calcul de la rupture.....	20
II-2-3-1-Méthode des tranches	21
II-2-3-1-1-Méthode de Fellenius (1936).....	22
a-Méthode de BISHOP simplifiée (1954).....	23
b-Méthode de Janbu (1956).....	24
c-Méthode de Morgenstern et Price(19650)	25
II-2-3-2-La méthode d'analyse inverse (retour expérience).....	26
II-3-Conclusion.....	28
Chapitre III: Notion sur le facteur de sécurité et les différentes Méthodes d'analyse de stabilité des pentes.....	29
III-1- Notion sur le coefficient de sécurité.....	29
III-1-2- Recherche du coefficient de sécurité du talus.....	30
III-1-3- Caractéristiques mécaniques à prendre en compte.....	30
III-1-4- Choix du coefficient de sécurité.....	40
III-2- Méthode d'analyse de stabilité - théorie et limitations.....	31

III-2-1- Fondements de l'analyse de la stabilité des pentes.....	31
III-2-1-1- Approche conventionnelle.....	31
III-2-1-2- Le facteur de sécurité.....	32
III-2-1-3 -Méthodes d'équilibre limite - Hypothèses générales.....	33
III-2-1-4 -Hypothèses dans la méthode des tranches.....	33
III-2-1-5 -Limitations des méthodes d'équilibre de limite.....	36
III-2-1-6-Forme de la surface de glissement.....	36
III-2-1-7-Localisation de la surface de glissement critique.....	38
a- Pour les surfaces de glissement circulaire.....	39
b- Les surfaces de glissementde formes généralisent en forme de cales	40
c- Surface de glissements de formes générales.....	41
d- Limites et précautions.....	41
III-2-1-8-Méthodes probabilistes.....	44
III-2-2- Méthode des tranches ordinaires(Fellenius).....	44
III-2-2-1-Hypothèse.....	44
III-2-2-2- Limitation.....	47
III-2-2-3-Recommandations d'utilisation.....	48
III-2-3-La Méthode de Bishop simplifiée.....	48
III-2-3-1 –Hypothèse.....	48
III-2-3-2- Limitation.....	49
III-2-3-3-Recommandations d'utilisation.....	50
III-2-3-4-Les procédures de vérification.....	50
III-2-4-La Méthode d'équilibre des forces, y compris la méthode suédoise modifiée.....	50
III-2-4-1-Hypothèse.....	50
III-2-4-2-Procédures des solutions graphiques.....	53
III-2-4-3-Méthode de résolution.....	56
III-2-4-4-Limitations.....	57

III-2-4-5-Recommandations d'utilisation.....	57
III-2-4-6-Procédures de vérification.....	58
III-2-5-La Méthode de Spencer.....	58
III-2-5-1-Hypothèses.....	59
III-2-5-2 Limitations.....	59
III-2-5-3-Recommandations d'utilisation.....	59
III-2-5-4-Procédures de vérification.....	59
III-2-6-La méthode des coins (cales).....	59
III-2-6-1- Hypothèses.....	59
III-2-6-2-Procédure de la Solution.....	59
III-2-6-3-Limitations.....	60
III-2-6-4-Recommandations d'utilisation.....	60
III-2-6-5-Les procédures de vérification.....	60
III-2-7- La méthode de pente infinie.....	61
III-2-7-1- Hypothèse.....	61
III-2-7-2- Equations de stabilités.....	62
III-2-7-3- Limitations.....	63
III-2-7-4 - Recommandations d'utilisation.....	63
III-2-8- Sélection de la méthode.....	64
III-2-9- L'utilisation de la méthode des éléments finis.....	65
III-2-9-1- Généralités.....	65
III-2-9-2- Utilisation des analyses par éléments finis pour calculer les facteurs de sécurité.....	66
III-2-9-3- Avantages et inconvénients.....	67
Chapitre IV - Méthodes de confortements des glissements de terrain.....	69
IV-1 Introduction	69
IV-2- Terrassement	69
IV-2-1- Remblai de pieds	69
IV-2-2- Allègement en tête	70

IV-2-3- Reprofilage.....	71
IV-2-4- Purge des matériaux remaniés.....	71
IV-2-5- Substitution totale ou partielle.....	71
IV-3- Le drainage.....	72
IV-3-1- Collecte est canalisation des eaux de surface.....	73
IV-3-2-Tranchées drainantes.....	73
IV-3-3-Drains subhorizontaux.....	74
IV-3-4-Masques et éperons drainants.....	75
IV-3-5-Drains verticaux, puits et galeries drainantes.....	76
IV-4-Elément résistant.....	77
IV-4-1-Murs de soutènements	77
IV-4-2-Tirants d’ancrages, clouage, pieux et barrette.....	79
IV-4-3-Renforcement par inclinaisons	80
IV-3-3-1- Clous et micro pieux.....	81
IV-5- Marge de sécurité	82
IV-6-Conclusion.....	85
Chapitre V :Présentation du code de calcul pour les éléments finis (PlaxisV8.2).....	86
V-1-Introduction.....	86
V-2-Options par défaut, Solutions approchées.....	86
V-3-Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS.....	90
V-3-1-Introduction.....	90
V-3-2-Les Comportement élasto-plastique.....	91
V-3-3-Modèle élastique linéaire.....	92
V-3-4-Modèle de Mohr-Coulomb.....	93
a- Module d’Young.....	94
b- Coefficient de Poisson.....	95
c- Angle de frottement.....	95
d- Cohésion.....	95
e- Angle de dilatance.....	95

f- Les contraintes de traction.....	95
g- Les paramètres avancés.....	96
V-4-Les Fonction de calcul de Plaxis.....	96
V-4-1-Incrémentation automatique du pas de chargement Plaxis.....	96
V-4-2-Contrôle de la longueur des arcs.....	96
V-4-3-Construction par étapes.....	96
V-4-4-Consolidation.....	97
V-4-5-Analyse en variables de Lagrange actualisées.....	97
V-4-6-Coefficients de sécurité.....	97
V-5-Conclusion.....	98

I-1-Introduction

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers.

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols.

Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées. Elles se différencient par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité. La présente communication passe en revue les différentes méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation des versants naturels ou artificiels instables actuellement utilisées pour l'élaboration des projets.

I-2-Classification des mouvements de terrain

De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc.

On peut distinguer :

- ✓ Les glissements.
- ✓ Fluage et solifluxion.
- ✓ Les écoulements boueux.
- ✓ Eroulements et chutes de pierres.

I-2-1-Les glissements :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval.

Les différents éléments d'un glissement de terrain sont représentés sur la figure ci-dessous :

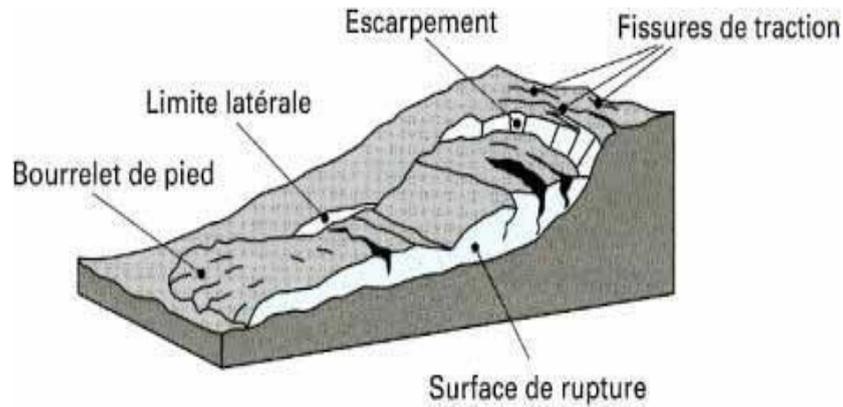


Figure I-1-Principaux éléments de description d'un glissement de terrain

I-2-1-1-Les types de glissements

Un glissement de terrain peut être défini comme étant un mouvement gravitaire d'une masse de sol, suite à une modification de ces conditions aux limites, le long d'un plan de glissement appelé aussi ligne de glissement. La masse de sols en mouvement, dans un glissement de terrain, peut varier de quelques mètres cubes à des centaines, voire à des milliers ou des millions de mètres cube

Selon la géométrie de la surface de glissement on distingue :

a- Glissements plans

Où le mouvement est une translation du massif sur un plan incliné, plus au moins régulier. En général la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau (couche savon). Les joints (couches minces) argileux sont particulièrement favorables aux déclenchements de glissements plans lorsque les terrains qui les surmontent sont perméables.

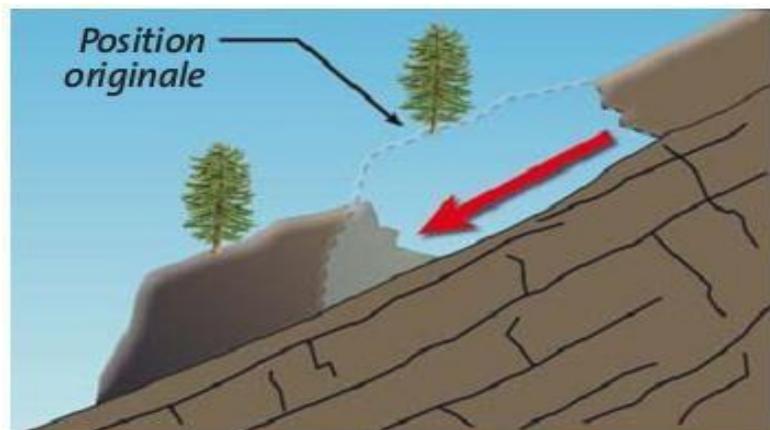


Figure I-2-Glissement plan.

b- Glissements rotationnels(circulaire)

C'est le type souvent rencontré, la surface de rupture à l'allure générale d'une cuillère (forme circulaire plus ou moins nette). En considérant la longueur du glissement L et son épaisseur D . Hutchinson et Skempton (1969) sont parvenus à définir un critère pour différencier les deux types de glissements :

- * Si $D/L < 0,15$ le glissement de translation prédomine.
- * Si $0,15 < D/L < 0,35$ on considère que la rupture a lieu par rotation.

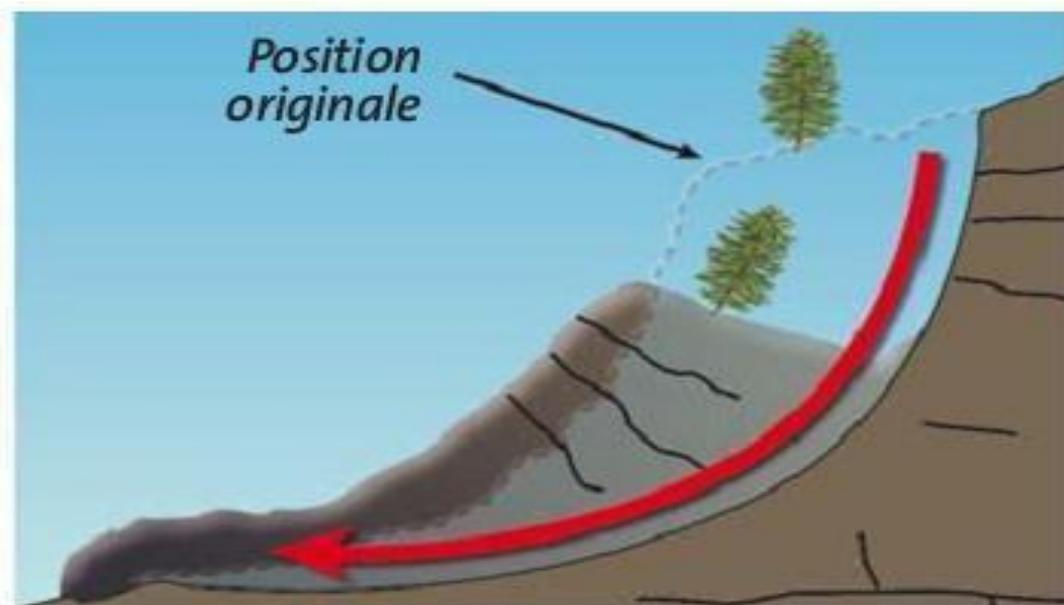


Figure I-3-Glissement rotationnel.

b-1- glissement rotationnels simple

C'est le type de glissement le plus fréquent la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire (figure 4)

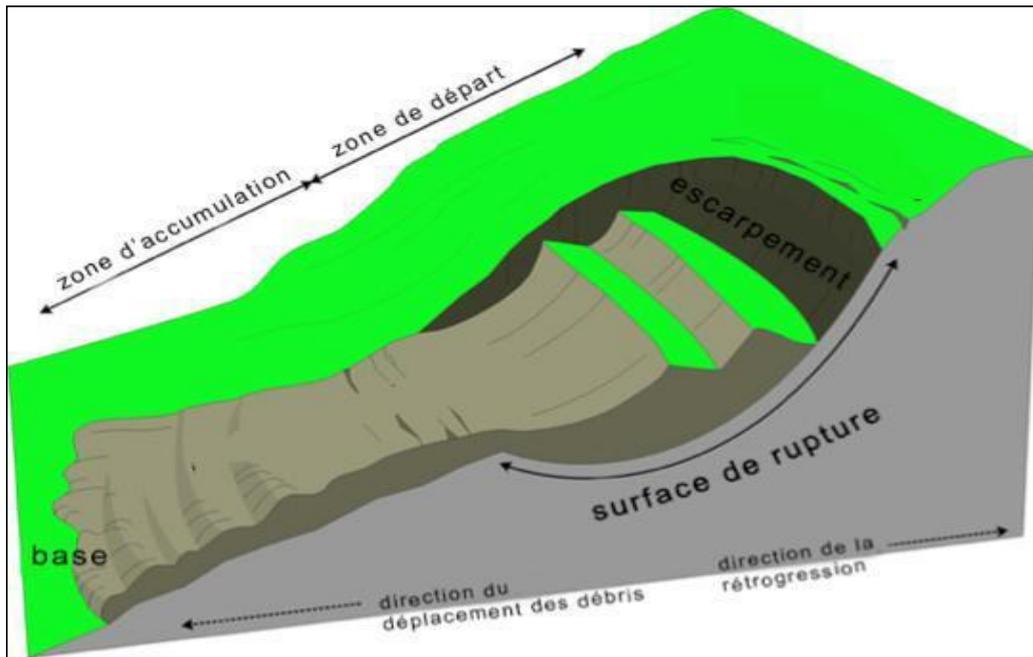


Figure I-4- glissement rotationnel simple.

b-2- Glissements rotationnels complexes (quelconques)

C'est un glissement multiple (emboîté), l'apparition du premier glissement en bas de la pente conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoquer les glissements successifs remontant vers l'amont.

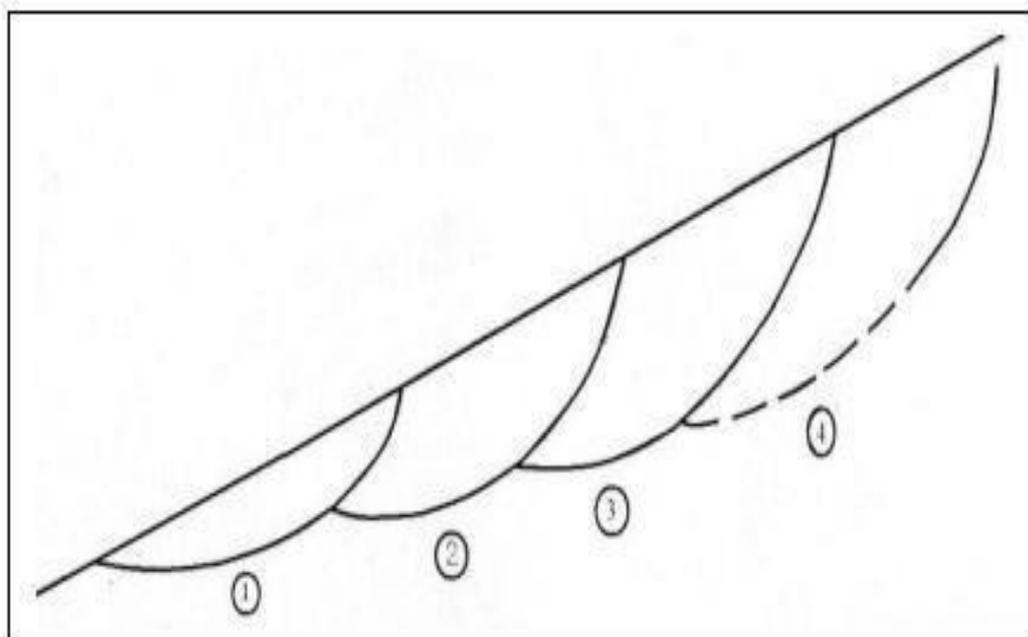


Figure I-5-Glissement rotationnel complexe.

✚ Ce tableau présente les différentes familles de mouvement et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant.

Tableau I-1-les différentes familles de mouvement.

	Terrain	Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchant
Glissement	Sols massifs fractures	très lentes à moyenne	de quelque m ³ à plus de dix million de m ³	eau, terrassements
Fluage	Formations Meubles	très lentes	de quelque m ³ à plus de dix million de m ³	chargement, évolution du matériau
Ecroulement	massifs rocheux	très lente à très rapide	de quelque m ³ à plus de dix mille m ³	eau, gel dégel, séisme
Coulée	sols argileux et limoneux lâches	très rapide	de dix à plusieurs centaines de milliers de m ³	très fortes pluies, rupture de digues

I-2-1-2-Principales causes de glissement de terrain

Un glissement de terrain a rarement une cause unique, c'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenche un glissement.

Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain sont diverses :

a- La nature du terrain constituant le versant

Les terrains vulnérables au glissement : Certains terrains sont prédisposés au glissement. Il s'agit de :

- ✓ Des terrains à granulométries fines (silts, limons)
- ✓ Des argiles, surtout celles constituées de montmorillonite.

Ces matériaux peuvent se présenter comme des couvertures meubles plaquées

sur un substratum, ou ils peuvent être disposés entre deux couches compactes.

b- Les facteurs géométriques

Ces facteurs, soit ils augmentent ou ils diminuent le risque de glissement,

Parmi ces facteurs :

- ✓ La pente.
- ✓ L'inclinaison et dénivèlements.

c- Les diverses formes d'action de l'eau

- la pression interstitielle ; avec l'augmentation de la pression interstitielle on aura une réduction de la contrainte de cisaillement donc rupture du terrain.
- la pression de courant.

d- Les conditions hydrauliques

- propriétés hydraulique du sol.
- niveau de la nappe phréatique.

e- Facteurs anthropiques

- Déblai sur pente.
- Constructions sur pente.
- Modification de l'utilisation des sols : déforestation, remembrement...etc.

I-2-2- Fluage et solifluxion :

a- Fluage:

C'est un phénomène qui correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique, donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture, et les déplacements dans le massif en mouvement sont continus, mais les vitesses sont faibles.

b- Solifluxion:

Il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumiques du sol au cours des

Saisons (gel et dégel), c'est un cas particulier de fluage.

I-2-3- Les coulées boueuses :

Appelées aussi "glissement de terrains liquides". Elles se produisent souvent à cause de la déforestation, ce type de mouvement concerne des matériaux meubles généralement saturés, il diffère du précédent par la nature des matériaux qu'il affecte. On peut définir le mouvement d'une coulée comme étant analogue à celui d'un fluide visqueux.

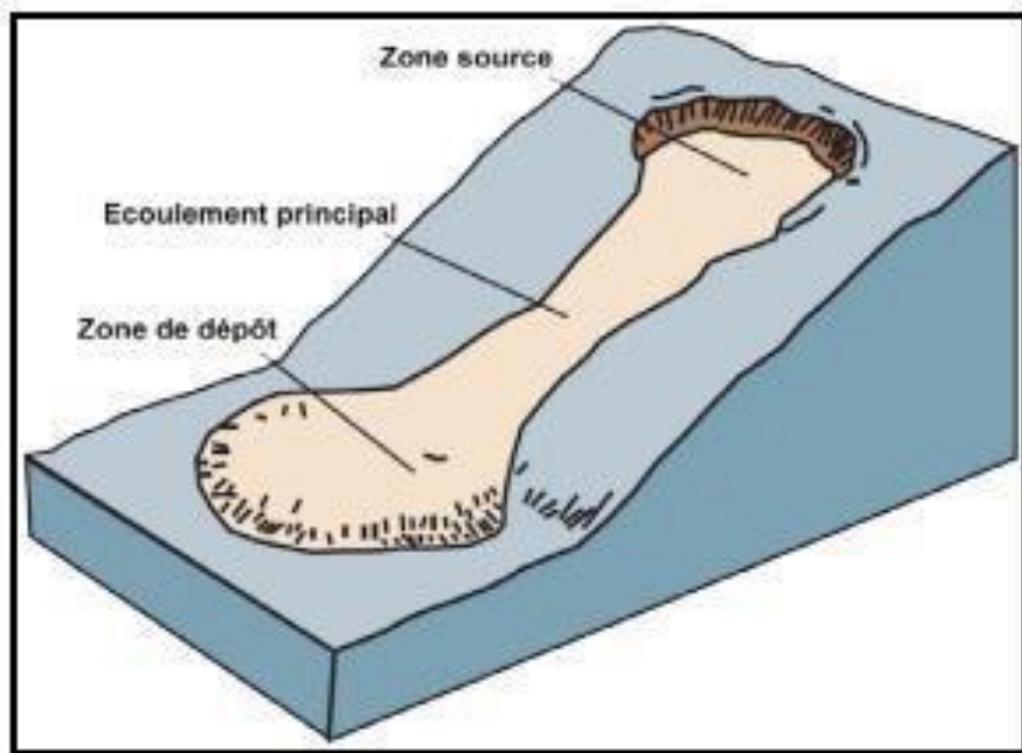


Figure I-6-coulée boueuse (SOURCE USGS).

I-2-4- Ecoulements et chutes de pierres

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. L'écroulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise vertical pour venir former au pied du versant des nappes de matériaux grossiers, nappes pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres. Cela dû à l'existence d'une surface de faiblesse dans les roches.

C'est le réseau de discontinuités qui régit le comportement de ces massifs rocheux. Les causes déclenchant l'écroulement sont les phénomènes climatiques (pluie, fonte de neige, gel- dégel) et les séismes.

On a des vitesses très variables dans le temps avec une accélération, qui peut être Brutale, avant l'effondrement, ce qui fait tout l'intérêt d'une surveillance continue. Les volumes des écroulements vont du bloc à plusieurs millions mètre cubes.



Figure I-7-Ecroulement d'Aokas (2015).

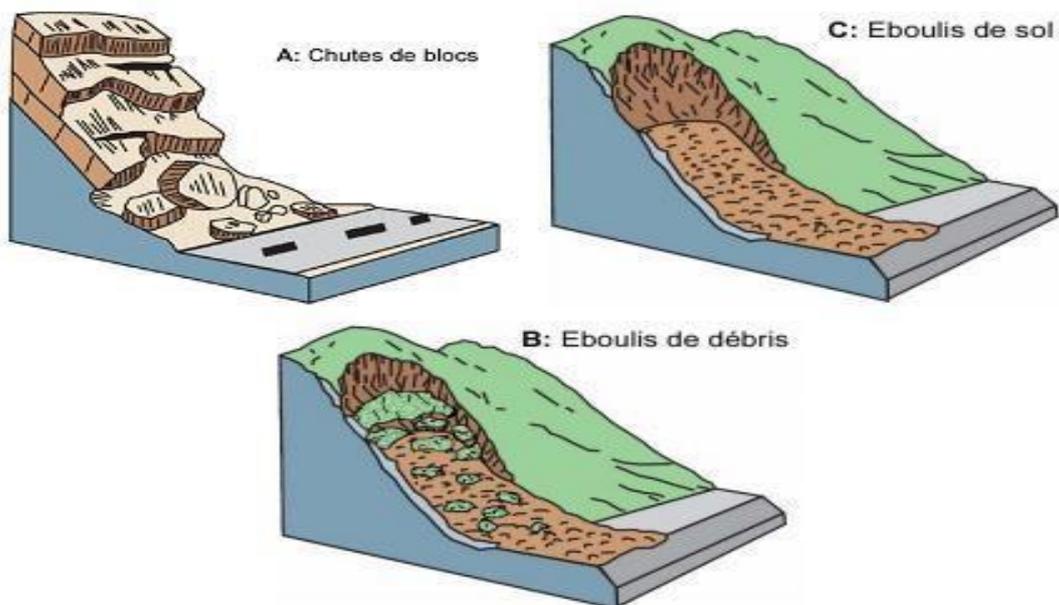


Figure I-8-écroulement et chutes de blocs (SOURCE USGS).

I-3- Reconnaissance et Diagnostique du sol

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyse de la stabilité il nous semble judicieux d'indiquer les divers moyens d'investigations. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte.

a- Hydrogéologie

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de versants (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...).

Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.

b- Reconnaissance géotechnique

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. On distingue :

b-1- Essais "in situ"

Le but de ces essais est de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et aussi de compléter les essais sur échantillons en laboratoire. Souvent utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très cohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées. On distingue:

✚ Les sondages carottés

Ils permettent de :

- Définir les coupes et profils détaillés des formations lithologiques en places.
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leur pendage.
- De définir les limites probables de la masse en mouvement et par conséquent la

position de la ligne de rupture (ligne de glissement).

- De mesurer les caractéristiques géotechniques des formations géologiques en place à partir de carottes paraffinées prélevées et essai de laboratoire.
- De mettre en place des tubes piézométriques qui permettent de mesurer le niveau des aquifères et leurs fluctuations sur une certaine période.
- De mettre en place des sondes inclinométriques qui permettent de préciser le ou les niveaux de glissement ainsi que de mesurer leur évolution sur une certaine période.

L'implantation de ces sondages doit tenir compte des possibilités d'accès au site du matériel de forage dans la zone en glissement. Ils doivent être implantés de façon régulière, si possible dans deux sens, afin de permettre l'établissement de profils géotechniques (quelques-uns doivent être placés le plus près des escarpements ou fissures). Leur profondeur doit être choisie de façon à permettre de recouper la surface de rupture, d'atteindre et de pénétrer dans le substratum (couche stable). La surface de glissement n'étant, souvent, pas connue au départ, on doit s'appuyer sur les observations de surface détaillées, pour déterminer la profondeur des sondages.

Les essais pénétrométriques

A partir des essais pénétrométriques couplés aux sondages carottés, nous pouvons parfois faire des extrapolations à d'autres essais pénétrométriques moins coûteux et en déduire des informations relativement précises. En effet à partir des pénétrogrammes et profils pénétrométrique, il est possible d'obtenir des informations sur les caractéristiques mécaniques des formations géologiques en place et d'en déduire les lignes probables de rupture. Nous distinguons deux types d'essai pénétrométriques :

- **Les essais au pénétromètre statique**

Il permet d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde) des tiges munies d'une pointe à leur extrémité. Il est conçu pour mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts sous la pointe.

Pour prévenir tout risque de tassement différentiel, le pénétromètre statique est utilisé pour le contrôle du compactage de couches de remblais.

- **Les essais au pénétromètre dynamiques**

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Une pointe métallique perdue (qui n'est pas récupérable à la fin de l'essai) portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante.

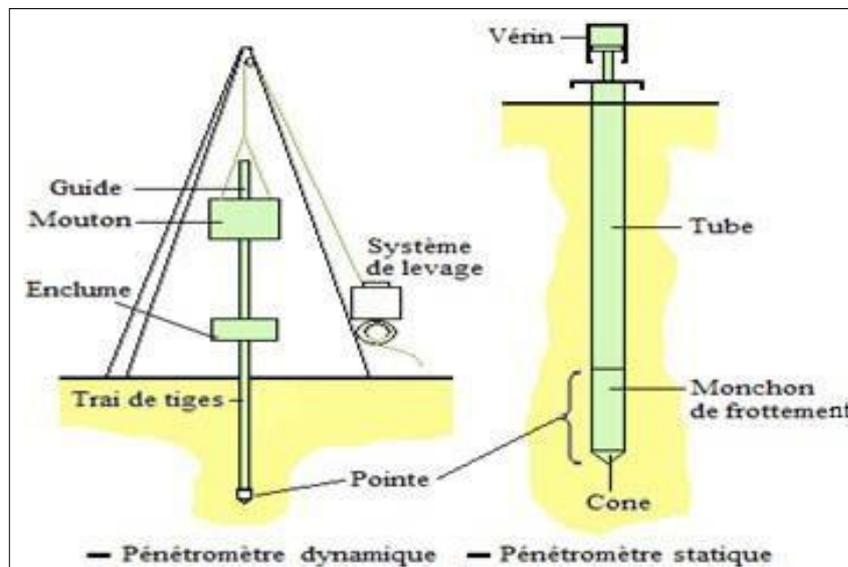


Figure I-9-Pénétromètre dynamique et statique.

- **Les essais inclinométriques**

L'emploi des inclinomètres reste la méthode la plus sûre pour déceler les surfaces de glissement.

- **Principe**

Un tube déformable est placé dans un forage de faible diamètre et une sonde de mesure est descendue à l'intérieur. Celle-ci fournit, à toute profondeur, l'inclinaison du tubage sur la verticale, et les mesures espacées dans le temps permettent de repérer le ou les surfaces de glissement.

L'inclinomètre est un appareil très sensible (déformation horizontale de 0.1mm/m) son principal inconvénient est qu'il ne peut servir dès que la sonde ne passe plus à cause de la déformation du tubage.

- **Précautions**

A la mise en place les tubes doivent être scellés à la paroi du forage et leur pied doit en principe être scellé dans le substratum stable ; les têtes doivent faire l'objet de levés géométriques périodiques très précis.

L'efficacité d'un tube sera accrue si l'on adopte les deux principes suivants :

- Suivi topographique de la tête du tube dans le temps.
- Mise en place à côté du tube et solidaire de ses déformations, d'un témoin aisément (Relevable) de type niveau à bulle par exemple ; La mesure des déformations d'un Inclinomètre est en effet longue et délicate. Elle ne doit être faite que lorsqu'il y a effectivement mouvement ce qui n'est pas toujours visible sans témoin.

Il existe enfin un système plus rustique, consistant à descendre dans un tube PVC lisse des calibres de différentes longueurs et à noter à quelle profondeur ils bloquent. Ce système permet de détecter une seule surface de glissement. Pour les dimensions des calibres il faut respecter la relation suivante:

$$\frac{D-d}{L} \approx 0.010 \text{ à } 0.1$$

D : diamètre du tube en PVC.

d : diamètre du calibre (de forme cylindrique). L : longueur du calibre.

Le blocage du calibre a lieu pour des déplacements de 5 à 10 cm.

L'essai pressiométrique

Cet appareil est constitué essentiellement d'une sonde cylindrique dilatable radialement, reliée à un système extérieur de gonflage et dotée de capteurs pour la mesure des variations du volume et de la pression appliquée et d'un système d'acquisition de mesures.

L'essai consiste à mettre sous pression la sonde pressiométrique, à la profondeur désirée, par injection d'un fluide et à mesurer les variations du volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression qui lui est appliquée. Cet essai présente l'avantage de donner directement une évaluation, sans recourir à des corrélations empiriques, des propriétés mécaniques de rupture mais aussi de la

déformation des sols fins (modules de cisaillement et pression limite, etc.)

b-2- Essais en laboratoire

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ils se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondage. Il faut avoir des échantillons représentatifs pour que l'essai donne des résultats fiables et précis.

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs sont soumis à des essais physico-mécaniques et des analyses chimiques sommaires à savoir :

a) -Essais physiques

+Teneur en eau naturelle

Elle définit le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_d de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C .

+Analyse granulométrique

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à $80\mu\text{m}$.
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à $80\mu\text{m}$.



Figure I-10-photo des tamis.

✚ Les limites d'Atterberg

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.



Figure I-11-appareil de limite atterberg.

✚ Les essais de cisaillement

Plusieurs d'appareils sont habituellement utilisés pour les essais de cisaillement. Par exemple il y'a des appareils de cisaillement in situ (scissomètre, pénétromètre) qui permettent de déterminer la résistance de cisaillement in situ. Mais deux appareils en laboratoire ont été spécialement mis au point tant pour les recherches que pour les essais courants, l'appareil à cisaillement rectiligne ou **boîte de Casagrande** et l'appareil à compression triaxiale ou **triaxial**.



Figure I-12-appareil d'essai cisaillement

+EssaiOedométrique

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme dutemps).



Figure I-13-appareil d'essai Oedométrique

a) -Essaischimiques

Détermination des caractéristiques chimiques d'un sol

:

+Détection de la teneur en carbonate decalcium

La méthode de détermination du pourcentage de carbonate de calcium contenu dans un échantillon de sol, consiste à provoquer sa réaction avec de l'acide chlorhydrique. On mesure le dégagement de gaz carbonique.

+Détection dessulfates

Leur but est de fournir une définition géotechnique rapide d'un terrain donné. Elles ne permettent toutefois pas de connaître les caractéristiques mécaniques du sol considéré et ne donnent donc qu'une idée de son comportementmécanique.

+Teneur en matièresorganiques

La teneur en matières organiques MO est exprimée en pourcentage de masse de

matériau organique rapportée à la masse sèche de l'échantillon. L'oxydation au bicarbonate de potassium et surtout la perte au feu sont les méthodes les plus employées.

b) -Reconnaissance géologique et géomorphologique

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la Structure géologique du site.

Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable ; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs (mouvements de la pente, fissures dans les constructions rigides, zones humides, etc.

On utilise l'intuition et l'expérience du géologue qui fait lui-même le tri des informations. Le géologue fait des hypothèses de travail à partir desquelles on élabore le programme de reconnaissance pour confirmer ou infirmer.

I-4-Conclusion

L'étude des mouvements de terrain est particulièrement complexe et représente depuis des siècles le sujet de recherche de beaucoup de laboratoires et universités. Tout au long de ce travail nous nous sommes attelés à regrouper presque toutes les théories développées qui traitent le phénomène de glissement de terrain et tout ce qui en découle dans un cadre prédéfini. Dans la première étape, on a donné la problématique du glissement de terrain et dans la deuxième étape on a identifié et différencié tous les types de glissement, avec un recensement de plusieurs types de soutènement et de confortement possibles en fonction des contraintes des sites étudiés et de la faisabilité des travaux de confortement.

II-1-Introduction

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

On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus :

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

II-2-Méthodes de calcul de la stabilité des talus

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (**Figure II-1**).

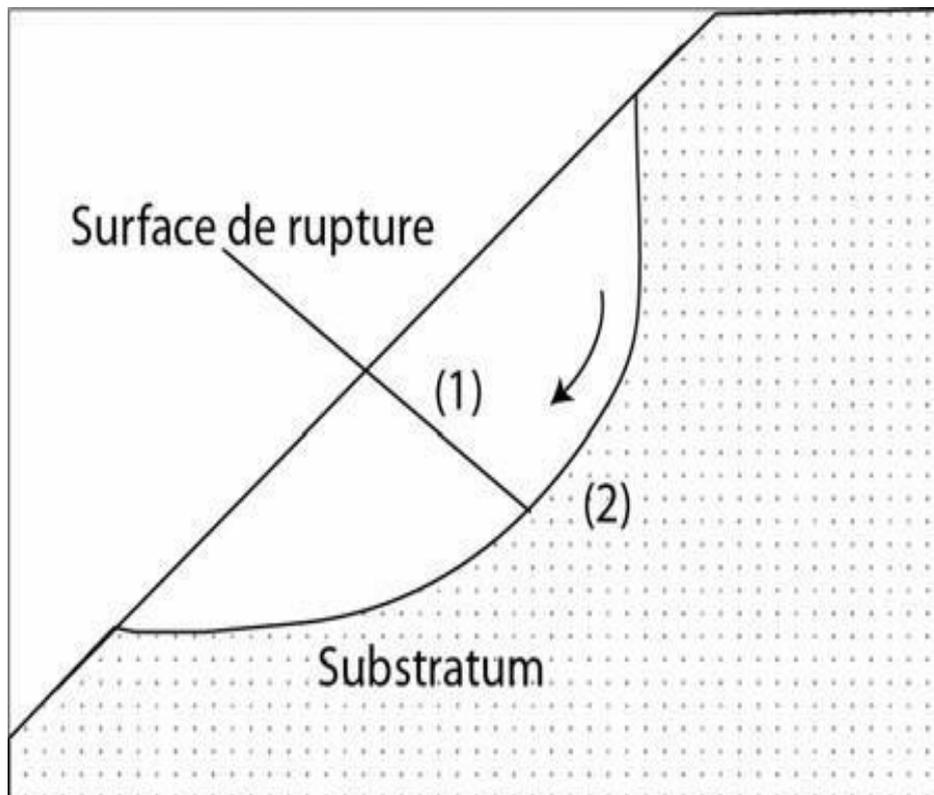


Figure II-1-Surface de rupture.

II-2-1-calcul du coefficient desécurité

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

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

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

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

Tableau II-2-Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité.

$F_s < 1$	talus instable.
$1 < F_s < 1.5$	glissement possible.
$F_s > 1.5$	généralement stable.

II-2-2-Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture

Les méthodes les plus couramment utilisées pour évaluer l'état de stabilité d'une pente sont dites des méthodes de calcul à la rupture dites « par tranche ».

Elles consistent à considérer les forces qui tendent à retenir un certain

volume de roches délimité par les faces libres du talus et une surface de rupture potentiels, et les forces qui tendent à la mettre en mouvement.

Les calculs sont réalisés pour un grand nombre de surfaces de glissement éventuelles afin de rechercher le coefficient de sécurité minimal correspondant à la surface de glissement la plus critique.

Remarque

Une valeur du coefficient de sécurité comprise entre 1,1 et 1,3 est généralement considérée comme critère admissible pour que la stabilité vis-à-vis de glissements en grande masse soit assurée dans la mesure où le contrôle du comportement mécanique et hydraulique du massif rocheux est réalisé. « F_s » comprise entre 1,1 et 1,3 est faible comparé aux valeurs adoptées pour les talus routiers ou les barrages, ceci pour des raisons économiques évidentes.

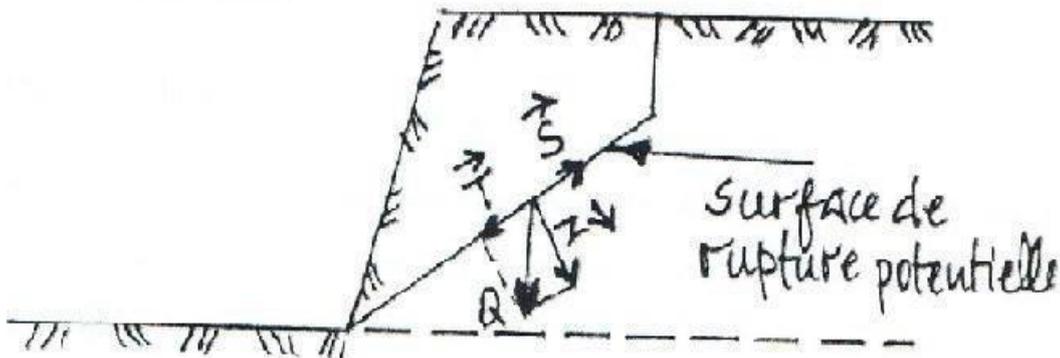


Figure II-2-Surface de rupture potentielle.

II-2-3-Méthodes de calcul de la rupture

L'analyse de la stabilité des ouvrages en terre se fait traditionnellement au moyen des méthodes de calcul à la rupture qui donnent par coefficient de sécurité (F_s) Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite;
- Méthode géométrique (ou stéréographique);
- Les méthodes des éléments finis;
- Les méthodes des abaques.

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire en décomposant le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses

simplificatrices. C'est la « **Méthode des tranches** ».

II-2-1-1-Méthode destranches

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

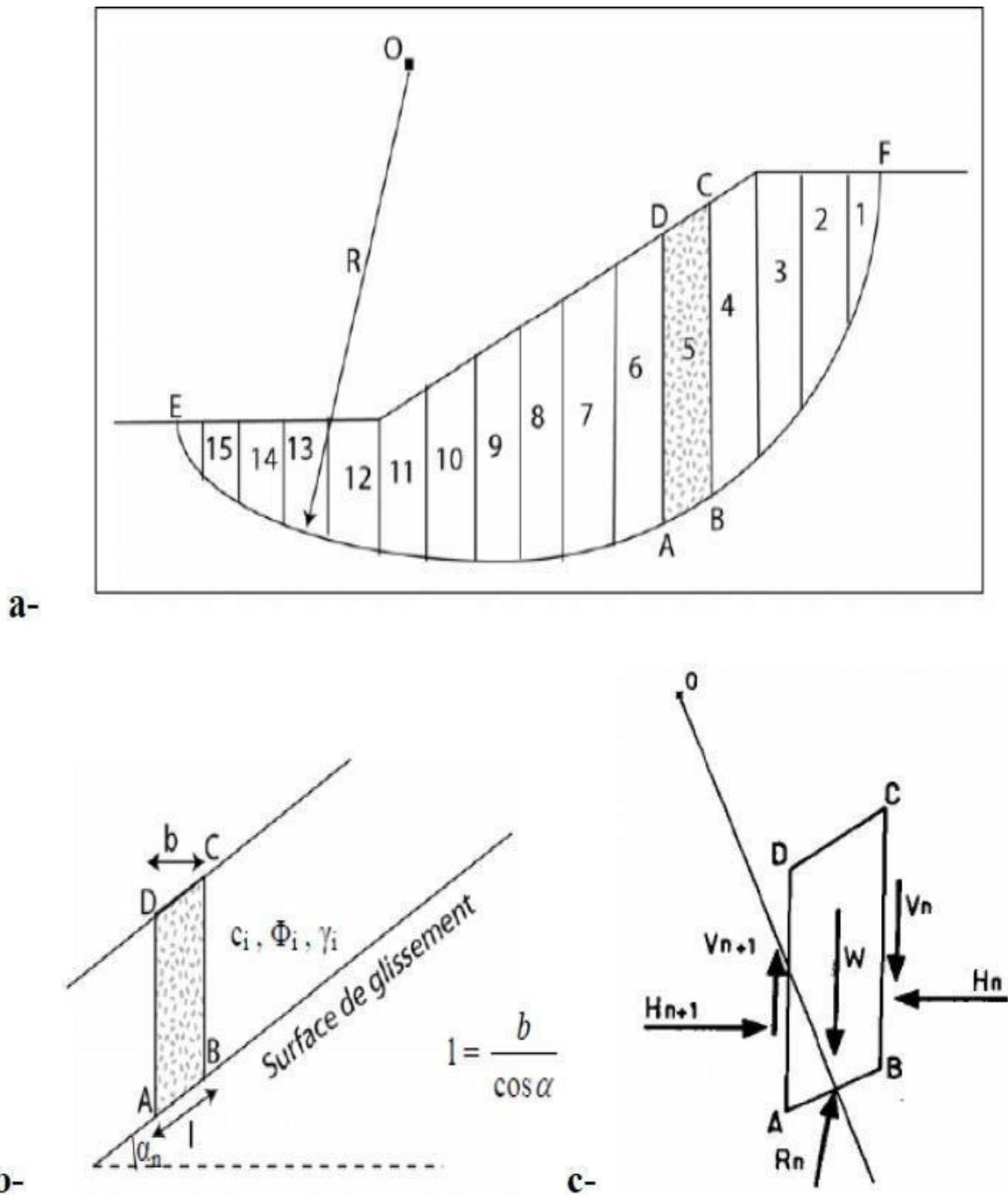


Figure II-3-Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.
II-2-3-1-1-Méthode de Fellenius(1936)

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire;
- On néglige totalement les efforts inter-tranches ;
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W. Par rapport au centre O, on peut

Définir :

- Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement ;
- Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R . (figure I.19).

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = c_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_n \quad (01)$$

Par ailleurs : $N_n = W_n \cos \alpha_n \quad (02)$

Donc : $R_n = c_n \cdot AB + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_n \quad (03)$

D'autre part : $AB = l_n / \cos \alpha_n \quad (04)$

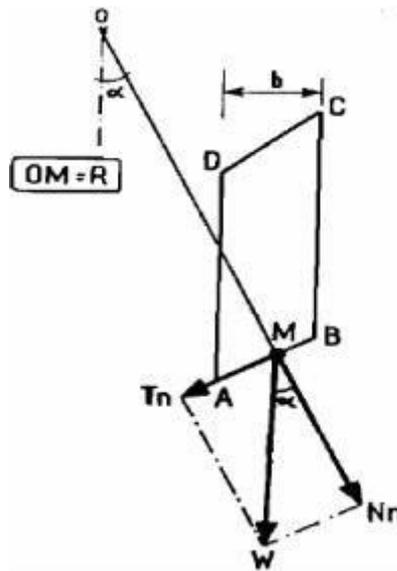


Figure II-4-Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de

Fellenius. La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\Sigma R m_i^* (c_i / \cos \alpha_n + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i) \quad (05)$$

Où : m = nombre total de tranches.

C_i, ϕ_i = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Le moment moteur est dû à T et

égal à $T_n \cdot R_n$. Par ailleurs : $T_n =$

$W_n \sin \alpha_n$ (06)

En remplaçant (05) et (06) dans la formule de F_s , on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m \left(c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Ou :

- ❖ b , la largeur de la tranche.
- ❖ α , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la tranche avec la verticale.
- ❖ la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W .

Cette méthode montre qu'il s'agit d'une méthode directe de calcul de F en vérifiant seulement l'équilibre des moments par rapport à un centre O du cercle de glissement.

a-Méthode de BISHOP simplifiée(1954).

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire;
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls

($V_n - V_{n+1} = 0$) Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante:

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i b_n + W_n \operatorname{tg} \phi_i)}{m \alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Ou :

- $m_\alpha = \cos \alpha_n [1 + \operatorname{tg} \alpha_n \operatorname{tg} \phi_i / F_s]$.

Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_s le coefficient de sécurité

obtenu par la méthode de Fellenius. C'est donc une méthode indirecte (ou itérative) et elle vérifie uniquement l'équilibre des moments, tout comme la méthode de Fellenius (ne vérifie pas l'équilibre des forces).

b-Méthode de Janbu(1956)

La méthode généralisée de JANBU (JANBU 1973) considère les deux forces inter- tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces inter- tranches. Par conséquent, le coefficient de

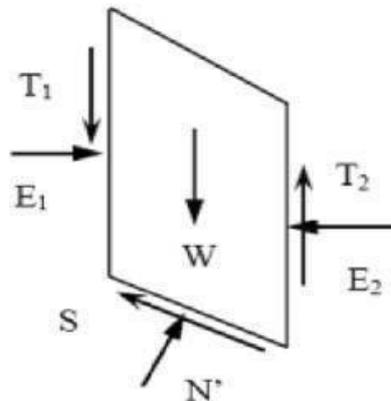


Figure II-5-Les forces appliquées pour la méthode de Janbu.

sécurité devient une fonction complexe:

$$F_{So} = \frac{\sum_{n=1}^m (b_n t g \varphi_i (C_i + (\frac{W_n}{b_n} - U))) / n \alpha}{\sum_{n=1}^m W_n t g \alpha_n}$$

avec

$$N \alpha = \cos^2 \left(1 + t g \alpha_n \frac{t g \varphi_i}{F_{s0}} \right)$$

$\frac{W_n}{b_n}$: est la contrainte verticale totale

❖ b_n : est la largeur de la tranche n;

- ❖ α_n : l'inclinaison de la surface de glissement au milieu de la tranche n;
- ❖ U: pression de l'eau interstitielle.

On peut remarquer que la méthode de Janbu, satisfait l'équilibre des forces et considère les forces normales inter-tranche E.C'est une méthode indirecte (itérative, puisque F_{s0} est des deux côtés de l'équation).Elle est utilisée généralement pour une surface de cisaillement composée (surface de glissement générale ; **(figureII.20a)**).

Janbu a introduit un facteur de correction (F_0), dans le coefficient de sécurité original, pour pallier aux effets des forces de cisaillement inter-tranche. Avec cette modification, la méthode de Janbu donne des valeurs du coefficient de sécurité F_s plus importants, comme :

$$F_s = f_0 F_{s0}$$

Le facteur de correction dépend du rapport entre profondeur et longueur de la surface de rupture (d/L) (figure II.6). Le coefficient de sécurité, avec ce facteur de correction, peut augmenter de 5 à 12%, donnant une marge inférieure dans le cas du frottement seul.

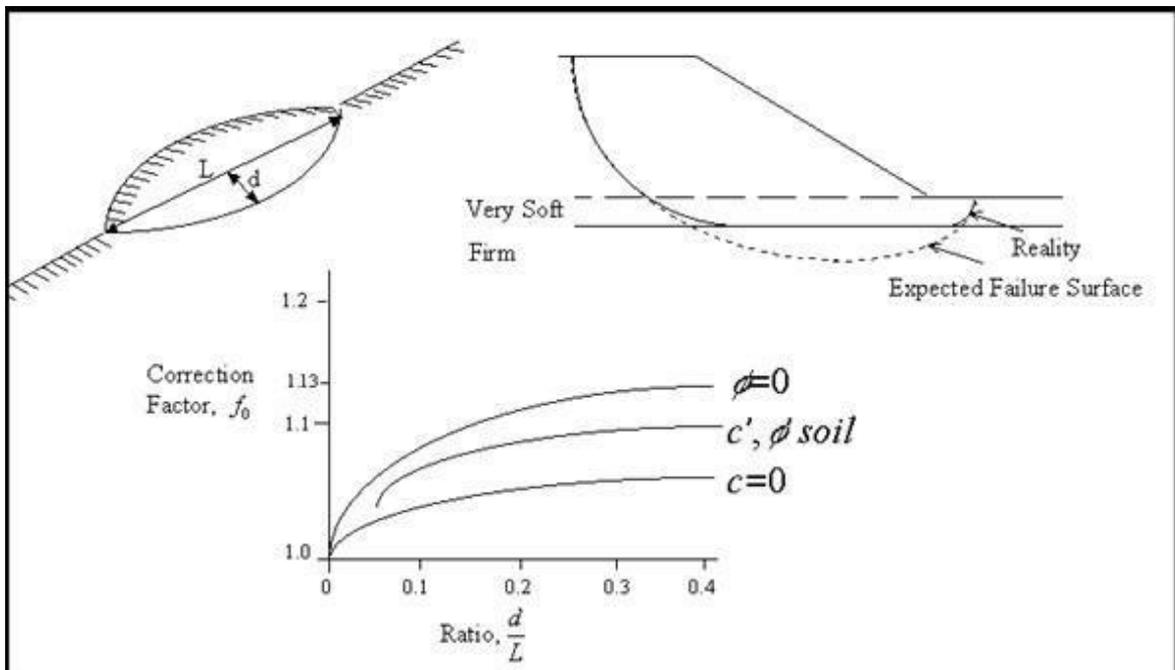


Figure II-6-Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur.

c- Méthode de Morgenstern et Price(1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des

efforts inter- tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches:

$$\tan\theta_i = X/E = \lambda \cdot f(x'_i)$$

Où :

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

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

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

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

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

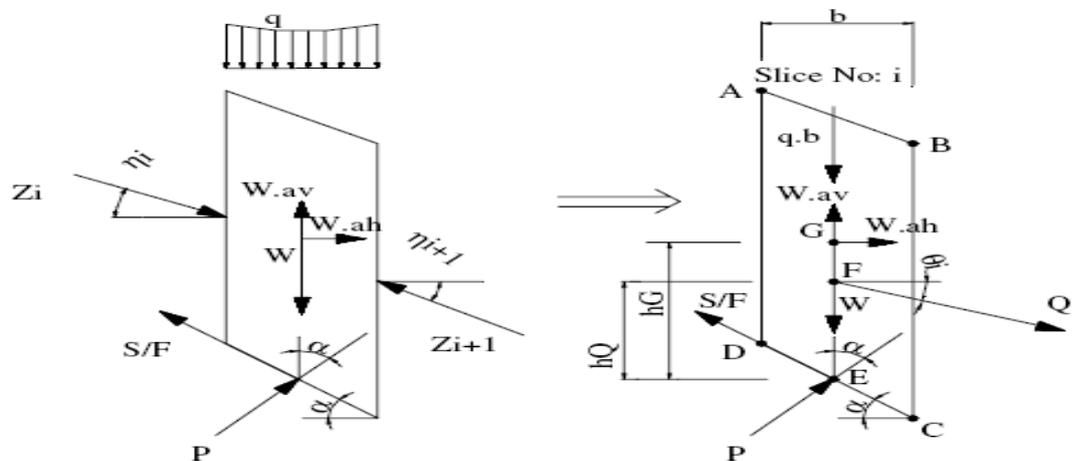


Figure II-7- Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price.

II-2-3-2-La méthode d'analyse inverse (retour expérience)

Parker et Sant amarina ont introduit la notion d'analyse inverse pour la géophysique et le génie civil. Ils décrivent deux types d'approches pour résoudre les problèmes inverses

- ❖ L'approche d'analyse inverse par méthode analytique inverse,

schématisée la figure II-8- (a);

- ❖ L'approche d'analyse inverse par méthode numérique directe, Schématisée la figure II-8 - (b).

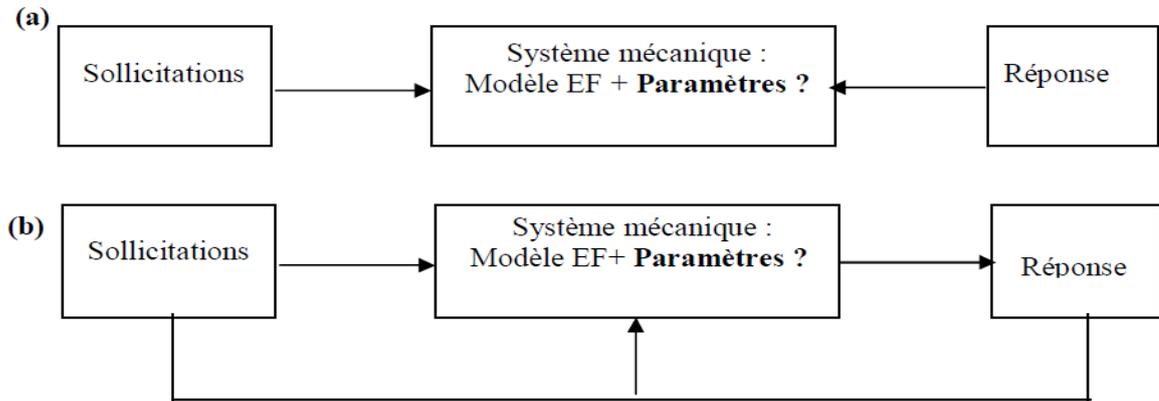


Figure II-8-Schéma du principe d'une analyse inverse par méthode analytique inverse (a)

Et par méthode numérique directe (b).

Classiquement, un problème est dit bien posé si les sollicitations, les conditions aux limites et les paramètres du sol sont connus. Si le système est stable, alors la réponse du modèle est unique. La résolution du problème inverse peut alors se faire analytiquement figure II-8- (a).

L'inversion analytique du problème est une méthode utilisable en géotechnique. Les systèmes géo mécaniques et les modèles associés sont complexes et fortement non linéaires. Les équations de comportement sont irréversibles. Tout ceci rend la solution du problème inverse non unique, voire inexistante, lorsque l'on cherche une solution exacte.

De plus les paramètres que l'on doit introduire dans les calculs géotechniques, sont souvent mal connus. A cela s'ajoutent les incertitudes sur les sollicitations et les conditions aux limites ainsi que l'erreur qui peuvent introduire les hypothèses et les approximations du modèle mécanique utilisé, donc trouver une solution analytique devient difficile. La solution est sensible aux données et aux erreurs sur ces données. Maier et Gioda montrent qu'une résolution par minimisation directe entre des mesures in situ et des quantités

numériques correspondantes est préférable puisqu'elle évite l'inversion des équations d'analyse des contraintes.

II-3-Conclusion :

La stabilisation d'un glissement de terrain est une opération complexe et délicate, et pour cela, il existe plusieurs méthodes précieuses qui ont été proposées par différents auteurs pour le calcul de la stabilité et du coefficient de sécurité d'un glissement, et qui restent encore des approches.

III-1- Notion sur le coefficient de sécurité

Dans les paragraphes précédents nous avons introduit le terme de coefficient de sécurité. Ce coefficient est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$1 - F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement disponible}}{\text{résistance au cisaillement mobilisée}} \quad (\text{définition de bishop}) \dots\dots\dots (e1)$$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

$$2 - F = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}} \dots\dots\dots (e2)$$

Cette définition suppose la surface testée est plane.

$$3 - F = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment moteur}} \quad (\text{définition de Frohlich}) \dots\dots\dots (e3)$$

Cette définition suppose la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en « D »).

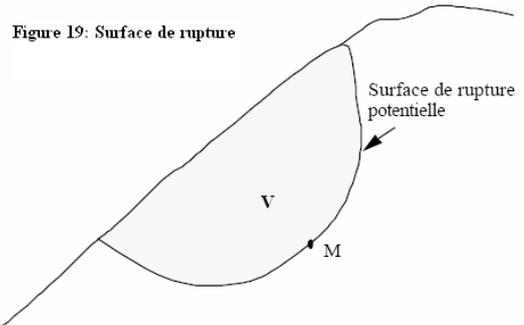
$$4 - F = \frac{H_c}{H} = \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur réelle}} \dots\dots\dots (e4)$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture (F=1).

La définition 1 est couramment employée.

Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui appliqué mobilisé les fractions $\tan \phi/F$ et C/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu.

Cette définition permet d'obtenir un coefficient



de sécurité pour l'ensemble de la surface.

Figure III-1-Surface de rupture

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive».

III-1-2 -Recherche du coefficient de sécurité du talus

Nous allons d'écrit dans les paragraphes qui suit les méthodes de calcul du coefficient de sécurité d'une surface. Il est nécessaire de rechercher la surface présentant le plus faible coefficient de sécurité. Si on suppose que cette surface est circulaire, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux nœuds d'une grille rectangulaire défini à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles. Il existe de nombreux logiciels (géoslope par exemple) permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre le plus défavorable. Certains auteurs sont basées sur une extension des méthodes de tranches 3D (le volume est alors découpé en colonnes et plus en tranches). Les coefficients de sécurité tridimensionnels sont supérieurs aux coefficients de sécurité bidimensionnels.

III-1-3-Caractéristiques mécaniques à prendre en compte

La rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux ou après un certain temps. Les études de stabilité doivent donc être effectuées, pour les sols fins, à court et à long terme. A court terme le calcul s'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai UU. A long terme le calcul s'effectuera en contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai CD ou éventuellement CU (caractéristiques c' et ϕ').

Le rôle de l'eau est donc essentiellement dans la stabilité (ou l'instabilité des talus)...

Pour un calcul a priori les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques maximales (au pic). Pour un glissement qui s'est déjà produit et que l'on cherche à conforter les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques résiduelles.

III-1-4 -Choix du coefficient de sécurité

L'utilisation d'un coefficient de sécurité permet de tenir « raisonnablement » éloigné de la rupture. Le coefficient de sécurité joue donc deux rôles :

- Etre dans un état éloigné de la rupture : coefficient de sécurité est un coefficient d'assurance ;
- "encaisser" les différentes causes d'imprécision et d'erreur du calcul : incertitude sur la valeur réelle des propriété mécaniques (c et ϕ), de u , de γ , imprécision du calcul pour lequel il a été nécessaire d'introduire des hypothèses simplificatrices,

différence entre le problème modélisé et la réalisation pratique. Le coefficient de sécurité est donc aussi coefficient d'ignorance.

La valeur de F adaptée est par conséquent fonction des situations (assurance et ignorance plus ou moins importantes). Pour des ouvrages de Génie Civil la valeur utilisée est rarement inférieure à « 1,5 », elle peut être de 2 voire 2,5 (grands risques). Pour certains sites particuliers (carrières, mines à ciel ouvert, talus en cours de construction), coefficient de sécurité peut être réduit à 1,2 ou 1,3. Dans ce cas la surveillance et l'auscultation des terrains sont généralement renforcées.

III-2-Méthode d'analyse de stabilité - théorie et limitations

III-2-1-Fondements de l'analyse de la stabilité des pentes

III-2-1-1-Approche conventionnelle.

Les analyses de stabilité conventionnelles de pente étudient l'équilibre d'une masse du sol lié au-dessous par une surface potentielle assumée à glisser et en haut par la surface de la pente. Des forces et des moments tendant à causer l'instabilité de la masse sont comparés à ceux qui tendent à résister à l'instabilité. La plupart des procédures supposent (des 2-D) conditions bidimensionnelles de contrainte en coupe et plate pour l'analyse. Des prétentions successives sont faites concernant la surface potentielle de glissade jusqu'à ce que la surface la plus critique (le plus bas facteur de la sûreté) soit trouvée. **La Figure III-2** montre une masse de glissement potentiel défini par une surface de glissement candidat.

Si la résistance au cisaillement du sol le long de la surface de glissement est supérieure à celui nécessaire pour fournir l'équilibre, la masse est stable.

Si la résistance au cisaillement est insuffisante, la masse est instable.

La stabilité ou l'instabilité de la masse dépend de son poids, les forces externes qui agissent sur elle (notamment les suppléments ou les accélérations dues à des charges dynamiques), les forces de cisaillement et des pressions interstitielles le long de la surface de glissement, et la force de toute armature interne possibilité de croisement surfaces de glissement.

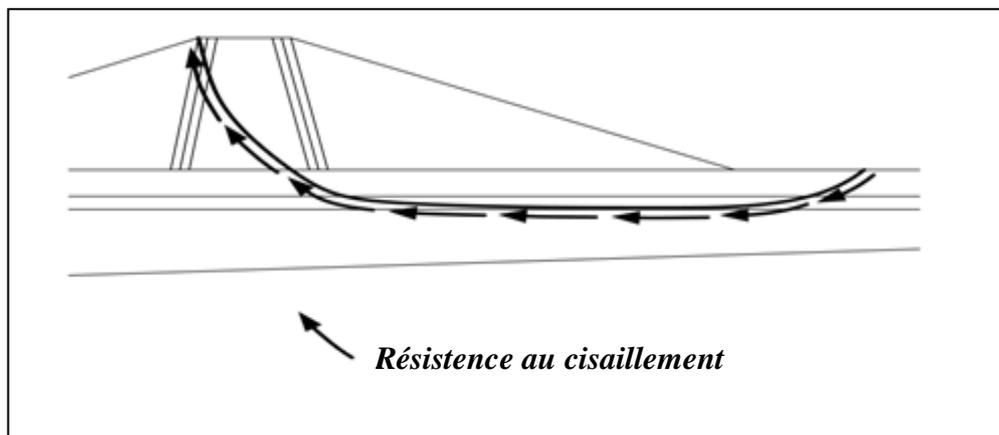


Figure III-2- La pente et surface d'un glissement potentiel

III-2-1-2-Le facteur de sécurité

Procédures d'analyse classiques caractériser la stabilité d'une pente en calculant un facteur de sécurité. Le coefficient de sécurité est défini par rapport à la résistance au cisaillement du sol comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible (τ_{\max}) à la résistance au cisaillement nécessaire pour l'équilibre (τ)

Si la résistance au cisaillement est définie en termes de contraintes effectives, le coefficient de sécurité est exprimé comme suit:

$$F = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \varphi'}{\tau} \dots\dots\dots (e5)$$

Avec

c' et φ' - la cohésion et l'angle de frottement selon le critère de Mohr-Coulomb, respectivement exprimé en termes de contraintes effectives.

σ - contrainte normal totale sur le plan de la rupture.

u - pression interstitielle

$(\sigma - u)$ - est la contrainte effective normale sur le plan de rupture

Si l'enveloppe de rupture est courbe, le facteur de sécurité peut être exprimé comme suit:

$$F = \frac{\tau_{\max}(\sigma')}{\tau} \dots\dots\dots (e6)$$

D'où $\tau_{\max}(\sigma')$ représente la résistance au cisaillement déterminé à partir de l'enveloppe de rupture de contrainte effective notamment pour la contrainte effective normale, σ' .

L'équation (e5) peut encore être utilisée avec une enveloppe de rupture courbée en laissant c' et φ' représentent l'intersection et la pente d'une enveloppe équivalente Mohr-Coulomb linéaire qui est tangente à la courbe enveloppe de rupture à la valeur appropriée de la contrainte normale σ' .

Pour l'ensemble des contraintes, le coefficient de sécurité est exprimé en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement en termes de contraintes totales

$$F = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{\tau} \dots\dots\dots (e7)$$

où c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement de Mohr-Coulomb, respectivement, exprimé en termes de contraintes totales. L'enveloppe de la courbe de rupture est traitée pour l'ensemble des contraintes dans une grande partie de la même manière qu'ils sont traités pour les contraintes effectives: La force est déterminée à partir de l'enveloppe de la courbe de rupture en utilisant la valeur particulière de la contrainte normale totale, σ . Dans les autres partie du présent chapitre, la forme de la contrainte effective de l'équation du facteur de

sécurité (l'équation e5) sera utilisé. N'importe quelles des équations représentées en termes de contrainte effective peut être converti en sa forme contrainte totale équivalente à l'aide de c et φ, plutôt que c' et φ', en posant la pression interstitielle de l'eau, u, égale à zéro.

III-2-1-3-Méthodes d'équilibre limite - Hypothèses générales

Toutes les méthodes présentées dans cette partie pour le calcul de la stabilité des pentes sont appelés «méthodes d'équilibre limite". Dans ces méthodes, le coefficient de sécurité est calculé en utilisant un ou plusieurs équations d'équilibre statique appliqué à la masse de sol délimitée par une surface de glissement potentiel supposée, et la surface de la pente. Dans certaines méthodes, telles que la méthode Pente infinie, le cisaillement et les contraintes normales (σ et τ) peut être calculée directement à partir des équations d'équilibre statique, puis utilisé avec l'équation (e5) ou (e7) pour calculer le facteur de sécurité. Dans la plupart des autres cas, y compris la méthode de Bishop simplifié, the Corps of Engineers, la méthode Suédoise modifiée et Spencer'sMethod. Une procédure plus complexe est nécessaire pour calculer le facteur de sécurité. Tout d'abord, la contrainte de cisaillement le long de la surface de cisaillement est liée à la résistance au cisaillement et le coefficient de sécurité en utilisant l'équation (e5) ou (e7). Dans le cas de contraintes effectives, la contrainte de cisaillement selon l'équation (e5) est exprimée comme suit:

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \phi'}{F} \dots\dots\dots (e8)$$

Le facteur de sécurité est calculé en posant à plusieurs reprises des valeurs pour F et en calculant de la contrainte de cisaillement correspondante de l'équation (e8) jusqu'à ce que l'équilibre soit réalisé. En effet, la résistance est réduite par le facteur de sécurité, F, jusqu'à ce qu'un juste stable, ou à la limite, les conditions d'équilibre est atteint. L'équation (e8) peut être élargi et écrit comme suis:

$$\tau = \frac{c'}{F} + \frac{(\sigma - u) \tan \phi'}{F} \dots\dots\dots (e9)$$

Le premier terme représente la contribution de la «cohésion» à la résistance au cisaillement, le second terme représente la contribution du frottement.

La cohésion et le frottement « développés » sont définis comme suit :

$$c'_D = \frac{c'}{F} \dots\dots\dots (e10)$$

$$\tan \phi'_D = \frac{\tan \phi'}{F} \dots\dots\dots (e11)$$

avec
 c'_D=la cohésion développée
 tan φ'_D= le frottement développé

III-2-1-4-Hypothèses dans la méthode des tranches.

Plusieurs nombre des méthodes de l'équilibre limite (la méthode des tranches ordinaire, la méthode de Bishop simplifiée, Corps of Engineers, la modification suédoise, Spencer méthode) s'adresse à l'équilibre statique en divisant la masse du sol au-dessus la surface de

glissement considérée en un nombre fini de tranches verticales. Les forces agissant sur une tranche individuelle sont illustrées dans la Figure 20. Les forces comprennent:

- W : Poids de la tranche
- E : Forces horizontale (normale) sur les côtés de la tranche
- X : Forces vertical (cisaillement) entre les tranches
- N : Force normale sur le fond de la tranche.

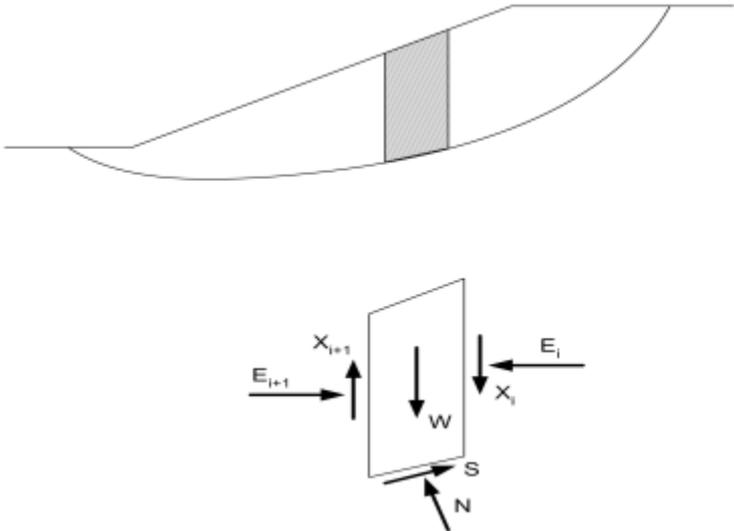


Figure III-3- Tranche typiques et les forces appliquées pour la méthode des tranches

Sauf le poids de la tranche, toutes ces forces ne sont pas connues et doivent être calculées d'une manière à satisfaire équilibre statique.

- la force de cisaillement (S) sur le bas de la tranche n'est pas considérée comme directement une inconnu dans les équations de l'équilibre qui sont résolus. Au lieu de cela, la force de cisaillement est exprimée en d'autres termes connus et inconnus, comme suit:

(S) a la base d'une tranche est égale a la contrainte de cisaillement τ multiplié par la longueur de la base de la tranche Δl .

$$S = \tau \Delta l \dots\dots\dots (e12)$$

En introduisant l'équation (e8), qui est basé sur la définition du facteur de sécurité,

$$S = \frac{c' + \Delta l}{F} + \frac{(\sigma - u) \Delta l \tan \varphi'}{F} \dots\dots\dots (e13)$$

Enfin, notant que la force normale N est égale au produit de la contrainte normale (σ) et la longueur du bas de la tranche $\Delta l, N = \sigma \Delta l$

L'équation (e12) peut être écrite comme:

$$S = \frac{c' + \Delta l}{F} + \frac{(N - u \Delta l) \tan \varphi'}{F} \dots\dots\dots (e14)$$

-L'équation (e14) rapporte l'effort de cisaillement, S, à la force normale sur le fond de la tranche et le facteur de sécurité. Ainsi, si la force normale et le facteur de sécurité peut être

calculé à partir des équations d'équilibre statique, l'effort de cisaillement peut être calculée (est connu) de l'équation (14). L'équation (e14) est une dérivée de l'équation de Mohr-Coulomb et de la définition du facteur de sécurité, indépendamment des conditions d'équilibre statique. Les forces inconnues et d'autres qui doivent être calculées à partir des équations d'équilibre sont résumées dans le Tableau *tableau III-1*. Comme indiqué plus haut, la force de cisaillement, S, n'est pas inclus dans le tableau *tableau III-1*, car elle peut être calculée à partir de la liste et inconnues de l'équation de Mohr-Coulomb (e14), indépendamment des équations d'équilibre statique.

Tableau III-1- Les Inconnues et les équations pour la méthode d'équilibre limite

Les Inconnues et les équations de la méthode d'équilibre limite	
Les Inconnues	Nombre d'inconnu pour n tranches
Facteur de sécurité (F)	1
Forces normale au fond de la tranche (N)	N
Forces normale entre tranches, E	n-1
Effort de cisaillement entre tranches, X	n-1
Position des forces normales à la base de la tranche	n
Position des forces normale entre les tranches	n-1
Nombre Total D'inconnus	5n-2
Equations	Nombre d'équation pour n tranches
D'équilibre des forces dans le sens horizontal, $\Sigma F_x = 0$	n
D'équilibre des forces dans le sens vertical, $\Sigma F_y = 0$	n
L'équilibre des moments	n
Le nombre total des équations de l'équilibre	3n

Afin de parvenir à une solution isostatique, il doit y avoir un équilibre entre le nombre d'inconnues et le nombre d'équations d'équilibre. Le nombre d'équations d'équilibre est représenté dans la partie inférieure du tableau *tab-1* Le nombre d'inconnues ($5n - 2$) dépasse le nombre d'équations d'équilibre ($3n$) si n est supérieur à un. Par conséquent, certaines hypothèses doivent être faites pour parvenir à une solution isostatique. -Les différentes méthodes de l'équilibre limite utilisent différentes hypothèses pour rendre le Nombre d'équations égal au nombre d'inconnues.

Elles diffèrent également en ce qui concerne la satisfaction des équations d'équilibre. Par exemple, la méthode ordinaire des tranches, la Méthode de Bishop simplifiée, the US Army Corps of Engineers Method's et la méthode suédoise modifiée ne répondent pas à toutes les conditions d'équilibre statique. Des méthodes telles que « Morgenstern and Price method » et de « Price's and Spencer's method » remplissent toutes les conditions de l'équilibre statique.

III-2-1-5-Limitations des méthodes d'équilibre de limite

Les méthodes d'équilibre complètes ont été généralement plus précises que celles des procédures qui ne satisfont pas complètement l'équilibre statique et sont donc préférables aux méthodes « inachevées ». Cependant, les méthodes « inachevées » sont souvent suffisamment précises et elles sont utilisées dans beaucoup d'applications pratiques, y compris les vérifications et le contrôle à main et les analyses préliminaires. De toutes les procédures décrites en ce chapitre, le facteur de la sécurité est appliqué à la cohésion et au frottement, comme décrit par l'Equation (e9).

- Le coefficient de sécurité est également supposé être constant le long de la surface de rupture. Bien que le facteur de sécurité ne peut en effet être le même en tous points de la surface de glissement, la valeur moyenne à calculer en supposant que F est constant donne une mesure valide de la stabilité pour des pentes dans les sols malléables (non fragile). Pour les pentes des sols fragiles, le facteur de sécurité calculé supposant F est la même en tous points sur la surface de glissement peut être plus élevé que le coefficient réel de sécurité.
- Si la force est pleinement mobilisée en tout point de la surface de glissement, le sol rompre localement. Si le sol a des caractéristiques fragile de contrainte-déformation de sorte que la force chute une fois la résistance au pic est mobilisé, la contrainte à ce point de rupture est réduite et les contraintes sont transférées aux points adjacents, qui à son tour peut alors échouer. Dans les cas extrêmes, cela peut conduire à l'échec et l'effondrement progressif de la pente.

Si les sols possèdent des caractéristiques fragiles des contrainte-déformation avec des résistances au cisaillement résiduelles relativement basses comparées aux forces maximales, des forces réduites et/ou plus des facteurs de sécurité plus élevés peuvent être exigées pour la stabilité. Des limitations des procédures d'équilibre de limite sont récapitulées dans le Tableau III-2

Tableau III-2-Limitations des méthodes limite d'équilibre

Limitations des méthodes limite d'équilibre
<ol style="list-style-type: none"> 1. Le coefficient de sécurité est supposé être constant sur toute la surface de glissement potentiel. 2. Caractéristiques de charge-déformation (contrainte-déformation) ne sont pas explicitement pris en compte. 3. La distribution de contrainte initiale sur la pente n'est pas explicitement pris en compte. 4. Déraisonnablement grand et / ou des forces normales négatifs peuvent être calculée le long de la base des tranches, sous certaines conditions. 5. Itération, essais et erreurs, les solutions peuvent ne pas converger dans certains cas.

III-2-1-6-Forme de la surface de glissement

Toutes les méthodes d'équilibre limite exigent qu'une surface potentielle de glissement soit supposée afin de calculer le facteur de sécurité. Les calculs sont répétés pour un nombre suffisant de surfaces de glissement afin d'assurer que le facteur de sécurité minimal a été calculé. Par la simplicité de calcul on considère que la surface de glissement est souvent supposée circulaire ou composée de quelques lignes droites (FigureIII-4).

Cependant, la surface de glissement devra avoir une forme plus compliquée en stratigraphie complexe. La forme adoptée est dépendante de la géométrie du problème et de la stratigraphie, les caractéristiques du matériau (en particulier l'anisotropie), et les capacités de la procédure d'analyse utilisée. La forme de la courbe sera discutée ci-dessous :

➤ **Circulaire**

Les ruptures observées dans les matériaux relativement homogènes se produisent souvent le long de la surface de rupture. Une surface de glissement circulaire, comme celle de la figure 21a, est souvent utilisée car elle est proche de la somme des moments autour du centre du cercle, et l'utilisation d'un cercle simplifie les calculs. Une surface de glissement circulaire doit être utilisée dans la méthode des tranches ordinaire et la Méthode de Bishop simplifiée. Les surfaces de glissement circulaire sont presque toujours utiles pour commencer une analyse. En outre, les surfaces de glissement circulaires sont généralement suffisantes pour analyser les remblais relativement homogènes ou des remblais en pentes sur des fondations avec des couches de sol relativement épaisses.

➤ **Cale**

Les mécanismes de rupture de cale sont définis par trois segments de droite définissant une cale active, bloc central, et la cale passive (**Figure III-4-b**). Ce type de surface de glissement peut être approprié pour les pentes où la surface critique de glissement potentiel comprend un segment relativement long linéaire à travers un matériau faible délimité par un matériau plus solide. Un exemple courant est les grands remblais fondés sur des sols faibles, sols en alluvions stratifié. La méthode des cales, y compris les méthodes permettant de définir ou de calculer l'inclinaison de la base des cales, sont discutés dans la partie suivante.

➤ **Deux segments circulaires avec une section médiane linéaire.**

C'est une combinaison des deux formes (circulaire et cale), elle est utilisée par certains programmes informatiques.

➤ **Forme générale non circulaire.**

La rupture de la pente peut se produire par un glissement le long des surfaces qui ne correspondent pas à des formes précédentes, soit cale ou circulaire. La surface de glissement en terme général se réfère à une surface de glissement composé d'un certain nombre de segments linéaires qui peuvent chacun être de n'importe quelle longueur et incliné à un angle quelconque. Le terme «non circulaire" est également utilisé en référence à ces surfaces de glissement en forme générale. Avant 1990, les surfaces de glissement d'une forme générale, autres que les cales simples, ont été rarement analysées, principalement en raison de la difficulté de la recherche systématique de la surface de glissement critique. Toutefois, ces dernières années l'amélioration des techniques de recherche et de logiciels ont augmenté la capacité d'analyser ces surfaces de glissement. Les analyses de stabilité basées sur surfaces de glissement général sont maintenant beaucoup plus communs et sont utiles pour

vérifier la conception des surfaces de glissement critique des formes traditionnelles (circulaire, cale) et où la géométrie complexe et des conditions matérielles existent. Il est particulièrement important d'étudier la stabilité des surfaces de glissement non circulaire lorsque les forces de cisaillement du sol sont anisotropes.

Remarque :

- le choix inapproprié de la forme de la surface de glissement peut causer des problèmes de calcul et des solutions erronées.
- un problème courant se produit près du pied de la pente à la fin de la surface de glissement trop raide dans les matériaux avec de grandes valeurs de ϕ ou ϕ' .

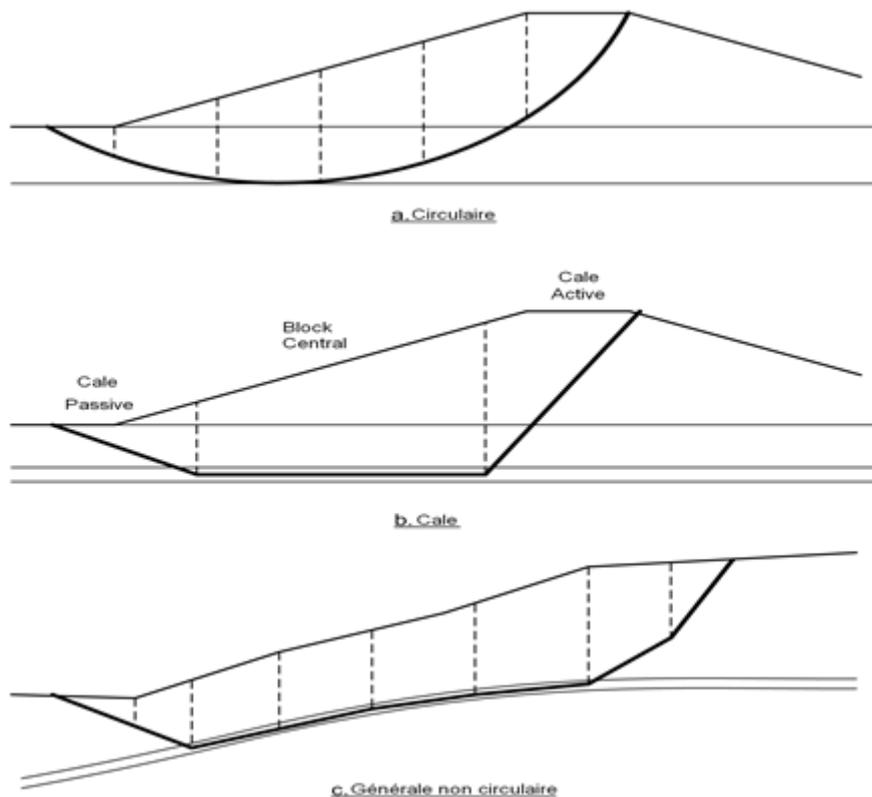


Figure III-4-Formes des surfaces potentielles de glissement

III-2-1-7-Localisation de la surface de glissement critique.

La surface de glissement critique est définie comme la surface avec la valeur minimale du coefficient de sécurité. Puisque les différentes procédures d'analyse utilisent différentes hypothèses, la localisation de la surface de glissement critique varie selon les différentes méthodes d'analyse. La surface de glissement critique pour un problème donné analysés par une méthode donnée est obtenue par une procédure systématique de générer des surfaces de glissement du procès jusqu'à ce que celui avec le facteur minimal de sécurité soit trouvé. Les régimes de recherche varient en fonction de la forme supposée de la surface de glissement et le programme informatique utilisé. Les règles communes sont discutées ci-dessous.

a- Pour les surfaces de glissement circulaire.

Les règles de recherche des surfaces de glissement circulaires, arc sont illustrées dans les figures III-5-(a), III-5-(b) et III-5-(c).

Une surface circulaire est définie par la position du centre du cercle, un rayon et un point par lequel le cercle doit passer ou un Plan tangent a la surface de glissement. Dans le cas où le cercle passe par un point connu, c'est le pied de la pente qui souvent précise le point par lequel le cercle doit passer. Les recherches sont généralement accomplies en changeant l'une de ces variables et modifié une seconde variable jusqu'à la valeur minimale du facteur de sécurité. Par exemple, l'emplacement du point central peut être modifié alors que le plan de tangent est fixe, ou le rayon peut être modifié alors que le point central est fixé. La variable première de recherche est fixée alors qu'une nouvelle valeur et la seconde variable est variée. Ce processus est répété jusqu'à ce que le coefficient de sécurité minimum correspondant à deux variables de recherche soit trouvé. Pour une pente homogène dans un sol pulvérulent ($c = 0$, $\phi = 0$), un cercle critique dégénéré à un plan parallèle à la pente et le coefficient de sécurité sera identique à la pente infinie. Théoriquement, le centre du «cercle critique» sera situé à une distance infinie de la pente et sur une ligne perpendiculaire au milieu de la pente. Le cercle a un rayon infini ainsi. Lorsque des tentatives sont faites pour rechercher un cercle critique dans une pente homogène de sol sans cohésion avec la plupart des programmes informatiques, la recherche semble loin de la pente. La recherche sera probablement arrêté suite à des erreurs d'arrondissement ou numériques et des contrainte imposée par le logiciel utilisé. Dans de tels cas la procédure d'analyse d'une pente infinie «Infinite analyse Slope» (section C-7) doit être utilisée.

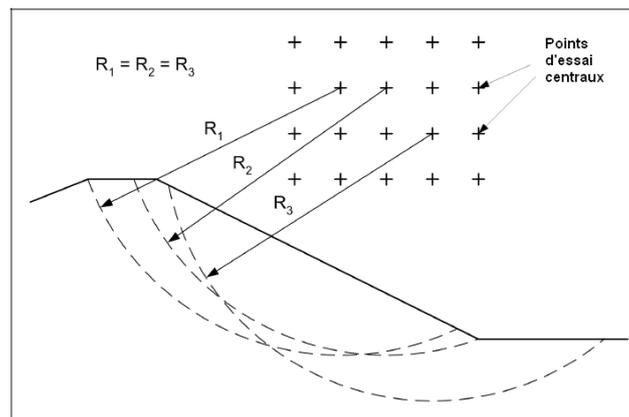


Figure III-5-(a)-Recherche avec la méthode du rayon constant

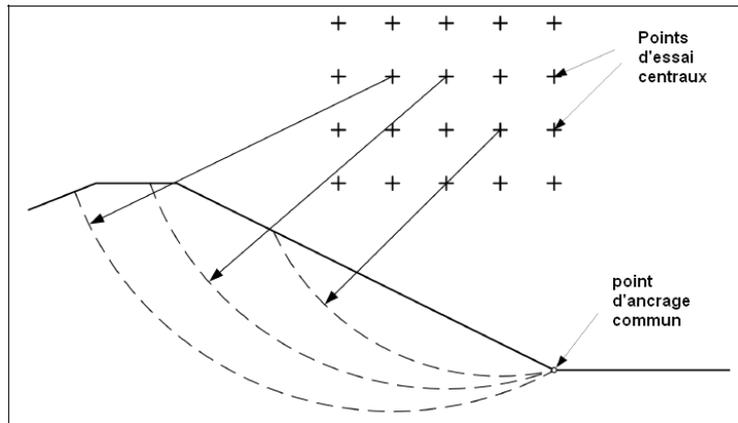


Figure III-5-(b)-Recherche avec des cercles en un point commun

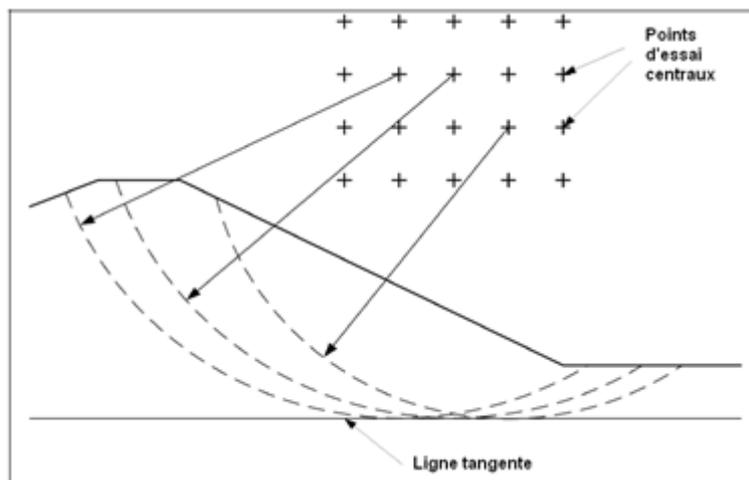


Figure III-5-(c)-Recherche avec des cercles tangents à une ligne tangente prescrite

a- Les surfaces de glissements en forme de cales.

Les surfaces de glissement en forme de cales nécessitent la recherche de l'endroit critique du bloc central et de l'inclinaison critique des bases des coins (cales) actifs et passifs. La recherche de l'endroit critique du bloc central est illustré à la figure III-6-a et implique systématiquement la variation des coordonnées horizontales et verticales des deux extrémités de la base du bloc central, jusqu'à ce que le bloc central corresponde à une valeur minimale du facteur de sécurité. Pour chaque première position instantanée du bloc central, les inclinaisons de base des segments cales active et passive doit être fondé sur des règles simples ou en cherchant à localiser les inclinaisons critiques. Une hypothèse simple et commun est de faire une inclinaison de chaque segment coin actifs (mesurée à partir de l'horizontale) $45 + \varphi'_D / 2$ degrés, et de chaque segment coin passive $45 - \varphi'_D / 2$ degrés. La quantité φ'_D représente l'angle de frottement avancés ($\tan \varphi'_D = \tan \varphi' / F$) et devrait être compatible avec le facteur de sécurité calculé. Cette hypothèse de l'inclinaison des cales active et passive n'est fructueuse que si les surfaces supérieures des coins actifs et passifs sont horizontales, mais fournit des résultats raisonnables pour des pentes de faible pente. Les méthodes courantes de recherche de l'inclinaison de la base des cales sont présentées dans la figure III-6-b. Une technique, utilisée lorsque les propriétés du sol et les inclinaisons de la base de chaque coin varis dans la zone des cales active et passive, consiste à supposer que le fond des cales sont inclinés à « $\alpha =$

$\theta \pm \phi_D/2$. La valeur de θ est alors modifié jusqu'à ce que la force inter-tranches maximale est constaté pour le coin actif et de forces inter-tranches minimales est trouvées pour le coin passive. Une technique de recherche d'autre part, lorsque les bases des coins actifs et passifs sont considérés comme des plans simples, est de faire varier la valeur de α jusqu'à ce qu'une force inter-tranches maximum est obtenu pour l'ensemble du groupe des segments de cale active et le minimum est trouvé pour l'ensemble du groupe des segments de cale passive.

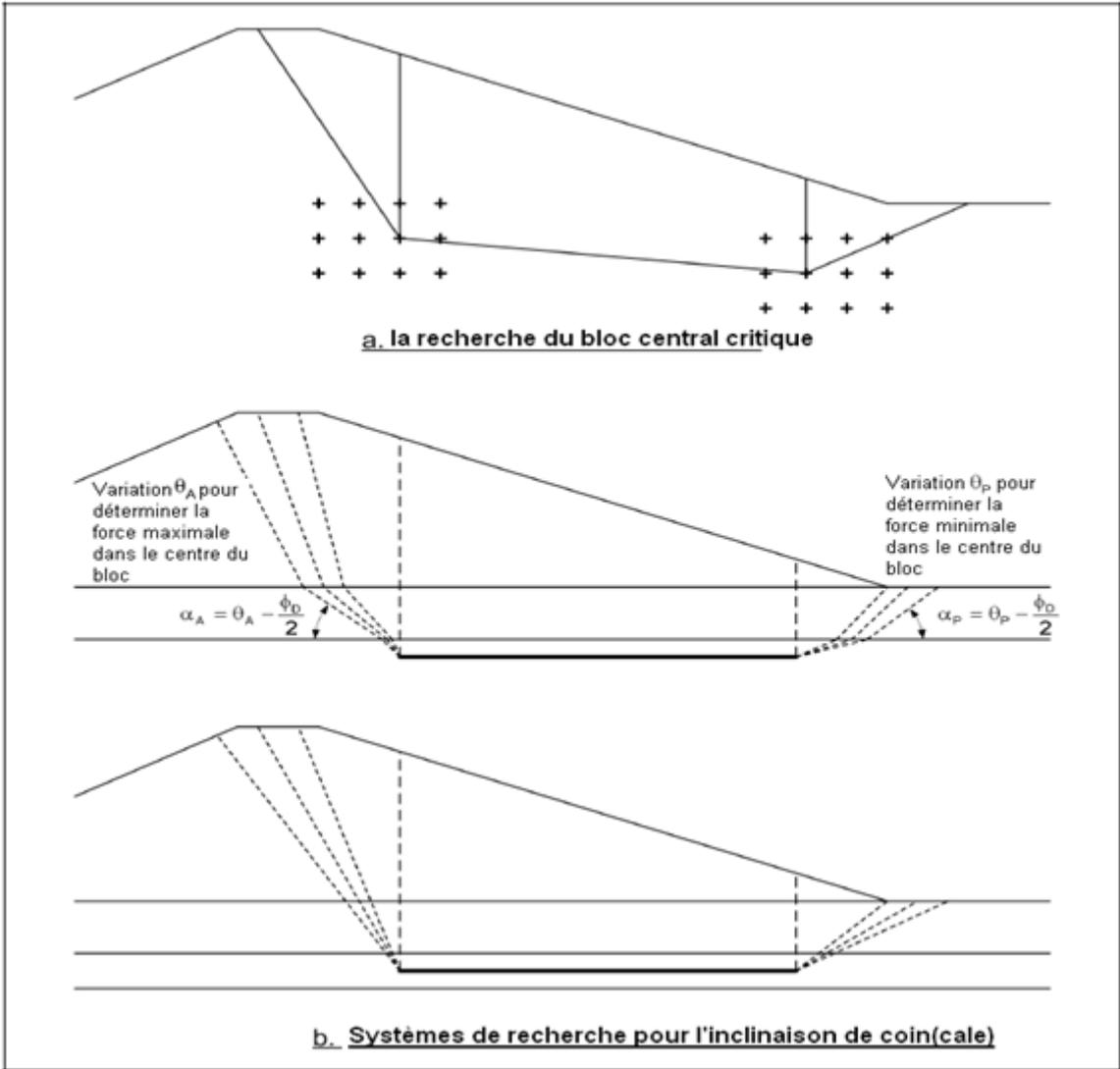
b- Surface de glissement de formes générales

Un certain nombre de techniques ont été proposées et utilisées pour localiser la surface de glissement le plus critique en forme générale. L'une des procédures les plus robustes et utile est celle développée par Celestino et Duncan (1981). La méthode est illustrée à la figure III-7.

Dans cette méthode, une surface de glissement initial est supposée représentée par une série de points qui sont reliés par des lignes droites. Le Facteur de sécurité est d'abord calculé pour la surface de glissement supposée. Ensuite, tous les points sont maintenues fixes, sauf un "le point flottant" est déplacé sur une petite distance dans deux directions. Les directions pourraient être verticale en haut et en bas, horizontale gauche et droit, ou au-dessus et au-dessous de la surface de glissement dans une certaine directionsupposée. Le coefficient de sécurité est calculé pour la surface de glissement à chaque point décalée comme décrit. Ce processus est répété pour chaque point de la surface de glissement. Comme un point quelconque est déplacé, tous les autres points sont laissés à leur emplacement d'origine. Une fois tous les points ont été transférés dans les deux sens et le facteur de sécurité a été calculé pour chaque décalage, un nouvel emplacement est estimée pour la surface de glissement sur la base des coefficients de sécurité calculés. La surface de glissement est alors déplacée vers la position estimée et le processus de changement de rapport est répété. Ce processus se poursuit jusqu'à ce sans réduction supplémentaire de facteur de sécurité est à noter que la distance et la surface de cisaillement est déplacé sur des approximations successives devient minime.

c- Limites et précautions

Tout système de recherche utilisées dans les programmes d'ordinateur est limitée à la recherche un nombre fini de surfaces de glissement. En outre, la plupart de ces systèmes sont conçus pour localiser une surface de glissement avec un facteur de sécurité minimum. Les systèmes peuvent ne pas être en mesure de localiser plus qu'un facteur minimum local. Les résultats des recherches automatiques dépendent de la position du départ pour la recherche et toutes les contraintes qui sont imposées sur la surface de glissement de la façon dont elle à déplacée. Les Recherches automatiques sont contrôlées en grande partie par les données entrées par l'utilisateur dans le logiciel. Quel que soit le logiciel utilisé, un certain nombre de recherches distinctes devraient être effectuées pour confirmer que le plus bas facteur de sécurité a été calculé.



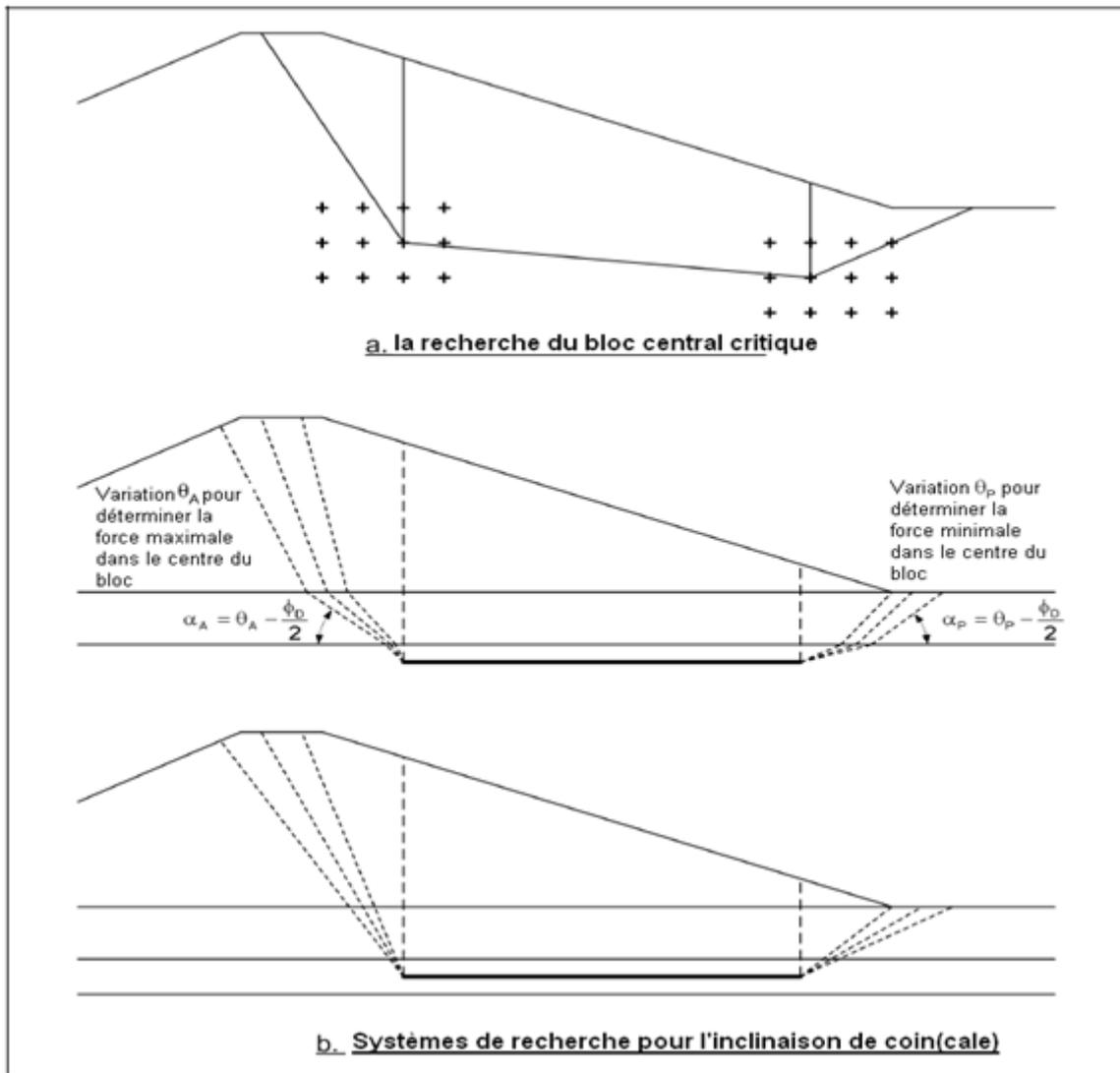


Figure III-6- Systèmes de recherche pour les coins (cales).

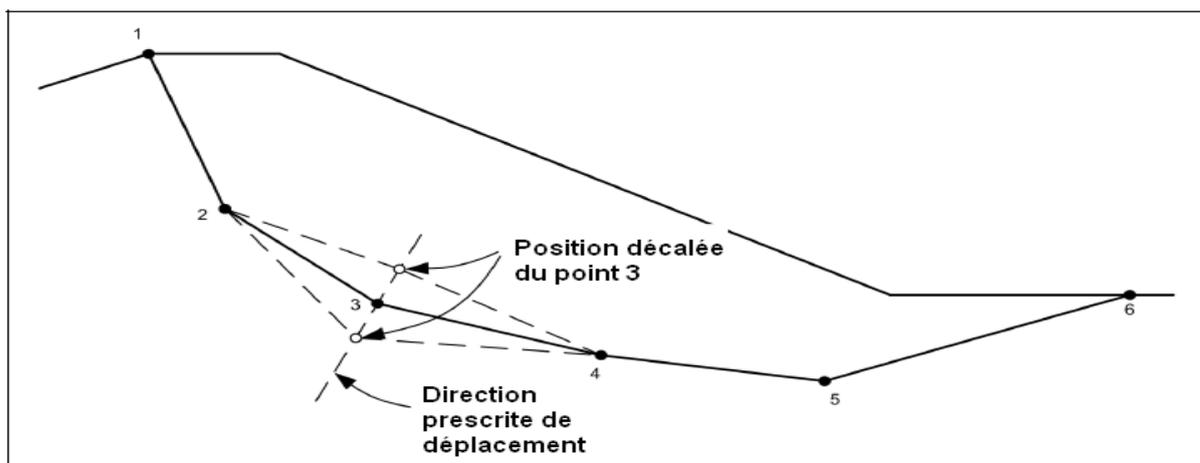


Figure III-7-Systèmes de recherche pour les surfaces de glissement non circulaire (d'après Celistono et Duncan 1981).

Dans certains cas, il est préférable de calculer le facteur de sécurité pour certaines surfaces de glissement potentiel qui ne produisent pas nécessairement un facteur de sécurité minimal, Mais serait plus important en termes de conséquences d'une rupture. Par exemple, dans les pentes qui contiennent un sol pulvérulent à la surface de la pente, le plus bas coefficient de sécurité peut être trouvé dans des surfaces superficielles de glissement (pente infinie), mais généralement beaucoup moins important que les surfaces de glissement profondes.

-Les résidus miniers, barrages et les pentes de remplissage pulvérulent sur des fondations d'argile molle fournir des exemples où les surfaces de glissement plus profonde que celle produisant le facteur minimal de sécurité sont souvent plus importants. Dans de tels cas, les surfaces de glissement profondes doivent être examinées plus en plus que les surface de glissements superficielles qui donne un facteur de sécurité.

III-2-1-8-Méthodes probabilistes.

Les méthodes classiques de stabilité des pentes sont des méthodes déterministes, ce qui signifie que toutes les variables sont supposées avoir des valeurs spécifiques. Les Méthodes probabilistes prend en compte les incertitudes dans les valeurs des variables et évalue les effets de ces incertitudes sur les valeurs calculées du coefficient de sécurité. Les approches probabilistes peuvent être utilisées en conjointement avec l'une des méthodes d'équilibre limite de la stabilité. ETL 1110-2-556 (1999) décrit des techniques pour les méthodes probabilistes et leur application à la stabilité des pentes.

III-2-2-Méthode des tranches ordinaires(Fellenius)

III-2-2-1-Hypothèse

La méthode des tranches ordinaire (OMS) a été développée par **Fellenius (1936)** et parfois est appelé «**Méthode Fellenius.**» Dans cette méthode, les forces sur les côtés de la tranche sont négligées (**Figure 23**). La force normale à la base de la tranche est calculée en faisant la somme des forces dans une direction perpendiculaire à la partie inférieure de la tranche. Une fois la force normale est calculée, la somme des moments se fera autour du centre du cercle pour calculer le facteur de sécurité. Pour les forces de la tranche représentées sur la figure 23, le facteur de sécurité est calculé à partir de l'équation,

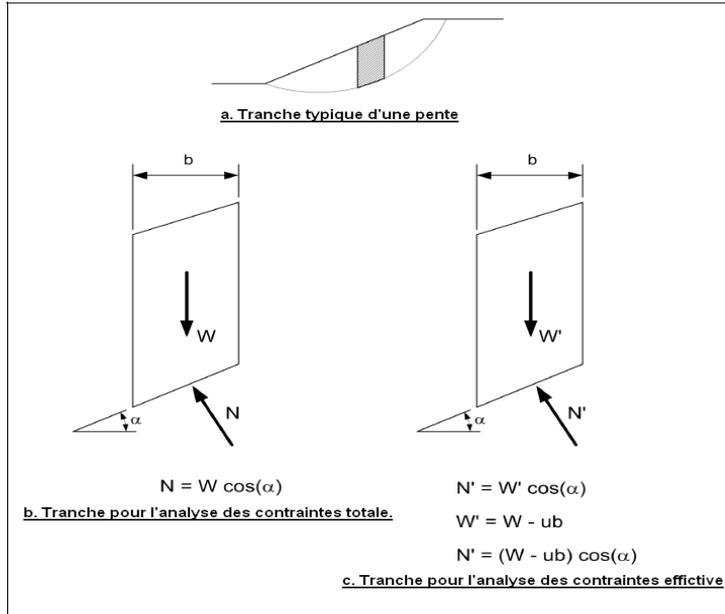


Figure III-8-Tranche typiques et les forces Appliquées pour la méthode ordinaires des tranches

$$F = \frac{\sum [c' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \dots\dots\dots(e15)$$

Avec :

c 'et ϕ' - paramètres de résistance au cisaillement pour le centre de la base de la tranche.

W - poids de la tranche

α - inclinaison du fond de la tranche

u - pression interstitielle au centre de la base de la tranche

Δl - longueur du bas de la tranche

Comme le montre le tableau **tableau III-3**, il n'ya qu'une seule inconnue dans la méthode ordinaire des tranches (F), et une seule équation d'équilibre est utilisé (l'équation d'équilibre de la masse du sol tout autour du centre du cercle).

Tableau III-3-Inconnues et équations pour la procédure de la méthode ordinaire de tranches

Inconnues et équations pour la procédure de la méthode ordinaire de tranches	
Inconnues	Nombre d'inconnues pour n tranches
le facteur de sécurité (F)	1
LE NOMBRE TOTAL DES INCONNUS	1
Equations	Nombre d'équations pour n tranches
Equilibre des moments de la masse totale de sol	1
LE NOMBRE TOTAL DES EQUATIONS D'EQUILIBRE	1

-Deux équations différentes ont été utilisées pour calculer le facteur de sécurité par la méthode ordinaire des tranches avec les contraintes effectives et les pressions interstitielles. La première équation est indiquée ci-dessus équation (e15). L'équation (e15) est obtenue en calculant d'abord le poids effectif de la tranche, W' , en soustrayant la force de soulèvement en raison de la pression interstitielle de l'eau à partir du poids, et en les résolvant les forces dans une direction perpendiculaire à la base de la tranche (Figure III-8). L'autre équation de la méthode ordinaire des tranches pour les analyses de contrainte effective est écrite comme suit:

$$F = \frac{\sum [c' \Delta l + (W \cos \alpha - u \Delta l) \tan \varphi']}{\sum W \sin \alpha} \dots\dots\dots (e16)$$

L'équation (e16) est dérivée d'abord en résolvant la force en raison du poids total de la tranche (W) dans une direction perpendiculaire à la base de la tranche, puis en soustrayant la force en raison des pressions interstitielles.

L'équation (e15) donne des résultats plus raisonnables lorsque les pressions interstitielles sont utilisées. L'équation (e16) peut donner des valeurs trop basses ou négatives des contraintes sur la base de la tranche par rapport à des pressions interstitielles et devrait pas être utilisé.

L'eau dans une pente extérieure peut être traitée dans l'une des deux manières: L'eau peut tout simplement être représentée comme un sol avec $c = 0$ et $\varphi = 0$. Dans ce cas, la surface de glissement supposée est considérée à s'étendre à travers l'eau et sort sur la surface de l'eau. Certains de ces tranches seront alors inclure l'eau et la résistance au cisaillement pour les tranches dont la base se trouve dans l'eau sera considérée comme nulle. La deuxième façon que l'eau peut être utilisée dans une analyse comme eau extérieur, la charge hydrostatique au-dessus des tranches. Dans ce cas, la surface de glissement supposée ne faisant que traverser le sol, et à chaque extrémité sera à la sortie de la surface du sol ou de la pente (Figure III-9). Pour les équations présentées dans la présente partie, l'eau est traitée comme une charge externe.

Pour considérer l'eau comme un autre "sol", il faut simplement à modifier la géométrie et les propriétés des tranches.

Dans le cas où la charges de l'eau agissent sur la partie supérieure de la tranche, l'expression du facteur de sécurité dans l'équation (e-15) doit être modifiée comme suit:

$$F = \frac{\sum \{c' \Delta l + [(W \cos \alpha + P \cos(\alpha - \beta) - u \Delta l \cos^2 \alpha) \tan \varphi']}{\sum W \sin \alpha - \frac{\sum Mp}{R}} \dots\dots\dots (e17)$$

Avec :

P = la force de l'eau résultante agissant perpendiculairement à la partie supérieure de la tranche

β = inclinaison de la partie supérieure de la tranche

M_P = moment au du centre du cercle produit par la force de l'eau agissant sur la partie supérieure de la tranche

R = rayon du cercle (Figure III-9).

Le moment, M_P , est considéré comme positif quand il agit dans le sens opposé au moment produit par le poids de la masse en mouvement.

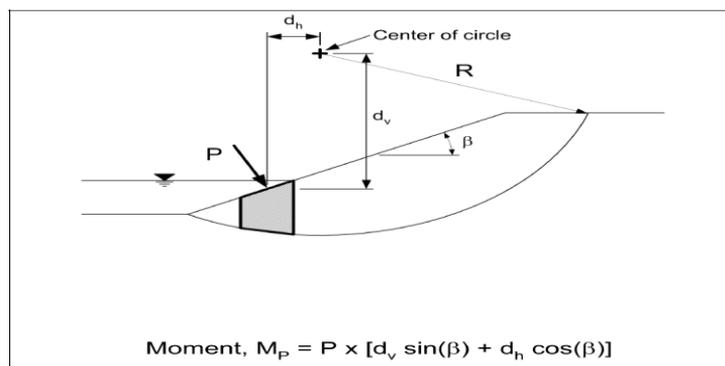


Figure III-9-Tranche avec la charge d'eau externe dans la méthode ordinaire des tranches

III-2-2-2-Limitation

La principale limitation de la méthode ordinaire des tranches est de négliger les forces sur les côtés de la tranche. La méthode des tranches ne satisfait pas l'équilibre des forces dans les deux directions verticales ou horizontales.

Le moment d'équilibre est satisfait pour toute la masse du sol au-dessus de la surface de glissement, mais pas pour les tranches individuelles.

- Les Facteurs de sécurité calculées par méthode ordinaire des tranches sont souvent différents de 20 pour par rapport aux valeurs calculées en utilisant des méthodes rigoureuses (Whitman et Bailey 1967); dans les cas extrêmes (telles que l'analyse des contraintes effectives à haute pression interstitielle), les différences peuvent être encore plus grand. L'erreur est généralement du bon côté (le facteur de sécurité calculé est trop faible), Mais l'erreur peut être si importante si en donne des conceptions non économique. Pour que les erreurs tendent pour vers le bon côté, la méthode ordinaire des tranches est parfois à toujours pensée à tort de produire des valeurs conservatrices pour le facteur de sécurité. Ce n'est pas correct. Lorsque $\phi = 0$, la méthode ordinaire des tranches donne le même facteur de sécurité que des procédures plus rigoureuses, qui satisfont pleinement l'équilibre statique.

Ainsi, la mesure dans laquelle la méthode ordinaire des tranches est conservatrice dépend de la valeur de ϕ et si les pressions interstitielles sont grandes ou petites.

- Bien que l'équation (e15) n'inclue pas spécifiquement le rayon du cercle, l'équation est basée sur l'hypothèse que la surface de glissement est circulaire. la méthode ordinaire des tranches peut être utilisé seulement avec des surfaces de glissement circulaire.

III-2-2-3-Recommandations d'utilisation.

La méthode ordinaire des tranches est considérée dans la suite comme une référence parce que de nombreuses pentes existantes ont été conçues à l'aide de cette méthode. Comme la méthode est utilisée d'une manière occasionnelle dans la pratique, les occasions se présente où il ya une nécessité de revoir les modèles par d'autres qui étaient fondées sur cette méthode. Aussi, parce que la méthode ordinaire des tranches est simple, elle est utile lorsque les calculs doivent être effectués à la main en utilisant une calculatrice électronique. Le procédé peut également être utilisé pour surmonter les problèmes qui peuvent se produire près du pied de la pente, des surfaces de cisaillement seront développées.

III-2-3-La Méthode de Bishop simplifiée

III-2-3-1- Hypothèse

La méthode de Bishop simplifié a été développée par Bishop (1955). Cette procédure est repose sur l'hypothèse que les forces entre les tranches sont horizontales, comme le montre la **Figure III-10**. Une surface de glissement circulaire est également supposée dans la méthode de Bishop simplifiée. Les Forces sont résumées dans le sens vertical. L'équation d'équilibre qui en résulte est combinée avec l'équation de Mohr-Coulomb et de la définition du facteur de sécurité pour déterminer les forces sur la base de la tranche. Enfin, les moments sont résumés sur le centre de la surface de glissement circulaire pour obtenir l'expression suivante pour le facteur de sécurité:

$$F = \frac{\sum \left[\frac{c' \Delta x + (W + P \cos \beta - u \Delta x \sin \alpha) \tan \phi'}{m\alpha} \right]}{\sum W \sin \alpha - \frac{\sum M_p}{R}} \dots\dots\dots (e18)$$

Avec :

Δx = la largeur de la tranche

Et m_α est définie par l'équation suivante :

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F} \dots\dots\dots (e19)$$

Les termes W, c', ϕ' , u, P, M_p , et R sont tels que définis précédemment pour la méthode ordinaire des tranche. Le Facteurs de sécurité calculé à partir de l'équation (e18) satisfait l'équilibre des forces dans le sens vertical et de l'équilibre global des moments autour du centre du cercle. Les inconnues et les équations de la méthode de Bishop simplifiée sont résumées dans le **Tableau III-4**. Parce que la valeur de m_α dépend du terme du facteur de sécurité, le facteur de sécurité apparaît des deux côtés de l'équation (e18). L'équation (e18) ne peut pas être manipulée de telle sorte que l'expression explicite a été obtenue par le facteur de

sécurité. Ainsi, un processus itératif, et une procédure d'erreur est utilisée pour résoudre l'équation du facteur de sécurité.

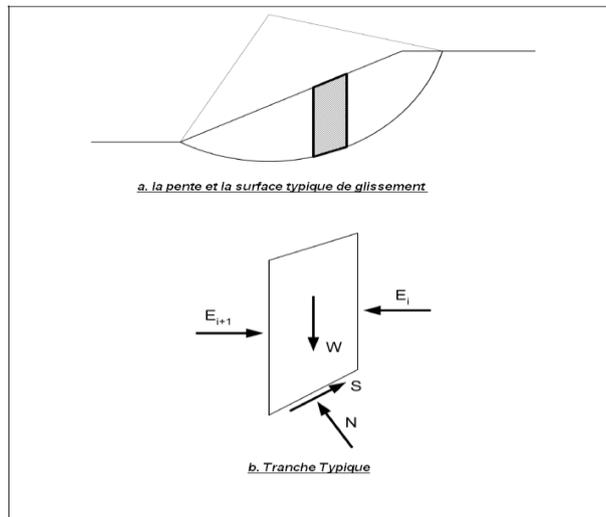


Figure III-10- Tranche et forces typiques dans la Méthode de Bishop simplifiée.

Tableau III-4-Inconnues et équations pour la procédure de la méthode ordinaire de tranches

Les Inconnues et les équations dans la méthode de Bishop simplifiée	
Inconnues	Nombre d'inconnues pour n tranches
le facteur de sécurité (F)	1
Les forces normales à la base de la tranche (N)	N
LE NOMBRE TOTAL DES INCONNUS	n+1
Equations	Nombre d'équations pour n tranches
Equilibre des forces dans le sens vertical, $\Sigma F_y = 0$	N
Equilibre des moments de la masse totale de sol	1
LE NOMBRE TOTAL DES EQUATIONS D'EQUILIBRE	n+1

III-2-3-2-Limitations.

L'équilibre des forces horizontales n'est pas satisfait par la méthode de Bishop simplifiée. Parce que l'équilibre des forces horizontales n'est pas entièrement satisfait, la convenance de la méthode de Bishop simplifiée pour des analyses pseudo-statique de tremblement de terre où d'une force supplémentaire horizontale appliquée est incertaine.

La méthode est également limitée dans le cas des analyses avec des surfaces de cisaillement circulaire.

III-2-3-3-Recommandations d'utilisation.

Il a été démontré par un certain nombre de chercheurs (Whitman et Bailey 1967; Fredlund et Krahn 1977) que les facteurs de sécurité calculés par la méthode de Bishop simplifiée en comparaison avec les facteurs de sécurité calculée en utilisant des méthodes rigoureuses, est généralement différent de 5 pourcent. La procédure est relativement simple comparée à des solutions plus rigoureuse, des solutions informatiques pour la rapidité d'exécution et le calcul à la main ne prend pas beaucoup de temps.

La méthode est largement utilisée dans le monde, et donc, une solide expérience avec la méthode existante. La méthode de Bishop simplifiée est une méthode acceptable pour le calcul des facteurs de sécurité pour des surfaces de glissement circulaire. Il est recommandé dans le cas des grandes structures conçues par la méthode de Bishop simplifiée, que la conception finale devrait être vérifiée en utilisant la méthode de Spencer.

III-2-3-4-Les procédures de vérification.

Lorsque la méthode de Bishop simplifiée est utilisée pour des calculs informatiques, les résultats peuvent être vérifiés par des calculs à la main avec une calculatrice ou un tableur, ou en utilisant des tableaux de stabilité des pentes. Un contrôle approximatif de calculs peut également être effectué en utilisant la méthode classique de tranches, bien que la méthode ordinaire des tranches donne généralement une valeur plus faible pour le facteur de sécurité, surtout si ϕ est supérieur à zéro et les pressions interstitielles sont élevées.

III-2-4-La Méthode d'équilibre des forces, y compris la méthode suédoise modifiée

III-2-4-1-Hypothèse

La Méthodes d'équilibre des Forces satisfait l'équilibre des forces dans les deux directions horizontale et verticale, mais elle ne satisfait pas l'équilibre des moments. Toutes les méthodes d'équilibre des forces sont basées sur l'hypothèse de l'inclination des forces (θ) inter-tranches (**Figure III-11**). Les inconnues résolues et les équations d'équilibres utilisés sont résumées dans le **Tableau III-5**

La méthode suédoise modifiée est le nom appliqué aux procédures d'équilibre des forces quand elles sont utilisées pour l'analyse des surfaces circulaires de glissement. La méthode suédoise modifiée a été utilisée intensivement par les corps des ingénieurs.

Les forces entre les tranches ont été représentées de deux manières dans la méthode de suédoise modifiée. Dans la première approche, les forces entre les tranches sont considérées comme représentant la somme des forces entre les tranches, le résultat des deux contraintes effectives et les pressions interstitielles. Dans la seconde approche, les forces latérales sont considérées comme représentant des forces effectives représentant les contraintes effectives sur les limites entre les tranches. Les forces résultant de la pression d'eau sont alors considérées comme des forces distinctes sur les limites entre les tranches. La valeur calculée du facteur de sécurité sera différent en fonction de l'approche utilisée.

Lorsque les contraintes totales sont utilisées pour définir les forces de cisaillement dans une analyse, par exemple, pour les analyses avec des forces non drainé du test UU (Q) , les forces entre les tranches représentent toujours les forces totale. Dans ces cas, les pressions

interstitielles ne sont pas connues, et donc, les forces de la pression de l'eau sur les côtés de la tranche ne peuvent être calculées.

Tableau III-5- Les Inconnues et les équations dans la méthode d'équilibre des forces

Les Inconnues et les équations dans la méthode d'équilibre des forces	
Inconnues	Nombre d'inconnues pour n tranches
le facteur de sécurité (F)	1
Les forces normales à la base de la tranche (N)	N
Résultante des forces inter-tranches	n-1
LE NOMBRE TOTAL DES INCONNUS	2n
Equations	Nombre d'équations pour n tranches
Equilibre des forces dans le sens vertical, $\Sigma Fy = 0$	N
Equilibre des forces dans le sens horizontal, $\Sigma Fx = 0$	N
LE NOMBRE TOTAL DES EQUATIONS D'EQUILIBRE	2n

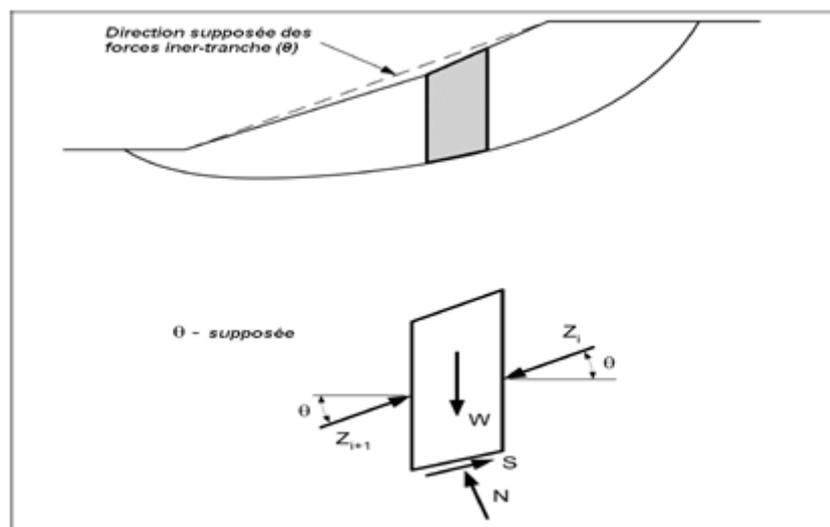


Figure III-11-Tranche typique et forces appliquées pour la Méthode suédoise modifiée

Lorsque les contraintes effectives sont utilisées pour définir les forces de cisaillement, par exemple, pour les analyses de l'infiltration en régime permanent, un choix peut être fait entre les forces inter-tranches (Z) représentant la force totale ou seulement la force effective. Si les forces inter-tranches sont choisies pour représenter la force effective, les forces correspondantes due à des pressions interstitielles sur les côtés de la tranche sont calculées et inclus en tant que forces supplémentaires dans l'analyse. Dans les équations présentées dans la présente partie, les forces inter-tranches de la Méthode suédoise modifiée sont représentés comme des forces effectives lorsque les contraintes effectives sont utilisées pour caractériser la résistance au cisaillement. Cependant, les équations et les exemples des forces effectives

inter-tranches peuvent être facilement convertis pour représenter des forces inter-tranches comme des forces totales en fixant les forces qui représentent la pression interstitielle sur les Côtés de la tranche à zéro.

- La version originale de la méthode suédoise modifiée représente les forces inter-tranches comme des forces effectives lorsque les analyses ont été effectuées en contrainte effective (USACE 1970). En revanche, de nombreux programmes informatiques représentent les forces inter-tranches comme des forces totales. Fondamentalement, la représentation des forces inter-tranches comme des forces effectives est saine et réalisable pour les analyses de contrainte effective parce que les pressions interstitielles sont connues (définies), lorsque des analyses sont effectuées en terme de contrainte effective. Cependant, il ya des raisons pour lesquelles il convient de représenter les forces inter-tranches comme des forces total, en particulier dans les logiciels:

(1) Dans une stratigraphie complexe, il est difficile de définir et de calculer la force résultante des pressions interstitielles sur les côtés de chaque tranche.

(2) Dans de nombreuses analyses, les contraintes totales sont utilisés dans certaines zones du sol, et les contraintes effectives sont utilisées dans d'autres; les efforts de cisaillement des sols bien drainés sont représentés en utilisant des contraintes effectives, tandis que les forces de cisaillement des sols moins perméables sont représentés à l'aide au cisaillement non drainé(UU) les forces et les contraintes totales. Les pressions interstitielles inter-tranches ne peuvent être calculées que lorsque les contraintes effectives sont utilisées pour tous les matériaux. Ainsi forces inter-tranches, doivent être représentées comme somme des forces dans les cas les efforts de cisaillement drainés où non drainés sont combinées et utilisés.

(3) Il n y a presque aucune différence si les forces inter-tranches sont représentées comme des forces effectives ou totale lorsque l'équilibre statique est satisfait, par exemple, lorsque la méthode de Spencer est utilisé pour calculer le facteur de sécurité. Ainsi, les forces totales inter-tranches dans la Méthode de Spencer sont presque toujours utilisées. La méthode suédoise modifiée est recommandée pour les calculs de la main-vérification faite avec la méthode de Spencer. En conséquence, lorsque La méthode suédoise modifiée est utilisée pour vérifier les calculs effectués en utilisant la méthode de Spencer, il est logique que les forces inter-tranches sont des es forces totales.

- Indépendamment du fait que les forces inter-tranches représentent les forces totale ou effective, leur inclinaison doit être prise en considération. L'inclinaison qui est supposé est l'inclinaison de la force soit total ou la force effective, selon la façon dont les forces entre les tranches sont représentées. Le manuel des Corps des Ingénieurs 1970 exige que les forces latérales doit être considérée comme étant parallèle à la « pente moyenne du remblai ». La «pente moyenne du remblai » est généralement considérée comme la pente d'une ligne droite tracée entre le sommet et le bas de la pente (**Figure III-11**). Toutes les forces latérales sont supposés avoir la même hypothèse d'inclinaison. Les forces latérales parallèles à la pente moyenne du remblai ont été démontrées que parfois conduire à des résultats non sécuritaires

dans de nombreux cas - le coefficient de sécurité calculé est trop grand par rapport à des procédures plus rigoureuses qui satisfont à la fois la force et l'équilibre des moments comme la méthode de Spencer ou la méthode de Morgenstern et Price. Le degré d'imprécision est plus grand lorsque les forces totales inter-tranches sont utilisées. Il est probablement plus réaliste et plus sûr de supposer que les forces inter-tranches sont inclinées à la moitié de la pente moyenne du remblai lorsque les forces totales sont utilisées.

- Pour éviter éventuellement surestimation du facteur de sécurité, des ingénieurs dans la pratique ont supposé que les forces sont horizontales dans la méthode suédoise de modifiée. L'hypothèse des forces inter-tranches horizontales dans les procédures qui ne satisfont que l'équilibre des forces, et non pas l'équilibre moment, est parfois appelé le "**La Méthode de Janbu simplifié**". Cette hypothèse, toutefois, peut sous-estimer sensiblement la valeur du coefficient de sécurité. En conséquence, des "correction" sont parfois appliquées à la valeur des facteurs de sécurité calculées par "**La Méthode Janbu simplifié**" pour tenir compte de l'hypothèse des forces horizontales inter-tranches (**Janbu 1973**). Une certaine confusion existe dans la pratique quant à savoir si la soi-disant «**La méthode Janbu simplifié**» doit inclure automatiquement des "corrections" aux facteurs ou non. Des précautions doivent être prises lors de l'examen des résultats des calculs de la stabilité de la pente faite par le «**La méthode Janbu simplifié**» pour déterminer si un facteur de correction a été appliqué ou non.

- **Lowe et Karafiath (1960)** ont suggéré l'hypothèse que les forces inter-tranches sont inclinés d'un angle qui est la moyenne de l'inclinaisons de la pente (surface au sol) et la surface de cisaillement à chaque frontière entre les tranches verticales. Contrairement aux autres hypothèses décrites ci-dessus, avec l'hypothèse de **Lowe's et Karafiath** les inclinaisons de forces inter-tranches varies de tranche à tranche. Cette hypothèse semble être mieux que l'une des hypothèses décrite plus haut, surtout dans le cas des forces latérales totales, plutôt que de forces effectives. L'hypothèse **Lowe et Karafiath** produit des facteurs de sécurité qui sont habituellement moins de 10 % des valeurs calculées par des procédures qui satisfont complètement l'équilibre statique (**Duncan et Wright 1980**).

(4) Les équations d'équilibre des forces pour la méthode suédoise modifiée peut être résolu graphiquement ou numériquement. Les deux solutions graphiques et numériques nécessitent un processus itératif, les essais et la procédure d'erreur pour calculer le facteur de sécurité. Un facteur de sécurité est d'abord supposé; l'équilibre des forces est ensuite vérifié. Si l'équilibre des forces n'est pas satisfait, un nouveau facteur de sécurité est pris en charge et le processus est répété jusqu'à ce qu'un équilibre de force soit satisfait à un niveau acceptable.

III-2-4-2-Procédures des solutions graphiques.

Une solution pour le facteur de sécurité par n'importe quel procédé d'équilibre de force (y compris la méthode suédoise modifiée) est obtenu de façon répétée en supposant une valeur pour le facteur de sécurité et ensuite la construction d'un polygone de vecteur de force pour chaque tranche jusqu'à l'équilibre des forces est satisfait pour toutes les tranches.

Une tranche typiques et les forces qui agissent sur elle dans le cas où il n'y a pas de surface ou de pression interstitielle est illustré à la figure (**Figure III-11**). Les forces se composent du

pois la tranche (W), les forces sur les côtés gauche et droit de la tranche (Z_i et Z_{i+1}), les forces normales et les efforts de cisaillement sur la base de la tranche (N et S). Les forces inter-tranches, Z_i , représente la force sur le côté amont de la tranche, tandis que Z_{i+1} représente la force sur le côté en aval. Ainsi, Z_i agit sur le côté droit de la tranche pour la face gauche la pente et sur le côté gauche de la tranche pour la face droite de la pente. La force de cisaillement sur le fond de la tranche est exprimée comme suit:

$$S = \frac{1}{F} (c\Delta l + N \tan \varphi) \dots \dots \dots (e20)$$

Ou

$$S = c_D \Delta l + N \tan \varphi_D \dots \dots \dots (e21)$$

c_D et φ_D sont les paramètres de résistance au cisaillement développés.

Lors de l'élaboration des polygones de forces, le cisaillement et les forces normales sont représentées par une force résultante de la cohésion, $c_D \Delta l$, et la force, F_D , représente la résultante des forces comme une résultante des forces normales (N) et la composante du frottement des efforts de cisaillements ($N \tan \varphi_D$). Ces forces sont illustrées pour une tranche à dans (**figure III-12-b**) . La force $c_D \Delta l$ agit parallèlement à la base de la tranche, tandis que la force F_D agit à un angle φ_D de la normale à la base de la tranche.

Une valeur du facteur de sécurité doit être supposée pour construire les polygones des forces parce que c_D et φ_D dépendent du facteur de sécurité. Une fois une valeur du facteur de sécurité a été pris en charge et à une échelle appropriée a été choisie, les polygones de forces sont construits pour chaque tranche comme suit (**Figure III-12-d**):

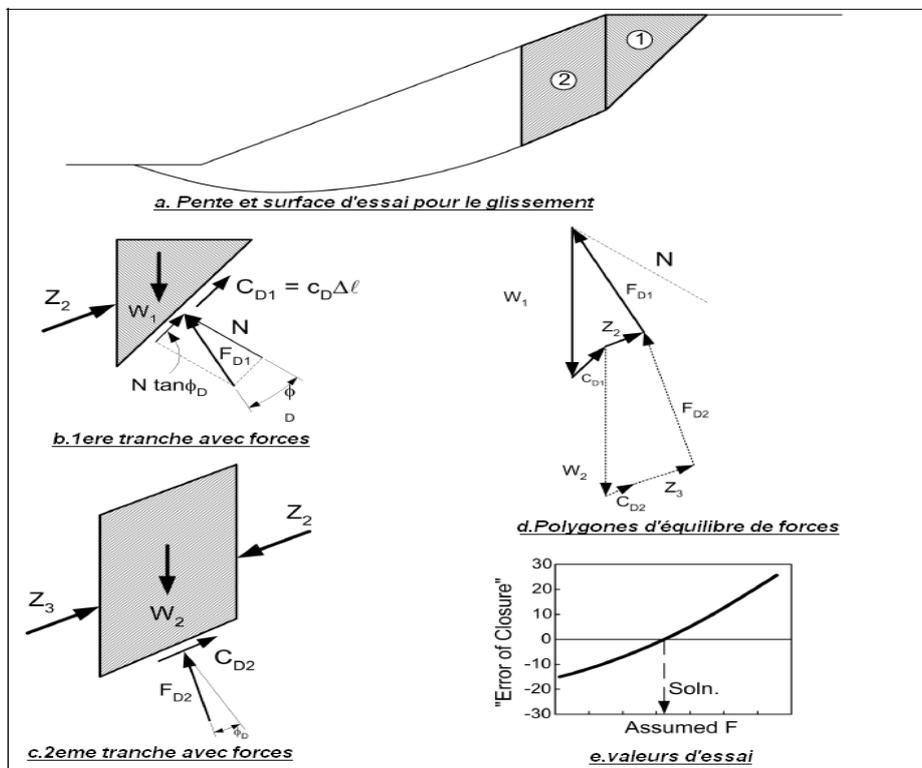


Figure III-12- Forces et polygone d'équilibre des forces pour la méthode suédoise modifiée

(1) Un vecteur de poids représente le poids (W) de la première tranche est dessiné verticalement vers le bas.

2) un vecteur représentant la force de la cohésion développée ou mobilisée ($c_D \Delta l$) est dessiné dans une direction parallèle à la base de la tranche, commençant au bout du vecteur poids.

(3) Une ligne représentant la direction de la force résultante, F_D , est établi de sorte que le bout du vecteur rencontre le début du vecteur poids. Le vecteur est établi de sorte qu'il fasse un angle ϕ_D , avec la ligne tracée perpendiculaire à la base de la tranche et la composante de cisaillement, $N \tan \phi_D$, est dans la direction propre de la force de résistance.

(4) Une ligne représentant les forces inter-tranche (Z) sur le côté aval de la tranche est établi à partir de la fin de la vectrice cohésion et s'étendant dans la direction supposée des forces latérales. L'intersection de cette ligne avec la ligne tracée à l'étape 3 définit l'amplitude des vecteurs F_D et Z .

(5) Le processus se poursuit pour la tranche suivante, à l'exception du vecteur de poids commence à la pointe du vecteur représentant la force de cohésion (**Figure III-12-d**). La construction de la tranche 2 est représentée par des pointillés.

(6) Les vecteurs sont établis tranche par tranche jusqu'à la dernière tranche est atteint. Parce qu'il n'ya aucune force sur le côté gauche de la dernière tranche, le polygone de force doit se fermer avec le vecteur résultant, F_D , seul. Toutefois, à moins que la valeur correcte a été retenue pour le facteur de sécurité, le polygone de force ne se ferme pas, une force artificielle Z_{i+1} est nécessaire pour provoquer la fermeture. Cette "erreur de fermeture" représente le déséquilibre des forces pour le facteur présumé de sécurité. D'autres facteurs de sécurité doivent être pris en charge, et l'erreur de fermeture est alors tracée par rapport au facteur de sécurité d'essai (**Figure III-12-e**). Habituellement en reportant les résultats des de trois ou quatre essais le coefficient de sécurité peut être déterminé avec une précision acceptable.

(7) Une tranche typiques et les forces qui agissent sur elle, où la résistance de cisaillement est exprimée à l'aide des contraintes effectives est illustré dans la (**figure III-13**). Les forces se composent du poids total de la tranche (W), la pression interstitielle, les forces sur la gauche et la droite de la tranche (U_L et U_R), les forces latérales résultant de contraintes effectives (Z_i et $Z_i + 1$), la force résultante de la cohésion développées ou mobilisée ($c'_D \Delta l$), la force résultante (F'_D) résultant des forces normale effectif, N' , et la composante du frottement de la résistance au cisaillement, ($N' \tan \phi'$), et la force résultant des pressions interstitielles sur la base de la tranche (U_b). Une force supplémentaire, P , va agir sur le haut de la tranche si ce dernier est submergé. Les forces de W , U_L , U_R , U_b , et P sont toutes des forces connues. Pour construire le polygone des forces, les forces connues sont représentées par une seule force résultante R . La résultante, R est représenté graphiquement dans la (**figure III-13-c**). La force sera verticale s'il n'y a pas d'infiltration (pas de flux); sinon la force, R , sera inclinée par rapport à la verticale. Les polygones de forces sont construits d'une manière similaire à celle

décrite ci-dessus pour aucune pression de l'eau, à l'exception du vecteur, R, remplace le vecteur poids W (**Figure III-13-d**).

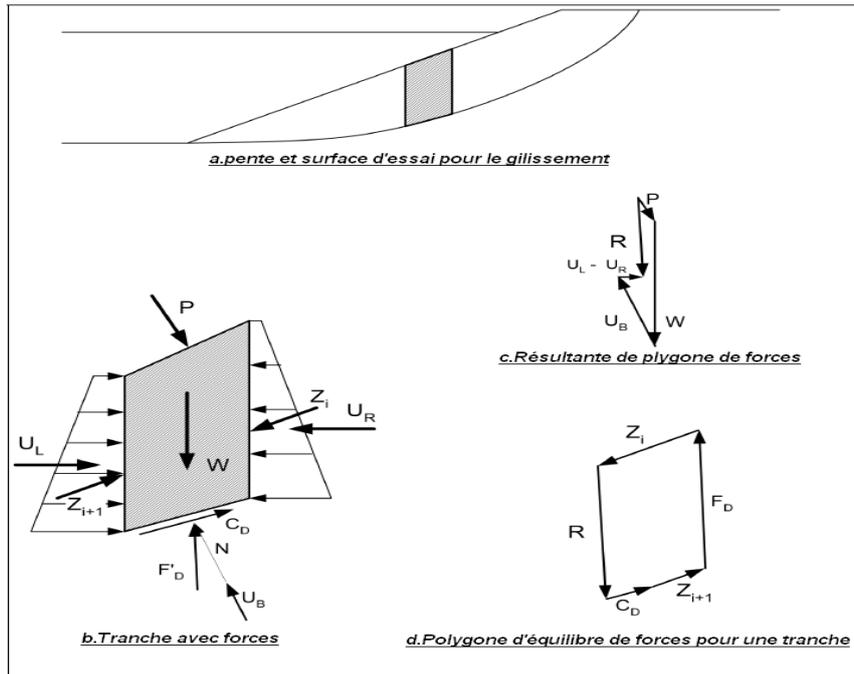


Figure III-13- Forces pour la méthode suédoise modifiée avec la présence de l'eau

III-2-4-3-Méthode de résolution.

Pour les solutions numériques des méthode d'équilibre des forces (y compris la Méthode suédoise modifiée), la force latérale sur le côté aval de la tranche est calculée selon l'équation suivante, dérivée à partir des équations d'équilibre des forces verticales et horizontales:

$$Z_{i+1} = Z_i + \frac{c1+c2+c3+c4}{n\alpha} \dots\dots\dots (e22)$$

Avec :

$$C1 = W \left[\sin \alpha + \frac{\tan \varphi' \cos \alpha}{F} \right] \dots\dots\dots (e23)$$

$$C2 = U_i - U_{i+1} \left[\cos \alpha + \frac{\tan \varphi' \sin \alpha}{F} \right] \dots\dots\dots (e24)$$

$$C3 = P \left[\sin(\alpha - \beta) - \frac{\tan \varphi'}{F} \cos(\alpha - \beta) \right] \dots\dots\dots (e25)$$

$$C4 = (c' - u \tan \varphi') \frac{\Delta l}{F} \dots\dots\dots (e26)$$

$$n\alpha = \cos(\alpha - \theta) + \frac{\tan \varphi' \sin(\alpha - \theta)}{F} \dots\dots\dots (e27)$$

(1) Les quantités (Z_i et Z_{i+1}) représentent les forces sur les côtés amont et en aval de la tranche, respectivement, (U_i et U_{i+1}) représentent les forces de pression interstitielles sur les côtés amont et en aval de la tranche, et θ représente l'inclinaison de la forces inter-tranche. Les autres termes de *l'équation 22* sont les mêmes que celles définies précédemment pour la méthode ordinaire des tranches et la méthode de Bishop simplifié. *L'équation 22* est appliquée en début sur la première tranche où $Z_i = 0$ et après un processus de tranche par tranche jusqu'à la dernière tranche est atteint. Ici on suppose que la procédure de calculs est effectuée du haut de la pente vers bas, indépendamment de la direction de la face de cette pente. Les forces inter-tranches calculée (Z_{i+1}) pour le côté aval de la dernière tranche (pointe de la surface de glissement) devraient être nulle si une valeur correcte pour le facteur de sécurité a été supposée. Si la force sur le côté aval de la dernière tranche n'est pas nulle, une nouvelle valeur est supposée pour le facteur de sécurité et le processus est répété jusqu'à ce que la force sur le côté aval de la dernière tranche soit égale à zéro.

(2) Lorsque les quantités, U_i et U_{i+1} , qui représentent la pression interstitielle sur les côtés de la tranche ne sont pas nuls, les forces inter-tranches, Z_i et Z_{i+1} , représentent les forces en termes de contrainte effective. Lorsque les contraintes totales sont utilisés, les quantités, U_i et U_{i+1} , sont mis à zéro et les forces inter-tranche représentent alors la somme des forces, y compris les pressions interstitielles. La quantité, U_i et U_{i+1} , peut aussi être égal à zéro pour les analyses de contrainte effective dans ce cas les forces latérales sont alors des forces latérales total. Les forces inter-tranche les totales sont utilisés dans la plupart des logiciels pour les analyses de stabilité des talus, mais les forces effectives sont recommandées lorsque les forces latérales sont supposées être parallèle à la pente moyenne du remblai.

III-2-4-4-Limitations.

La principale limitation de la méthode suédoise modifiée est que les facteurs de sécurité calculés sont dépendent à l'inclinaison de forces inter-tranche imposée. Selon l'inclinaison supposée pour les forces inter-tranche, le facteur de sécurité peut être soit sous-estimée ou surestimée par rapport à la valeur calculée par des méthodes plus rigoureuses qui satisfont pleinement l'équilibre statique. La sensibilité de la méthode semble être due en grande partie du fait que l'équilibre des moments n'est pas satisfait.

III-2-4-5- Recommandations d'utilisation.

La procédure d'équilibre des forces est la seule méthode considérée en ce moment qui peut être utilisé pour les analyses des formes générale et non-circulaire des surfaces de glissement. Bien que la méthode d'équilibre des forces n'est pas aussi précise que la méthode de Spencer (décrite ci-dessous) pour des analyses des formes générale et non-circulaire des surfaces de glissement. , la méthode d'équilibre des forces est beaucoup plus simple et convient donc pour les calculs à la main, alors que la méthode de Spencer est trop longue pour les calculs à la main. En conséquence, la méthode d'équilibre des forces est recommandée pour une utilisation dans des calculs manuels où les surfaces de glissement non circulaires sont en cours d'analyse. Si la méthode d'équilibre des forces est utilisée pour vérifier les calculs qui ont été effectuées en utilisant la méthode de Spencer, l'inclinaison des forces latérales utilisés pour les calculs à la main devrait être celle calculée par la Méthode de Spencer. La méthode

de Spencer et la Méthode d'équilibre de force devraient produire des résultats identiques quand la même inclination de force latérale est employée dans les deux méthodes. La méthode suédoise modifiée est utile lorsque les pentes existantes ont été conçues en utilisant cette méthode et sont en cours d'analyse pour des nouvelles conditions, telles que des informations actualisées de la pression interstitielle, ou si des modifications doivent être apportées. En utilisant la même méthode permettra une comparaison significative des résultats à ceux des précédentes analyses. Pour tous les nouveaux modèles, de préférence les (surfaces de glissement circulaire) en utilisent la méthode de Bishop simplifié et la méthode de Spencer pour les (surfaces de glissement non circulaire).

III-2-4-6-Procédures de vérification.

Comme décrit ci-dessus, soit des procédures numériques ou graphiques peuvent être utilisés dans la méthode de suédoise modifiée. Selon la procédure qui a été utilisé pour calculer le facteur de sécurité (numérique ou graphique), l'autre procédure peut être utilisée pour la vérification. Ainsi, si le facteur de sécurité a été calculé en utilisant la procédure numérique avec *l'équation 22*, le vecteur de polygone de force peut être dessiné pour confirmer que l'équilibre de force a été satisfait. De même, si la procédure graphique a été utilisée pour calculer le facteur de sécurité, la solution numérique (*équation 22*) peut être utilisé pour calculer les forces latérales et de vérifier que l'équilibre a été satisfait.

III-2-5-La Méthode de Spencer

III-2-5-1-Hypothèses.

La Méthode de Spencer suppose que les forces latérales sont parallèles, c'est à dire, toutes les forces latérales sont inclinées avec le même angle. Contrairement à la méthode suédoise modifiée, l'inclinaison des forces latérales n'est pas prise en charge, mais elle est plutôt calculée dans le cadre de la solution d'équilibre. La Méthode Spencer suppose également que les forces normales à la base de la tranche agissent au centre de la base - une hypothèse qui a très peu d'influence sur la solution finale. La Méthode de Spencer satisfait pleinement aux exigences à la l'équilibre des forces et l'équilibre des moments. Les inconnues et les équations intervenant dans cette méthode sont énumérées dans le *tableau-6*

Tableau III-6-Les Inconnues et les équations dans la méthode de Spencer

Les Inconnues et les équations dans la méthode de Spencer	
Inconnues	Nombre d'inconnues pour n tranches
<i>le facteur de sécurité (F)</i>	1
<i>Inclinaison des forces inter-tranches (θ)</i>	1
<i>Les forces normales à la base de la tranche (N)</i>	N
<i>Résultante des forces inter-tranches (Z)</i>	n-1
<i>Position des forces normales inter-tranches</i>	n-1
LE NOMBRE TOTAL DES INCONNUS	3n
Equations	Nombre d'équations pour n tranches

<i>Equilibre des forces dans le sens vertical, $\Sigma Fy = 0$</i>	N
<i>Equilibre des forces dans le sens horizontal, $\Sigma Fx = 0$</i>	N
<i>Equilibre des moments</i>	N
LE NOMBRE TOTAL DES EQUATIONS D'EQUILIBRE	3n

Bien que Spencer en (1967) à présenter pour la première fois sa méthode de calcul pour les surfaces de glissement circulaire, Wright (1969) a montré cette méthode pourrait être facilement étendu pour des analyses avec des surfaces de glissement non-circulaires. La méthode de Spencer consiste d'abord à une solution a processus itératif, des essais et des d'erreur pour les valeurs du facteur de sécurité (F) et de l'inclinaison (θ) sont imposées d'une manière a assuré a la fois l'équilibre des forces ainsi que l'équilibre des moments pour chaque tranche. Ensuite, les valeurs de N, Z, et y_t sont évalués pour chaque tranche.

III-2-5-2- Limitations

La Méthode de Spencer a besoin d'un logiciel informatique pour effectuer les calculs. Parce que l'équilibre des forces et des moments doivent être satisfait pour chaque tranche et les calculs sont répétés pour un certain nombre de valeurs d'essais du facteur de sécurité et de inclinaison des forces inter-tranches, première instance supposée de la sécurité et, le contrôle complet et indépendant à la main d'une solution en utilisant la méthode de Spencer est impossible.

III-2-5-3-Recommandations d'utilisation.

L'utilisation de la méthode de Spencer pour l'analyse et la conception habituel est devenue pratiques avec l'évolution des techniques informatiques. La méthode a été appliquée dans plusieurs programmes informatiques commerciaux et est utilisée par plusieurs organismes gouvernementaux. La Méthode Spencer doit être utilisée si une solution statique complète est recherchée. Elle devrait également être utilisée comme une vérification sur la conception finale, quand les calculs de stabilité de talus ont été calculés par des méthodes plus simples.

III-2-5-4-Procédures de vérification.

Une vérification complète et indépendante à la main des solutions utilisant la méthode de Spencer est impossible en raison de la complexité de la méthode et des calculs longs imposés. Au lieu de cela la procédure d'équilibre des forces est recommandé, en utilisant soit les méthodes de résolution graphique ou numérique. Lors de la vérification de la méthode de Spencer en utilisant la procédure d'équilibre des forces, l'inclinaison des forces latérales (θ) est supposé être le même que celle trouvé en utilisant la méthode de Spencer. Dans ce cas (même inclinaison des forces latérales), à la fois la procédure d'équilibre des forces et la méthode de Spencer devrait produire les mêmes valeurs pour le facteur de sécurité.

III-2-6-La méthode des coins (cales)

III-2-6-1-Hypothèses.

La méthode des cales est illustré à la figure C-15. La méthode suppose que le glissement de masse est composée de trois régions: le coin actif, le bloc central, et le coin passive. L'inclinaison des forces sur les frontières verticales entre les zones qui sont assumées. La

méthode de serrage est en fait un cas particulier de la procédure équilibre des forces: la méthode Wedge satisfait pleinement l'équilibre de forces dans le sens vertical et horizontal et ignore équilibre des moments. Les seules différences entre la méthode Wedge et la mise à jour suédoise méthode sont (1) les hypothèses de la forme de la potentiel de surface de glissement, et (2) éventuellement, les inclinaisons des "intertranches" forces entre les quartiers. Dans le Wedge méthode, l'hypothèse inclinaison intertranches force est souvent le même que pour la modification Méthode suédoise. Toutefois, la force entre les tranches entre le bloc central et le coin est passive parfois considérée comme horizontale.

III-2-6-2-Procédure de la Solution.

Solutions pour la méthode Wedge sont les mêmes que pour tout de l'équilibre des Forces procédures (section C-4).

III-2-6-3-Limitations.

La méthode Wedge a les mêmes limites que d'autres procédures équilibre des forces. Dans De plus, les particuliers, "coin" forme de la surface de glissement restreint l'utilisation de la procédure pour les pistes de glissement où surfaces de cette forme sont susceptibles d'être critique.

III-2-6-4-Recommandations d'utilisation.

Facteurs de sécurité calculé selon la méthode Wedge sont sensibles à la suppose inclinaisons des forces latérales. La méthode Wedge peut être utilisée pour vérifier des solutions pour Spencer en trois parties surfaces de cisaillement non circulaire. L'inclinaison force latérale est considéré comme l'inclinaison vigueur même côté dans Spencer. La méthode Wedge a également utiliser où les pentes existants ont été conçus en utilisant le méthode et sont en cours d'analyse pour les nouvelles conditions, telles que des informations actualisées de la pression interstitielle, ou lorsque modifications doivent être apportées. En utilisant la même méthode permet une comparaison significative des résultats avec ceux de les analyses précédentes. Pour tous les nouveaux modèles, la préférence devrait être donnée à l'analyse complète des procédures telles que Spencer méthode, qui peut être utilisé pour les surfaces de cisaillement non circulaire et en forme de coin.

III-2-6-5- Les procédures de vérification.

Les mêmes procédures, graphiques ou numériques, utilisés pour vérifier les calculs effectuée par la méthode de modification suédois, peut être utilisé pour vérifier les calculs par la méthode Wedge.

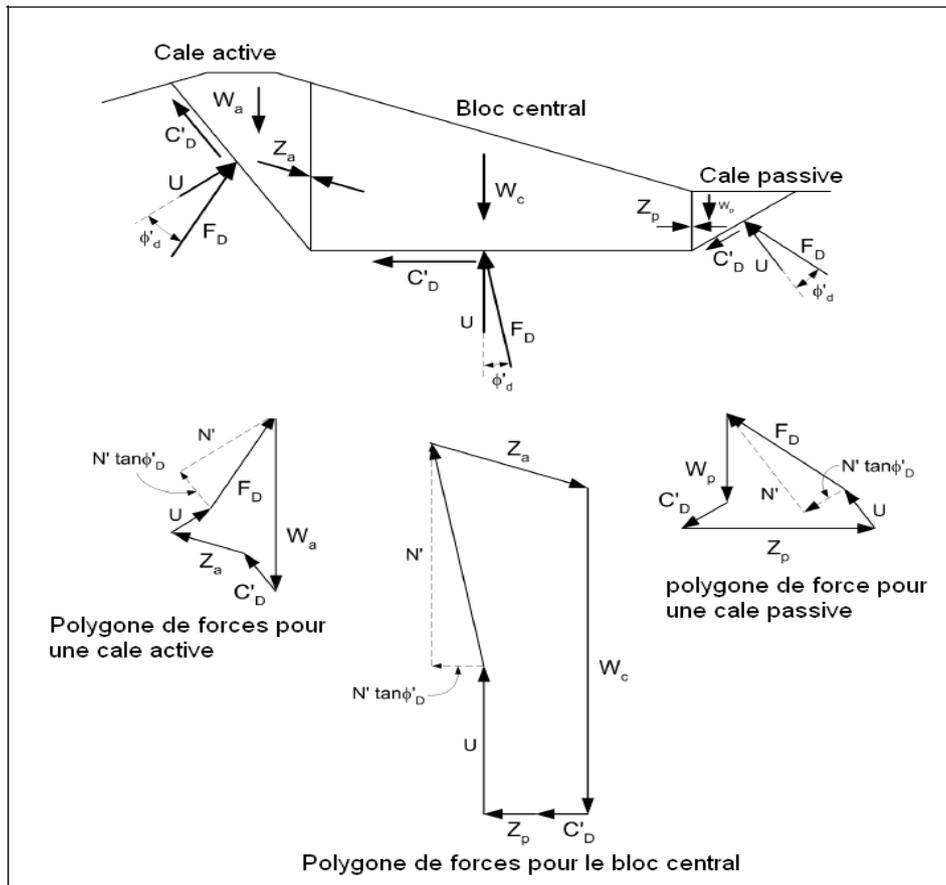


Figure III-14-Polygones de Force et Forces d'équilibre pour la Méthode des cales

III-2-7-La méthode de pente infinie

III-2-7-1-Hypothèses.

La méthode de la pente infinie suppose que la pente est d'une étendue latérale infinie et que glissement se produit le long d'une surface plane parallèle à la face de la pente (**Figure III-15**). Pour les pentes composées d'une cohésion uniforme des sols ($c' = 0$), la surface de glissement critique sera parallèle à la pente externe à faible profondeur ($z \approx 0$). Dans cette situation, le mécanisme de l'instabilité implique différentes particules de sols roulant vers le bas de la surface de la pente. Les analyses de cette condition en utilisant des surfaces de glissement circulaire se traduira par un cercle critique qui se rapproche du mécanisme de rupture de la pente infinie avec un cercle qui est très peu profond et a un très grand rayon. Les coefficients de sécurité seront les mêmes calculés en utilisant une analyse de pente infinie. Cependant, l'analyse de pente infinie est plus simple et plus facile, et elle doit être utilisée pour des pentes dans des matériaux pulvérulents. La méthode de la pente infinie est un cas particulier de la méthode de l'équilibre des forces, avec une tranche.

Avec une seule tranche, deux équations sont disponibles (équilibre des forces horizontales et verticales), et deux inconnues doivent être évaluées (le facteur de sécurité et la force normale sur la base de la tranche). Ainsi, la méthode est isostatique.

III-2-7-2-Equations de stabilités.

Pour une pente infinie, les forces normales et les contraintes de cisaillement sur un plan parallèle à la pente à une profondeur verticale, z, sont donnés par:

$$\sigma = \gamma z \cos^2 \beta \dots\dots\dots (e28)$$

Et

$$\tau = \gamma z \cos \beta \sin \beta \dots\dots\dots (e29)$$

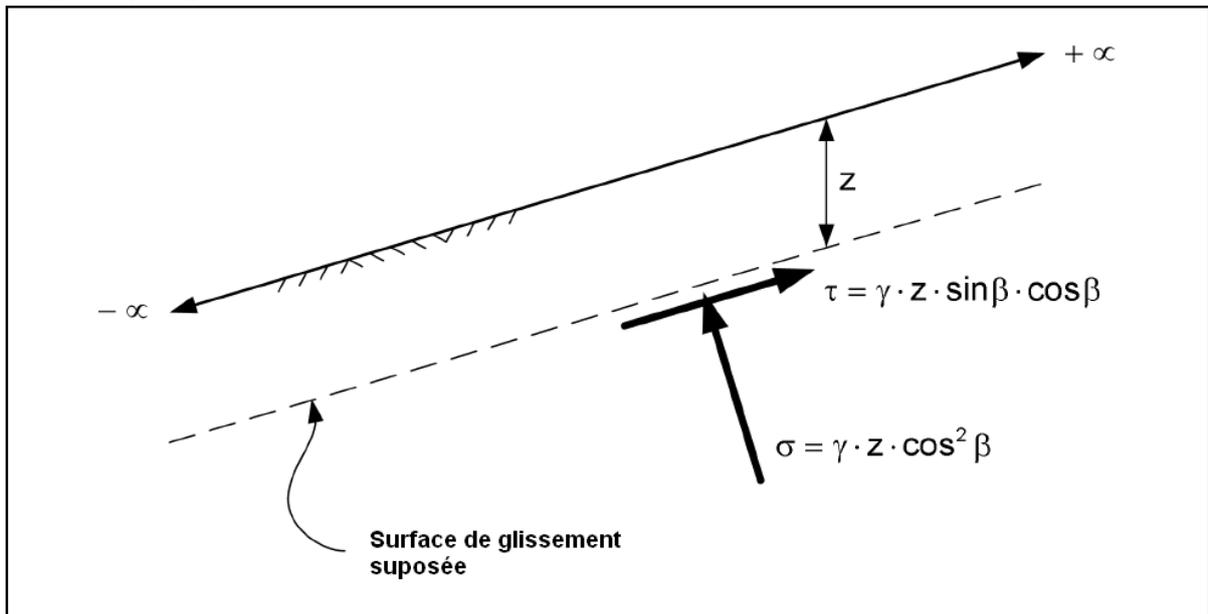


Figure III-15- Pente infinie

Pour les efforts de cisaillement exprimés en termes de contraintes effectives avec une cohésion nulle (c '= 0), le coefficient de sécurité est donné par:

$$F_s = \frac{s}{\tau} = \frac{(\sigma - u) \tan \phi'}{\tau} \dots\dots\dots (e30)$$

Où u est la pression interstitielle sur la profondeur du plan de cisaillement.

Laisser r_u = u / γz et le remplacement des expressions de σ et τ des équations 28 et 29 dans l'équation 30, donne:

$$F_s = \frac{s}{\tau} = \frac{(\cos^2 \beta - ru) \tan \phi'}{\cos \beta \sin \phi \beta} \dots\dots\dots (e31)$$

L'équation 31 peut être aussi écrite sous la forme :

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} [1 - ru(1 + \tan^2 \beta)] \dots\dots\dots (e32)$$

Pour le cas particulier avec une pression interstitielle nulle (u = 0; ru = 0) l'équation 32 se réduit à:

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \dots\dots\dots (e33)$$

(1)L'équation de la stabilité d'une pente infinie peut aussi être écrite dans des conditions avec des infiltrations à travers la pente, comme le montre la **Figure III-16**.

Le facteur de sécurité pour une pente infinie avec infiltration peut être exprimée comme suit (Bolton 1979):

$$F_s = \frac{\gamma' - \gamma_w \tan \alpha_s \tan \beta}{\gamma_{sat}} \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \dots \dots \dots (e34)$$

Avec :

$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ Poids volumique immergé du sol

γ_w Poids volumique de l'eau

.....angle entre les lignes de courant et la face du remblai (Figure III-16)

β inclinaison de la pente mesurée à l'horizontale

φ' angle de frottement interne exprimée en termes de contraintes effectives

La cohésion, (c') est supposée égale à zéro parce que l'analyse de pente infinie est principalement applicable aux sols cohésifs.

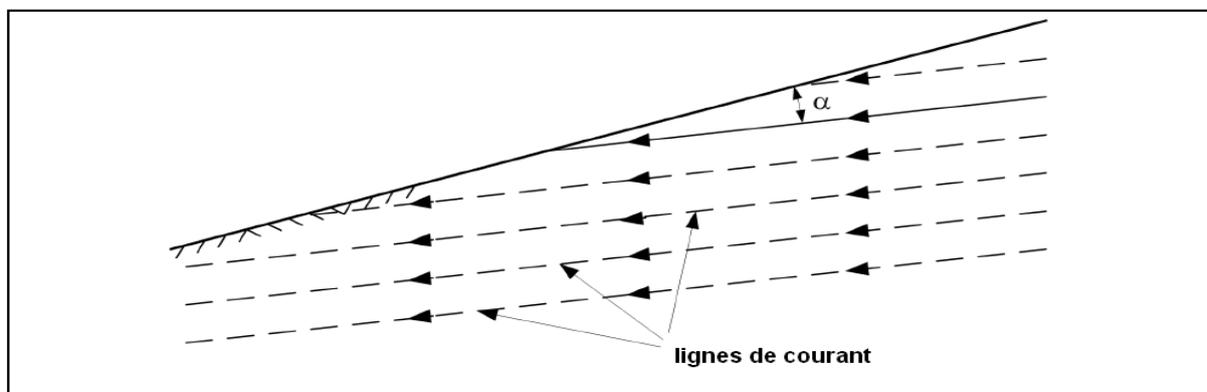


Figure III-16- Pente infinie avec des lignes de courant parallèles

(2) Pour le cas où la direction de l'infiltration est parallèle à la pente ($\alpha_s = 0$), avec une infiltration libre sur la surface de la surface du sol, le coefficient de sécurité peut être exprimée comme suit:

$$F_s = \frac{\gamma'}{\gamma_{sat}} \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \dots \dots \dots (e35)$$

De même, pour le cas de pénétration horizontale ($\alpha = \beta$)

$$F_s = \frac{\gamma - \gamma_w \tan^2 \beta}{\gamma_{sat}} \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \dots \dots \dots (e36)$$

III-2-7-3-Limitations.

Les équations pour le facteur de sécurité pour une pente infinie est donnés par les équations **e30-e36** ne sont applicables qu'aux pentes des matériaux pulvérulents. Elles s'appliquent aux pentes constituée de silt non plastique, ou du sable, gravier ou d'enrochement où $c' = 0$.

III-2-7-4-Recommandations d'utilisation.

La méthode est utile pour évaluer la stabilité des glissements pour les pentes de faible profondeur et dans les sols sans cohésion.

III-2-8- Sélection de la méthode

Certaines méthodes d'analyse de stabilité des pentes (par exemple, de Spencer) sont plus rigoureuses et doivent être privilégiées pour l'évaluation détaillée des plans définitifs. Certaines méthodes (par exemple, de Spencer, de suédoise modifiée e, et le cale) peut être utilisé pour analyser les surfaces de glissement circulaires. Certaines méthodes (par exemple ordinaire des tranches, Bishop simplifié, la méthode suédoise modifiée, et cale) peut être utilisé sans l'aide d'un ordinateur et sont donc commode pour les résultats obtenus en utilisant la vérification indépendante des programmes informatiques. En outre, lorsque ces dernières méthodes sont implémentées dans des logiciels, ils exécutent extrêmement rapide et sont utiles en cas de très grands nombres de surfaces de glissement du procès doivent être analysés. Les différentes méthodes couvertes dans cette annexe sont résumées dans le **Tableau III-7**, Ce tableau peut être utile dans le choix d'une méthode appropriée pour l'analyse.

Tableau III-7-Comparaison des caractéristiques des méthodes de l'équilibre limite

Comparaison des caractéristiques des méthodes de l'équilibre limite						
Désignations	Méthode ordinaire des tranches	Méthode de Bishop simplifiée	Méthode Spencer	Méthode suédoise modifiée	Méthode de cale (coins)	Méthode de pente infinie
Précision		X	X			X
Glissement des surfaces planes parallèle à la face de pente						X
Surfaces de glissement circulaire	X	X	X	X		
Mécanisme de rupture coins (cales)			X	X	X	
Surface de glissement non-circulaire - n'importe quelle forme			X	X		
Convient pour les calculs de la main	X	X		X	X	X

III-2-9- L'utilisation de la méthode des éléments finis

III-2-9-1- Généralités.

La méthode des éléments finis (MEF) peut être utilisée pour calculer les déplacements et les contraintes provoqués par les charges appliquées. Toutefois, il ne fournit pas une valeur pour le coefficient de sécurité global, sans un traitement supplémentaire des contraintes calculées. Les principales applications et utilisations de la méthode des éléments finis pour la conception sont comme suit:

(1) L'analyse par éléments finis peut fournir des estimations des déplacements et de la construction des pressions interstitielles. Ceux-ci peuvent être utiles pour le contrôle du domaine de la construction, ou lorsque l'on craint des dommages des structures adjacentes. Si les déplacements et les pressions interstitielles mesurées par cette méthode diffèrent considérablement de celles calculées, la raison de la différence doit être étudiée.

(2) Les analyses par éléments finis fournissent des modèles du déplacement qui peuvent présenter des potentiels et des mécanismes de rupture complexes. La validité du facteur de sécurité obtenu à partir des analyses d'équilibre limite dépend de la localisation de la plupart des surfaces potentielles de glissement les plus critiques. Dans des conditions complexes, il est souvent difficile de prévoir les modes de rupture, surtout si les matériaux de renforcements structurels comme les géotextiles, le béton des murs de soutènement, ou palplanches sont inclus. Une fois un mécanisme potentiel de rupture est reconnu, le facteur de sécurité par rapport à la rupture par cisaillement développé par ce mode peut être calculé en utilisant la méthode d'équilibre limite.

(3) L'analyse par éléments finis fournit des estimations des contraintes et des forces mobilisées. La méthode des éléments finis peut être particulièrement utile pour juger laquelle des forces doivent être utilisées lorsque les matériaux présentent de grandes différences de matière de contrainte-déformation et les propriétés de résistance, c'est à dire, où la compatibilité de contrainte est un problème. La méthode des éléments finis peut aider à identifier les régions locales où il y a des «concentrations de contrainte» qui peuvent se produire et provoquer des fissures dans les matériaux fragiles et mous. En outre, la méthode des éléments finis est utile pour identifier le comportement du renforcement choisi dans les remblais. La méthode des éléments finis peut être utile dans des domaines où de nouveaux types de renforcement sont utilisés ou les renforcements sont utilisés d'une manière différente de l'expérience. La méthode des éléments finis contribue d'une façon importante dans l'analyse de stabilité des pentes renforcées est les efforts de renforcement. La MEF peut fournir des indications utiles pour l'identification de la force qui sera utilisée.

III-2-9-2-Utilisation des analyses par éléments finis pour calculer les facteurs de sécurité.

Si vous le souhaitez, les facteurs de sécurité équivalents à ceux calculés à l'aide des analyses d'équilibre limite peuvent être calculés à partir des résultats des analyses par éléments finis. La procédure d'utilisation de La méthode des éléments finis pour calculer les facteurs de sécurité sont les suivants:

- (1) Effectuer une analyse en utilisant la méthode des éléments finis afin de déterminer les contraintes dans la pente.
- (2) Sélectionnez une surface d'essai de glissement.
- (3) Subdiviser la surface de glissement en segments.
- (4) Calculer les contraintes normales et les efforts de cisaillement le long de la surface de glissement suppose. Cela nécessite une interpolation des valeurs de contraintes à partir des valeurs calculées aux points de Gauss dans le maillage d'éléments finis afin d'obtenir les valeurs en des points choisis sur la surface de glissement. Si une analyse des contraintes effectives est en cours d'exécution, il faut soustraire les pressions interstitielles afin de déterminer les contraintes effectives normales sur la surface de glissement. Les pressions interstitielles sont déterminées de la même analyse par éléments finis si une analyse couplée a été réalisée pour calculer les contraintes et les déformations. Les pressions interstitielles sont déterminées à partir d'une analyse d'infiltration distincte et constante si une analyse non couplée a été réalisée pour calculer les contraintes et les déformations.
- (5) Utiliser les paramètres de la contrainte normale et de résistance au cisaillement, c et ϕ , ou c' et ϕ' , pour calculer la résistance au cisaillement développée aux points le long de la surface de cisaillement. Utilisez les contraintes normales totales et les efforts de résistance au cisaillement totaux pour l'analyse des contraintes totales et les contraintes normales effectives et les efforts de résistance au cisaillement effectifs pour l'analyse des contraintes effectives.
- (6) Calculer un facteur de sécurité global en utilisant l'équation suivante:

$$F_s = \frac{\sum S_i \Delta l}{\sum \tau_i \Delta l} \dots\dots\dots (e37)$$

où

S_i = résistance au cisaillement disponibles calculée à l'étape (4)

τ_i = effort de cisaillement calculée à l'étape (3)

Δl = longueur de chaque segment dans la surface de glissement qui a été subdivisé.

Les sommations dans *l'équation (e37)* sont effectuées sur tous les segments dans lesquels la surface de glissement a été subdivisée.

(a) Des études ont montré que les facteurs de sécurité déterminés selon la procédure décrite ci-dessus sont pour des raisons pratiques, égal aux facteurs de sécurité déterminés à l'aide des méthodes de l'équilibre limite.

(b) les facteurs de sécurité "Local" (point par point) peut également être calculé en utilisant les contraintes et les propriétés de résistance au cisaillement dans des points choisis sur la pente. Certains facteurs de sécurité locaux seront plus faibles que l'ensemble de coefficient sécurité minimum calculé à partir de l'équation *e-37* ou des analyses de l'équilibre limite. Les

facteurs de sécurité locaux inférieur ou égal à 1 ne signifient pas nécessairement que la pente est instable. Des contraintes seront redistribuées à partir du point de rupture local vers d'autres points où le facteur de sécurité local est supérieur à 1. Tant que le facteur global de sécurité est supérieur à 1, la pente sera stable.

III-2-9-3-Avantages et inconvénients

Lorsque les estimations des mouvements ainsi que le facteur de sécurité sont nécessaires pour atteindre des objectifs de conception, l'effort requis pour effectuer des analyses par éléments finis peut être justifiée. Toutefois, les analyses par éléments finis nécessite beaucoup plus de temps et d'effort, au-delà de celle requise pour les analyses à l'équilibre limite et d'autres données additionnelles liées au comportement contrainte-déformation des matériaux.

IV-1-Introduction :

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable

Les méthodes de confortement peuvent être regroupées en trois catégories :

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

IV-2-Terrassements :

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

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable. La (figure IV-1) schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire

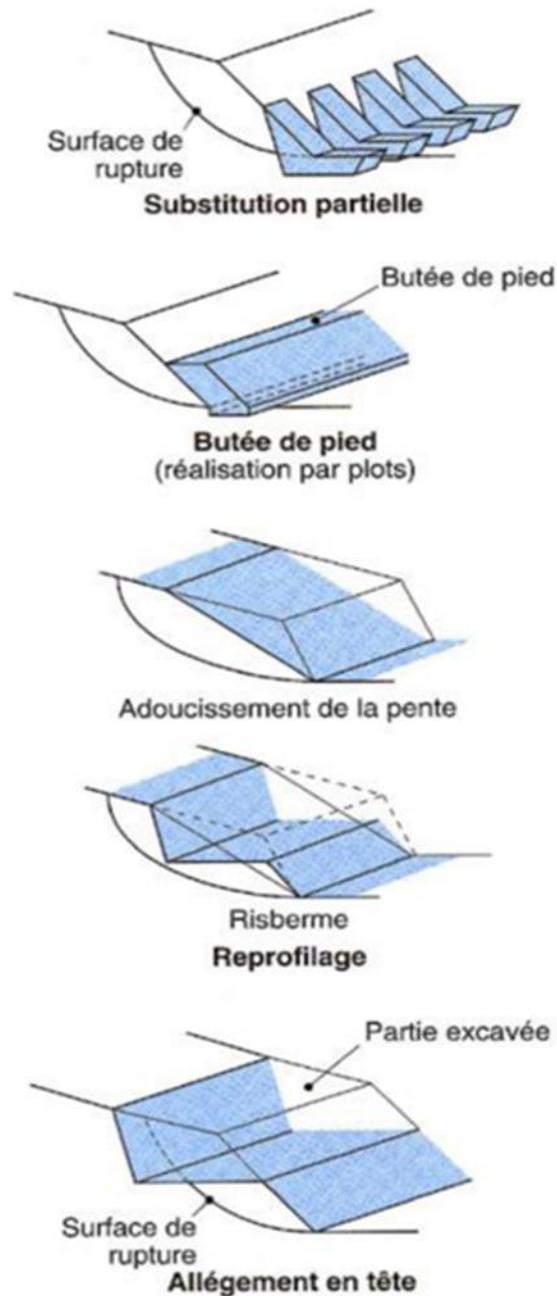


Figure IV-1- Différentes méthodes de stabilisation par terrassement

IV-2-1-Remblai de pied :

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

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier De la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement Déclaré qui est dimensionnant. La stabilité au grand glissement suppose (figure IV-2) que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

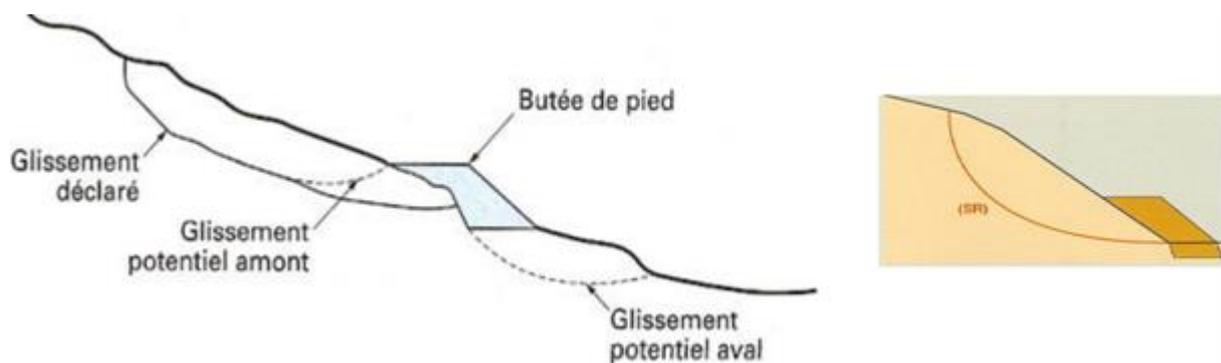


Figure IV-2- Calcul de stabilité d'une butée de pied :
Différentes surfaces de rupture à prendre en compte

IV-2-2- Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le Long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

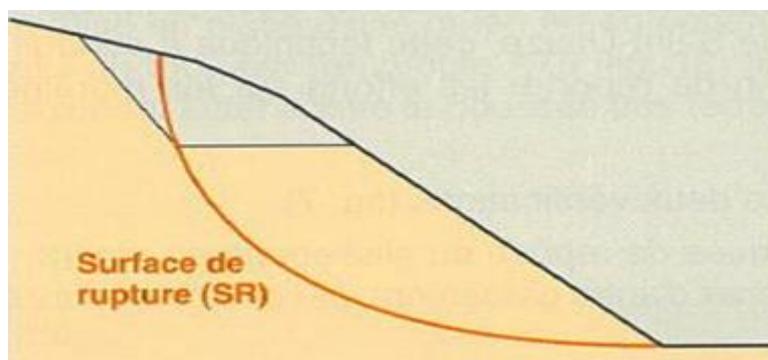


Figure IV-3- Allègement en tête

IV-2-3- Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

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

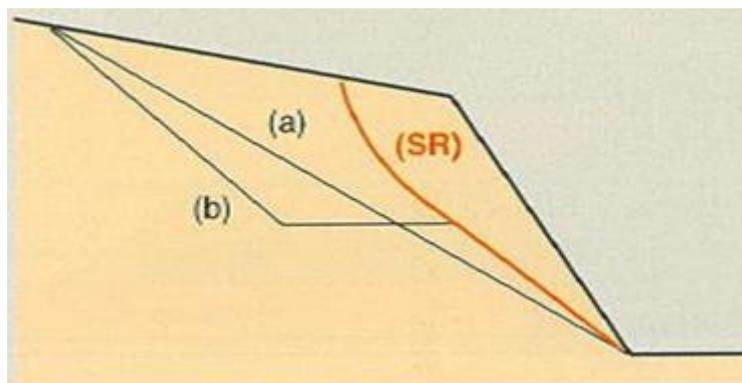


Figure IV-4 Reprofilage : (a) adoucissement (b) risberme

IV-2-4- Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

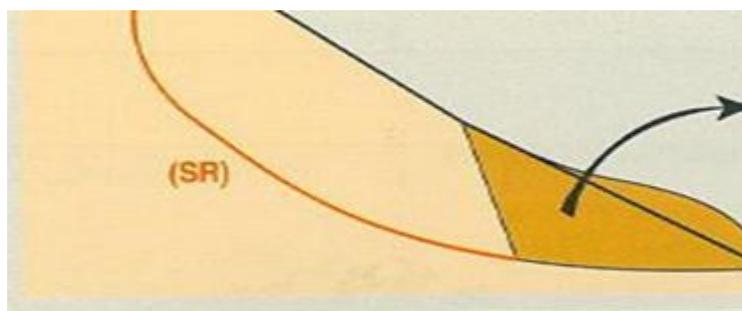


Figure IV-5- Purge

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

IV-2-5- Substitution totale ou partielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer

le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus (figure IV-6). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé

En prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et Sans substitution.

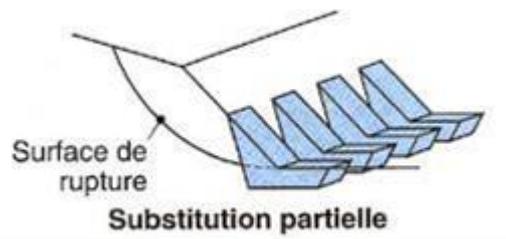


Figure IV-6- Substitution partielle

IV-3- Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage ; Qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable. De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur Enlever toute efficacité. On distingue :

les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds.

Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

IV-3-1- Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans Les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, Bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

IV-3-2- Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure 7, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

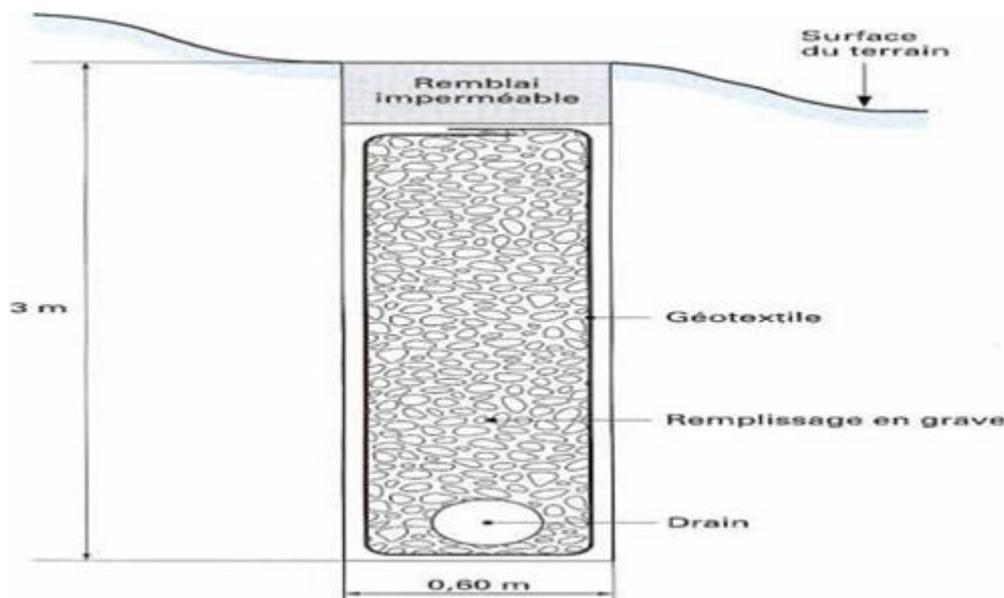


Figure IV-7- Coupe type d'une tranchée drainante

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

- à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;

à la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif

- mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;
- à la hacheuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

IV-3-3- Drains subhorizontaux :

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

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

Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible.

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

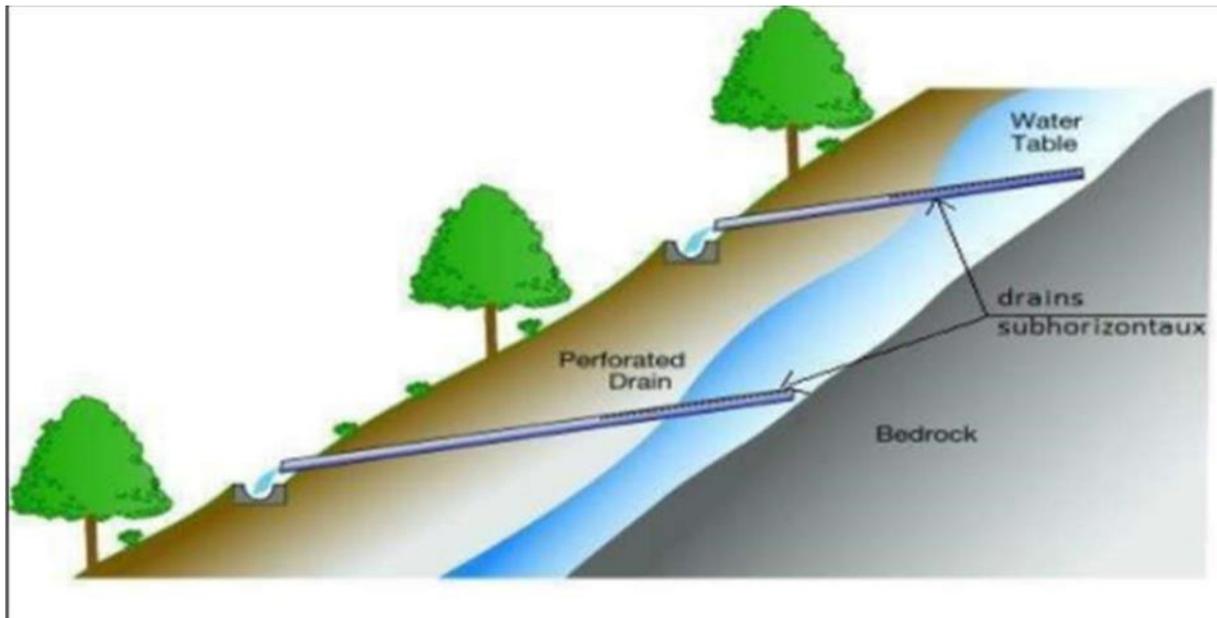


Figure IV-8- Drains Subhorizontaux

IV-3-4- Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion

Correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité.

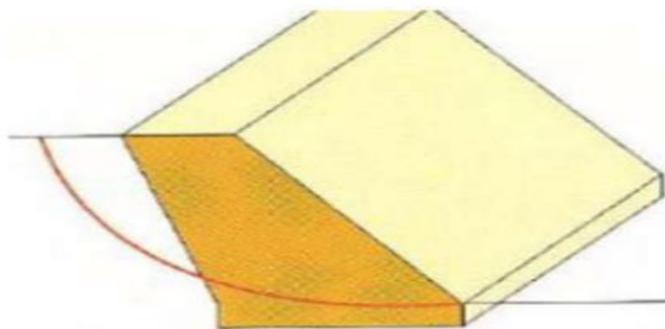


Figure IV-9- Schéma d'un masque drainant (Achoui et Dahmani, 2013).

Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

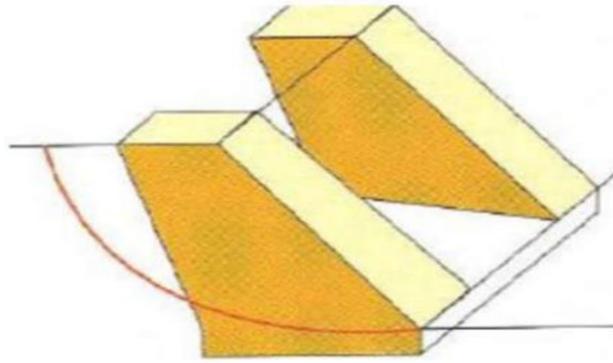


Figure IV-10- Schéma d'éperons drainants (Achoui et Dahmani ,2013).

IV-3-5- Drains verticaux, galeries drainantes :

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur Rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace. Par exemple, le glissement du Bilan (Isère) qui menaçait la retenue EDF de Grand' maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total).

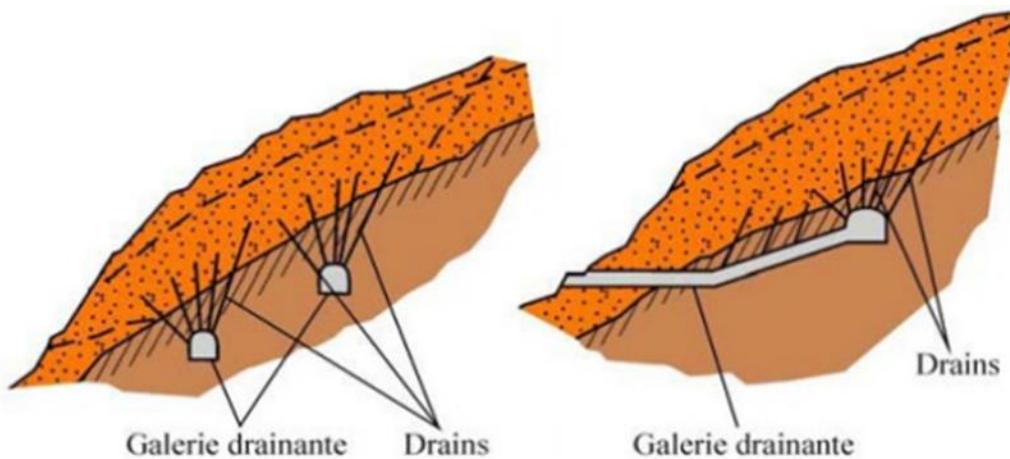


Figure IV-11- Galerie drainante

IV-4- Introduction d'éléments résistants :

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement
- tirants d'ancrage et murs ancrés
- clouages par des barres, des micros pieux
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

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

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, Des ouvrages qui supportent mieux les déformations

IV-4-1- Ouvrages de soutènement :

- **Les ouvrages rigides :** ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).



Figure IV-12- Exemple d' ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d' Etude Technique *des* Routes et Autoroutes (SETRA))

- **Les ouvrages souples :** sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.



Figure IV-13- Exemple d' ouvrage souple : Mur en gabion (Service d' Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA))

IV-4-2- Tirants d'ancrages :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction.

Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou De petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants. Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité Dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure suivante.

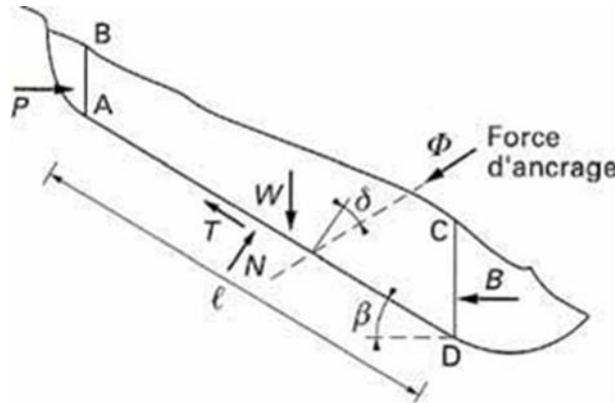


Figure IV-14- Stabilisation par ancrages précontraints :
Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

Les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c' \ell + (W \cos \beta + B \sin \beta - P \sin \beta) \tan \varphi'}{W \sin \beta + P \cos \beta - B \cos \beta} = \frac{\text{numérateur } a}{\text{dénominateur } b} \quad (\text{IV-1})$$

Avec c' et φ' caractéristiques de cisaillement du sol Si l'on applique un effort d'ancrage Φ , le coefficient de sécurité devient :

$$F + \Delta F = \frac{a + \Phi \cos \delta \tan \varphi'}{b - \Phi \sin \delta} \quad (\text{IV-2})$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort Φ minimal est obtenu pour :

$$\delta = \arctan \frac{F + \Delta F}{\tan \varphi'} \quad (\text{IV-3})$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un Suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants

IV-4-3- Renforcement par inclusions :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre En œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés

Métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement (Figure IV-13) ;

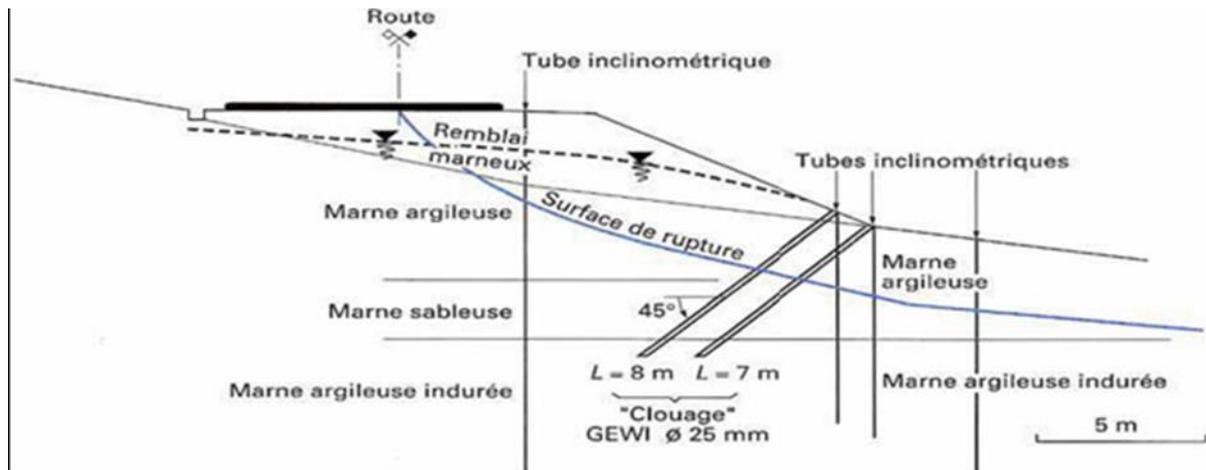


Figure IV-15- Exemple de clouage d'un glissement

- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement

IV-3-3-1- Clous et micro pieux :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant :

La partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de Rupture, qui se situe :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou)
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous

- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur Sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; On utilise des

Barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite P_{qs} où P est le périmètre du clou et q_{set} frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais

D'arrachement ou d'essais préssiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

IV-5- Marge de sécurité :

Tableaux IV-1- Résumer de Marge de sécurité :

	Principe de stabilisation	Moyens Techniques	Méthode de Dimensionnement	F final	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage de masse	Remblai	Calcul de stabilité avec géométrie modifié	1,2 à 1,3	Accès et emprise nécessaires. Présence d'un horizon résistant à faible profondeur. Assuré la stabilité en aval
Allègement en Tête	Rééquilibrage de masse	Déblai	Calcul de stabilité avec géométrie modifié	1,2	Accès et emprise nécessaires. Assuré la stabilité en Amont
Purge total	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec géométrie modifié	1,5	s'applique à des petits volumes. Protection de la surface mise à nu. Assuré la stabilité en Amont
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec géométrie modifié	1,2	Accès et emprise nécessaires. Terrassement s important.
Substitution Total	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau de substitution	1,5	Terrassement s important. Ancrer sous la surface de rupture.
Substitution		Déblai et	Calcul de stabilité	1,2	Ancrer sous la surface

partielle : bêche, contrefort, éperon, masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Remblai	avec les caractéristiques du matériau initial et de celui de substitution		de rupture. Travail par plots. Gérer le drainage.
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai polystyrène matériau alvéolaire	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de poids du matériau allégé	1,2	Terrassement réduits. Protection du matériau allégé. Gérer le drainage.
Collecte et canalisation des réseaux de surface	Limiter les Pressions interstitielles	Cunettes, Drain Agricole	Calcul de stabilité avec les pressions interstitielles estimées après le drainage	1,3	Implique une surface supérieure à celle du glissement. Entretien indispensable.
Tranchées Drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse, pelle	Calcul de stabilité avec les pressions interstitielles estimées après le drainage	1,3	Connaissance préliminaire du réseau d'écoulement. Entretien indispensable.
Drains Subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drains plastiques, moyens de forages	Calcul de stabilité avec les pressions interstitielles estimées après le drainage	1,3	Connaissance préliminaire du réseau d'écoulement. Vérification de rabattement. Entretien indispensable.
Drainages Profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux, puits, galeries	Calcul de stabilité avec les pressions interstitielles estimées après le drainage	1,3	Connaissance préliminaire du réseau d'écoulement. Entretien indispensable.
Soutènements	Apport d'un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages fixes, ouvrages souples	Murs fixes : calcul de la longueur du massif mis en butée. Murs souples : calcul de stabilité en tenant compte de résistance du mur	1,5 1,2	Ancrer l'ouvrage sous le niveau de rupture. Gérer la circulation des eaux derrière l'ouvrage
Tirants d'ancrages	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, Barres	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs,	1,2	Problème de déplacements de sol (phase de chantier et de service) Associer un bon

			calcul a la rupture des tirants (F=1 ,5)		drainage
Claus	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micropieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul a la rupture des clous (F=1 ,5)	1,2 à 1,3	Technique importante. Estimation correcte des interactions sol /inclusions. Associer un bon drainage.
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons profilés H. palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul a la rupture des pieux (F=1 ,5)	1,1 à 1,2	Technique importante. interactions sol /inclusions. Associer un bon drainage

IV.6. Conclusion :

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

V-1-Introduction :

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto viscoplastiques en 2D ou 3D.

Le éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

V-2-Options par défaut, Solutions approchées :

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable de traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple ***Figure IV-9***.

Les options par défaut commencent dès le maillage : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de modification en vue d'accroître son efficacité ***Figure IV-10***

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base

du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur les faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir de menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

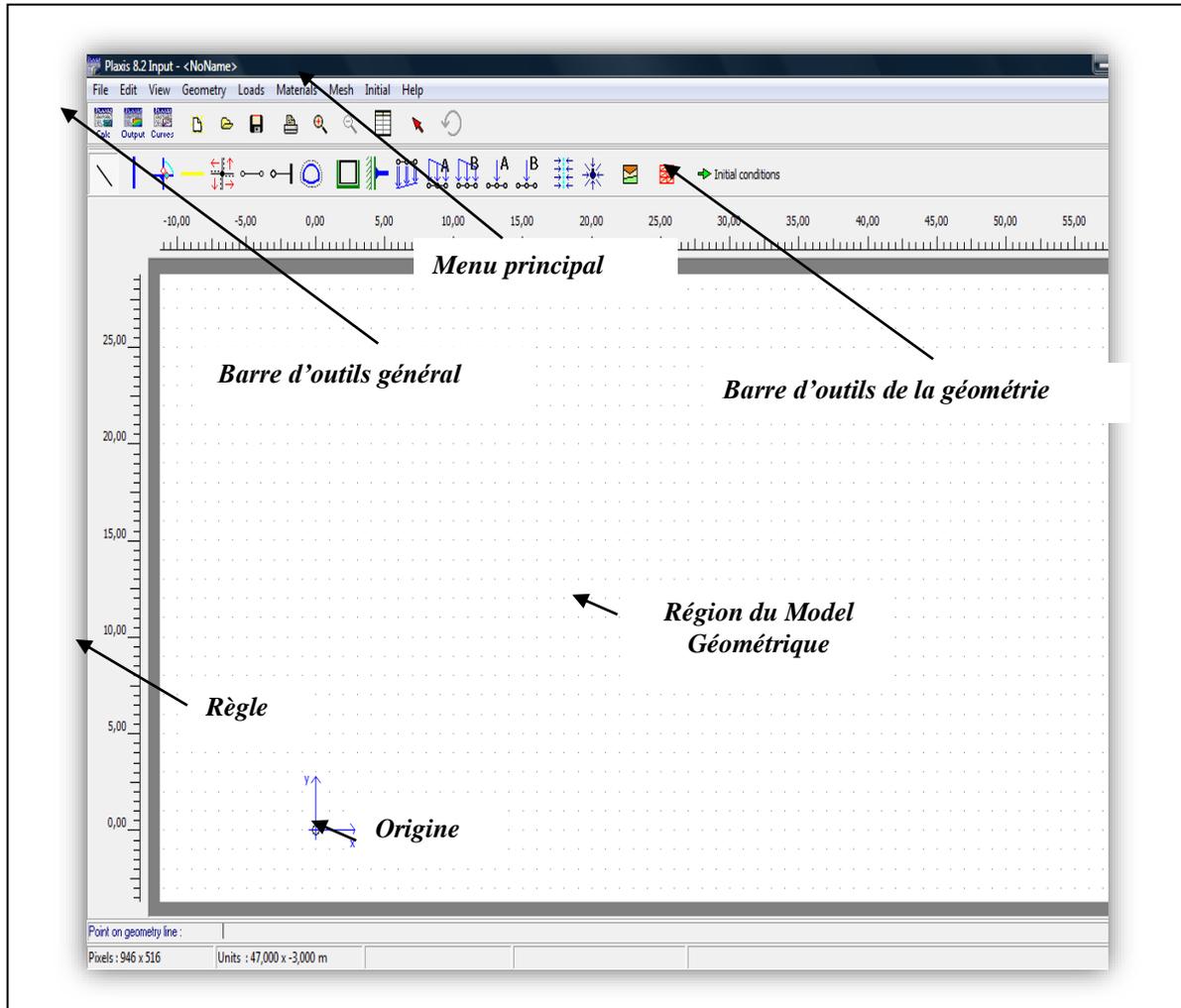


Figure V-1- Présentation du MENU du Logiciel PLAXIS

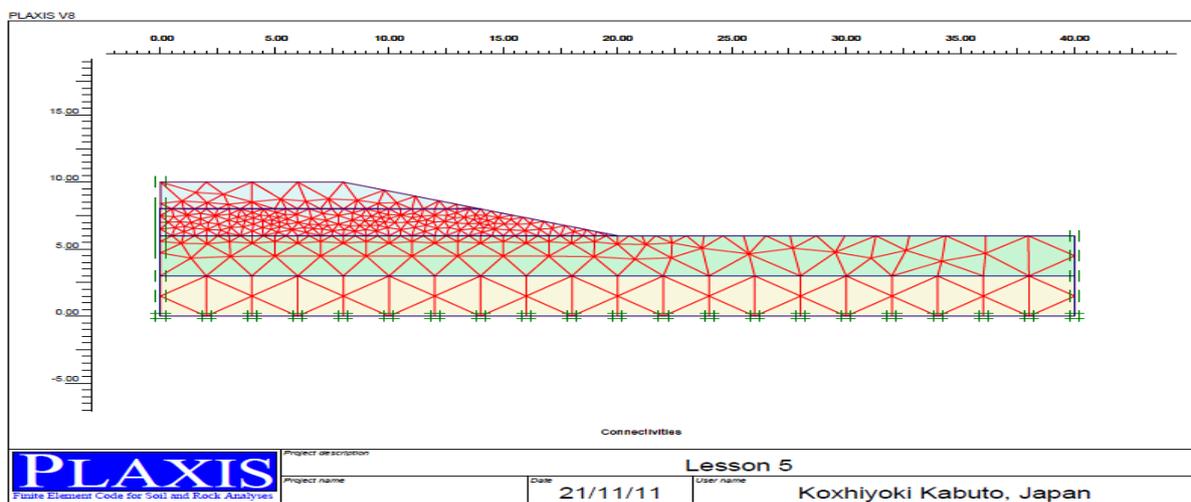


Figure V-2- Présentation du Maillage du Logiciel PLAXIS

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un chargement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante -et réaliste- dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique est proche de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approché, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède **Figure 57** ; PLAXIS offre cette possibilité qui souvent très appréciable.

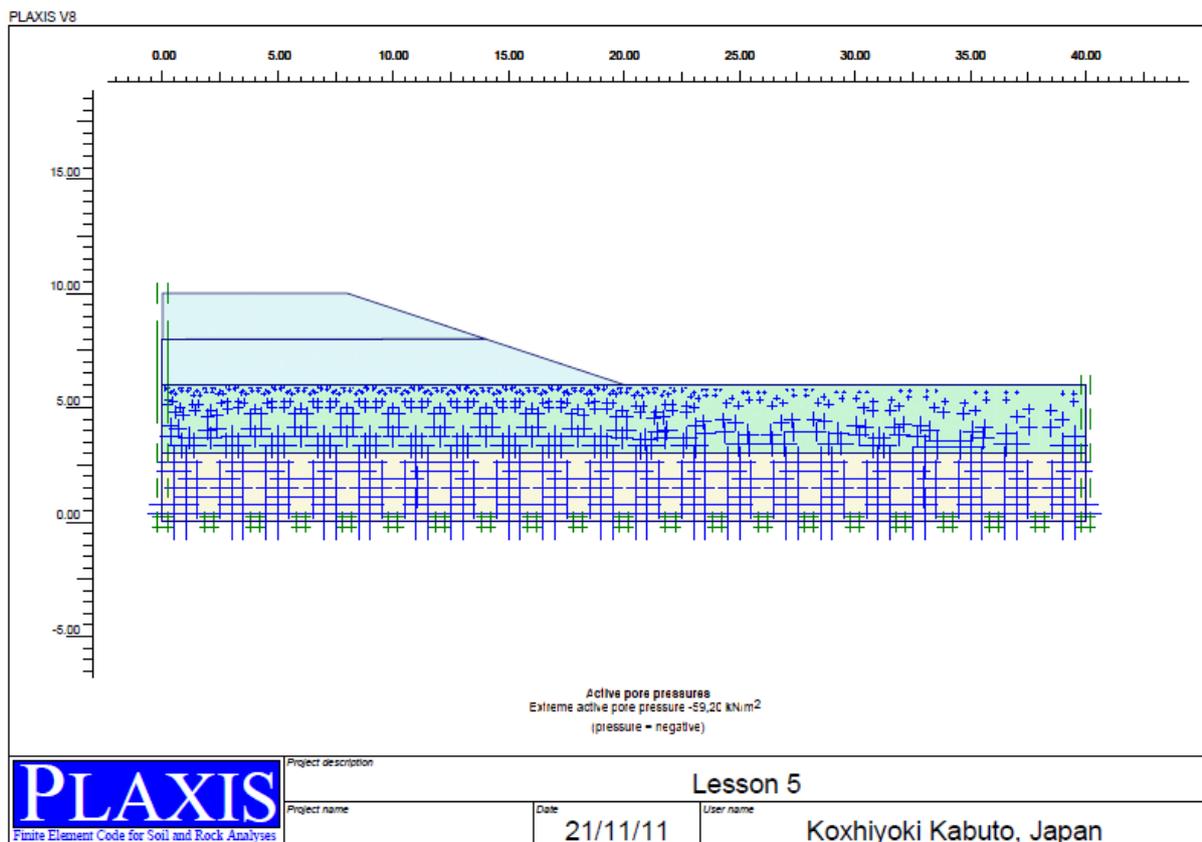


Figure V-3- Régénération de la pression interstitielle

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix

de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution,... ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notion un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue également ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupttout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tut à fait fictif.

Un calcul en éléments finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacement, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. C'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

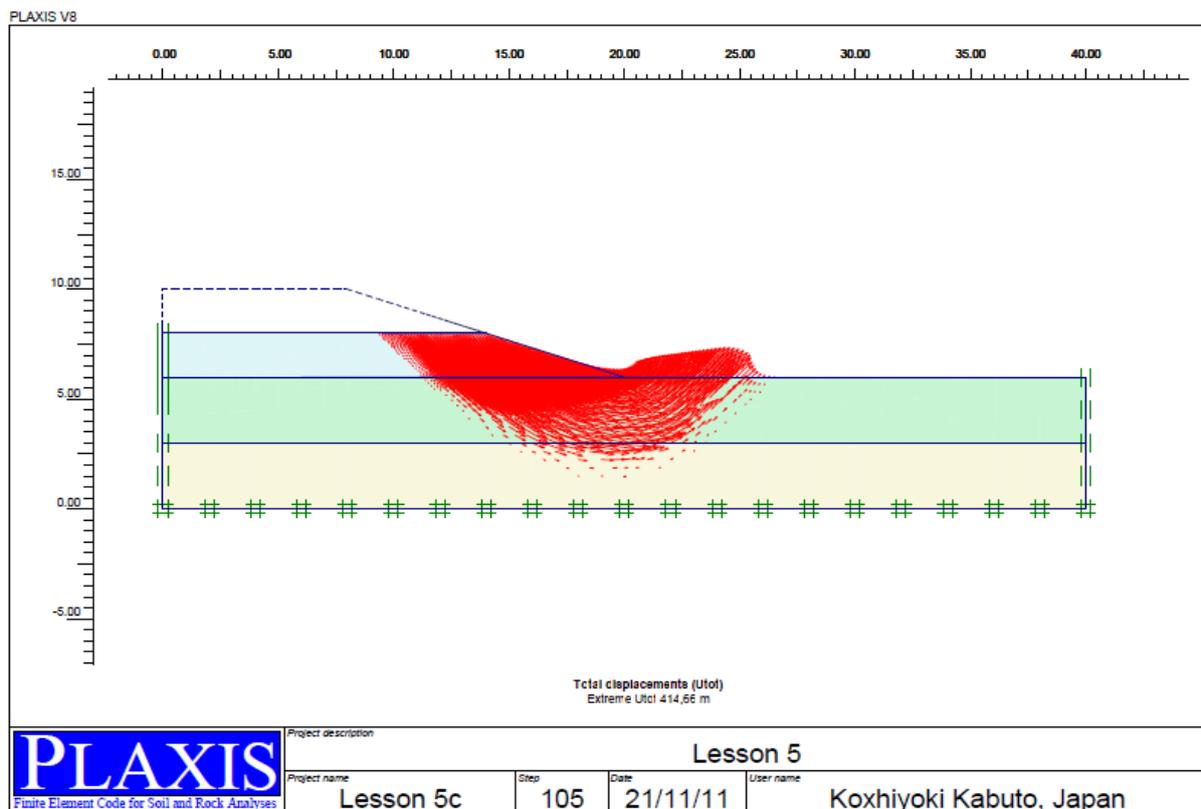


Figure V-4- Représentation du Champ de déplacement par PLAXIS sure est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en

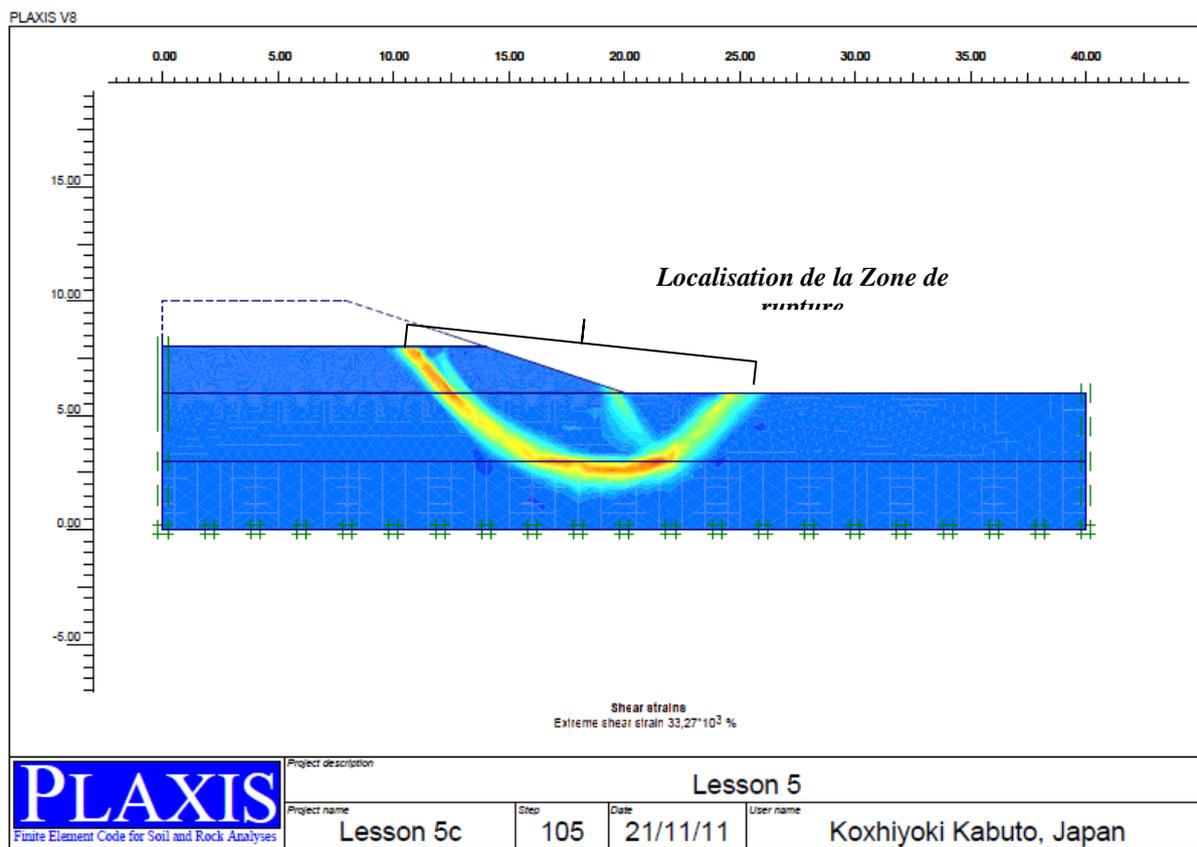


Figure V-5- Localisation de la zone de rupture et représentation de contrainte de cisaillement par PLAXIS

V-3-Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

V-3-1-Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeurs ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans ces codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui

Peuvent apparaître simple, voir simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastique de coefficient de raideur. Mais pour traiter une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le *soft soil model* qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler, écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

V-3-2-Les Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure IV-6).

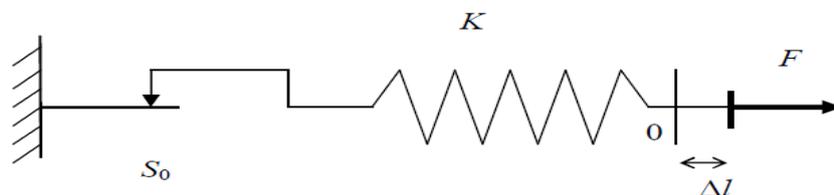


Figure V-6- Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure V-7

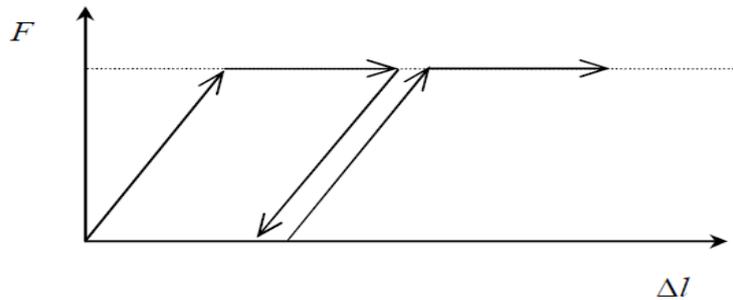


Figure V-7- Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures V-6 et V-7 est un comportement élastique-plastique sans écoulement. La figure V-8 représente un comportement élastique-plastique avec écoulement.

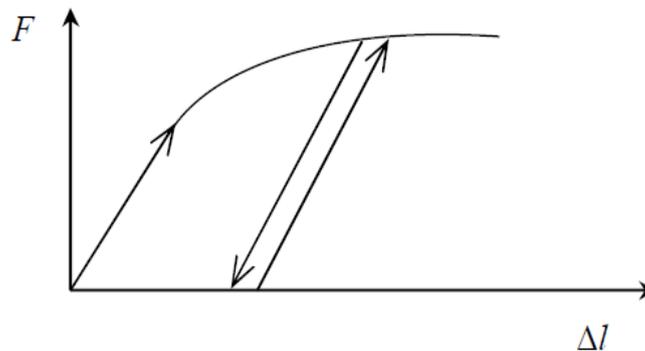


Figure V-8- Représentation du comportement élastoplastique avec écoulement.

V-3-3-Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_{ud} = G$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_{ud} est infini (correspondant à $\nu_{ud} = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

V-3-4-Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

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

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

où σ et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c, ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure IV-9)

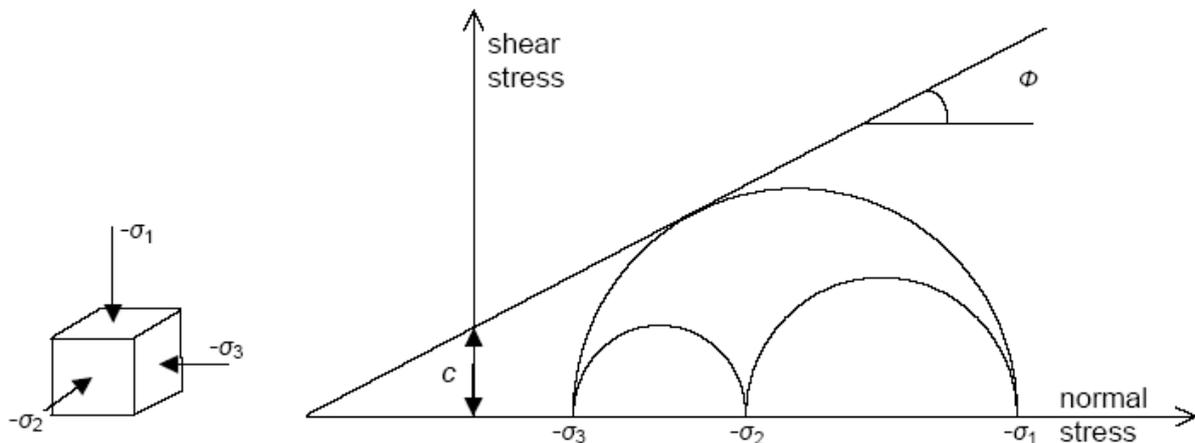


Figure V-9-Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure IV-10) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

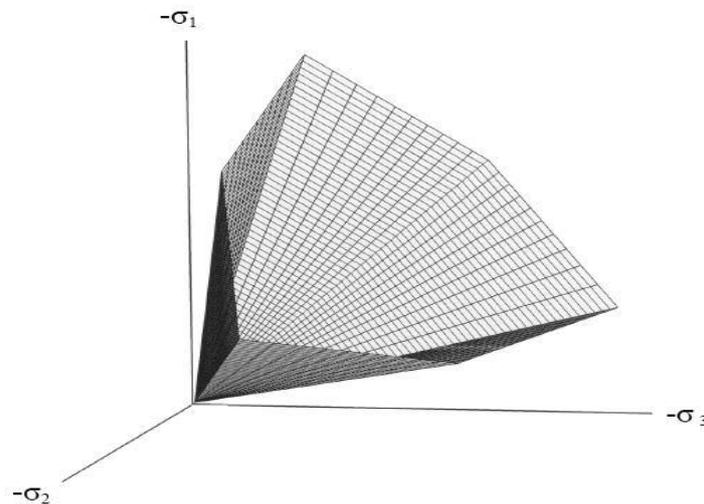


Figure V-10-Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure V-11). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

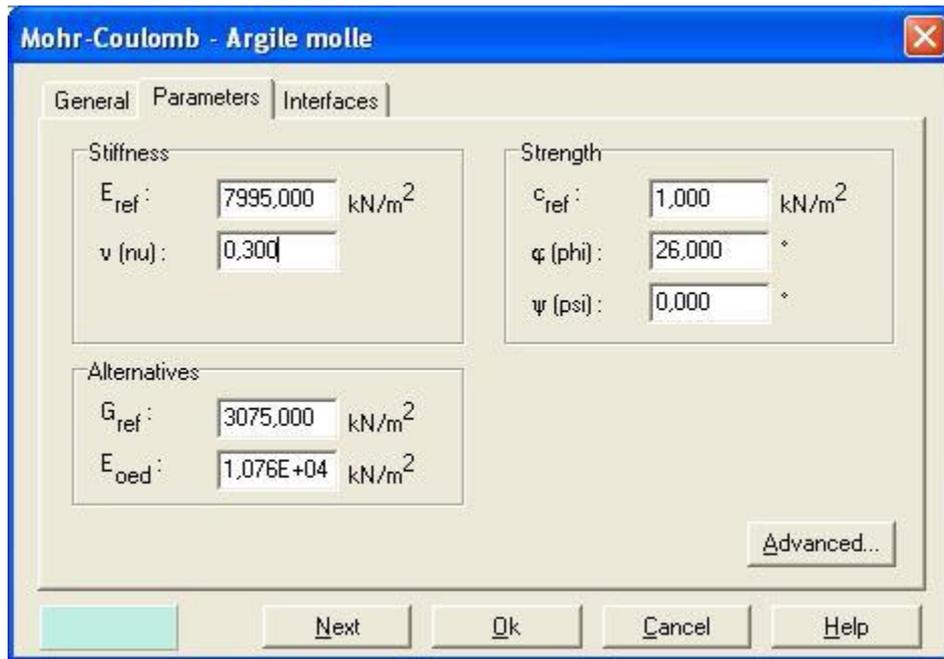


Figure V-11- Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a- Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure IV-12).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple

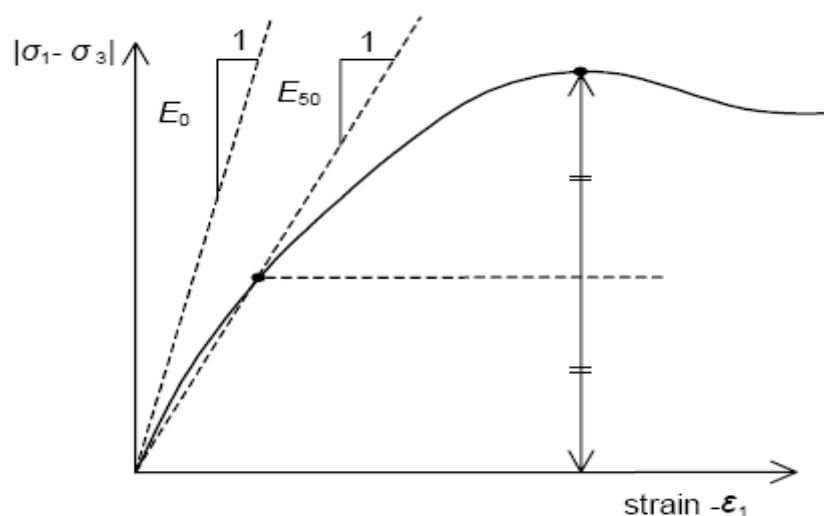


Figure V-12- Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b- Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure *K0* ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c- Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement \square_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure V-9).

d- Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\square u = 0$, *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

e- Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0 \text{ pour } \varphi < 30^\circ$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f- Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (**figure VI-13**). Celles ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de Traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g- Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure IV-13).



Figure V-13- Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

V-4-Les Fonction de calcul de Plaxis

Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

V-4-1-Incrémentation automatique du pas de chargement Plaxis

Peut être lancé en mode de sélection automatique du pas de chargement et du pas temps. Ceci évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

V-4-2-Contrôle de la longueur des arcs

Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. En effet dans les calculs traditionnels ou le chargement est imposé. La procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de longueur des arcs, il n'en est rien et la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

V-4-3-Construction par étapes

Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargement ou chargement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

V-4-4-Consolidation

La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option « construction par étapes » est disponible dans une analyse en consolidation.

V-4-5-Analyse en variables de Lagrange actualisées

Avec cette option le maillage d'élément finis est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange, dénommé par Plaxis calcul avec actualisation du maillage. Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

V-4-6-Coefficients de sécurité

Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service pour les fondations mais pour les remblais et les talus, il est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement disponible et la résistance au cisaillement mobilisé à l'équilibre.

V-5-Conclusion

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain.

Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, glissement de terrain, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

Chapitre VI: Modélisation numérique

VI-1 - Glissement et stabilisation du site

VI-1-1- Introduction

Dans cet exemple, on se propose d'étudier la stabilité d'un talus bordant un canal lorsque le niveau de ce canal est abaissé. Le talus est creusé dans une couche de limon peu perméable et relativement déformable ; cette couche surmonte une couche de graviers beaucoup plus perméable et moins déformable.

L'influence de la vitesse de baisse du plan d'eau va amener à distinguer les deux situations extrêmes suivantes :

-celle ou cette baisse est suffisamment rapide pour qu'il n'y ait aucun transfert d'eau au sein des limons : les déformations de l'ensemble (squelette + eau) se font a volume constant, le comportement est parfaitement non drainé. C'est le cas de la vidange rapide, « non drainée ».

-celle ou cette baisse est suffisamment lente pour que les suppressions négatives créées dans les limons puissent se dissiper de manière simultanée, les limons ont alors un comportement parfaitement drainé. La vidange sera dit « drainée »

VI-1-2- Objectifs

- Utilisation du modèle de comportement non drainé
- calculs réduction de c et φ' pour détermination du coefficient de sécurité du talus
- Enchaîner les calculs de type différent menés à partir d'une même phase

VI-1-3- Début de la modélisation

➤ Géométrie

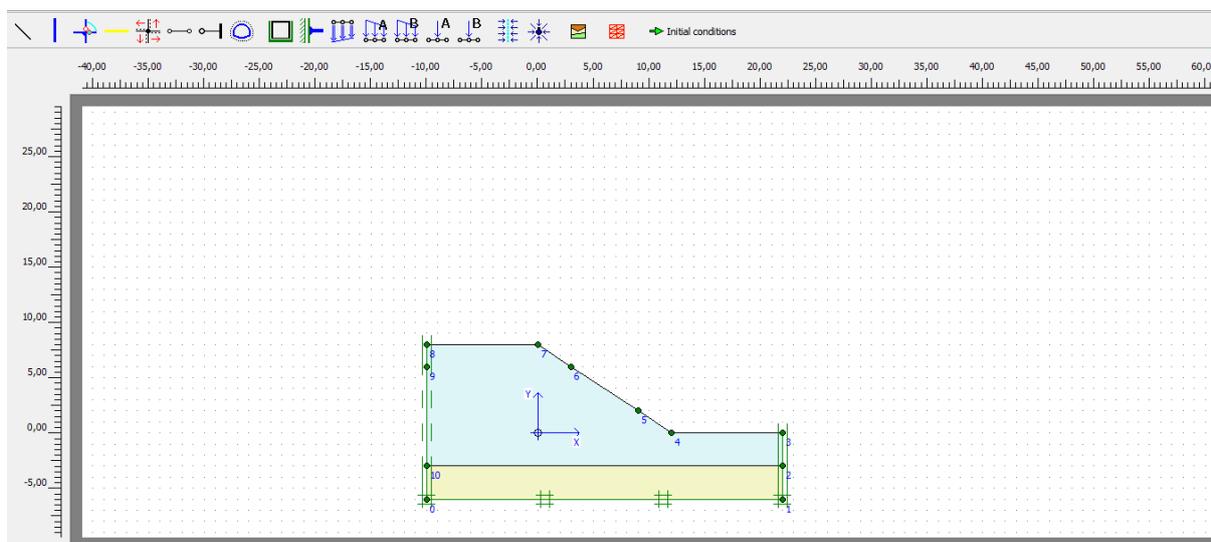
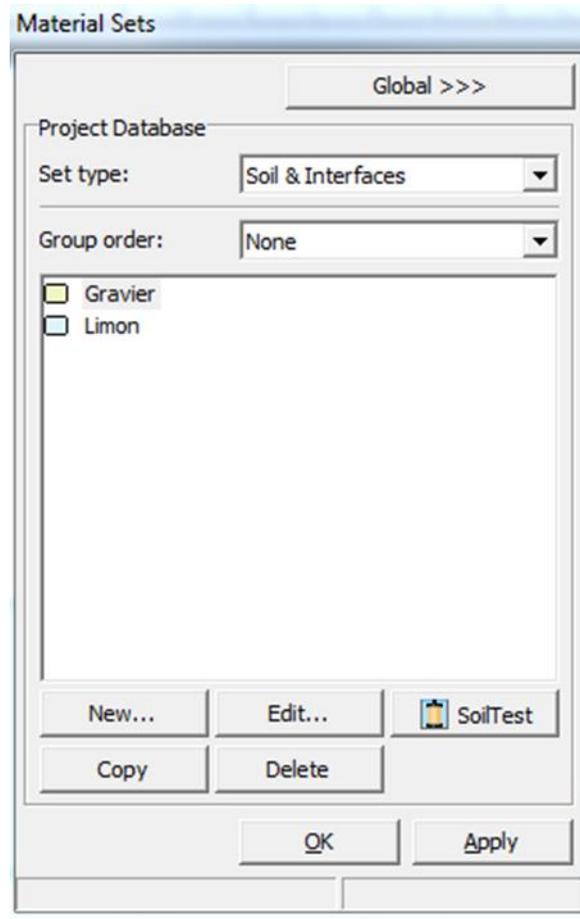


Figure VI-1- Géométrie du modèle

CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES RETENUES POUR LE CALCUL

- Les sols sont modélisés par le critère elasto-plastique de Mohr-Coulomb. Les propriétés du sol sont résumées dans les tableaux suivants:



VI-1-3-1- Caractéristiques

Les caractéristiques géotechniques des matériaux et les propriétés de renforcement sont résumées sur le Tab VI-1

Tableau-VI-1- Caractéristiques mécaniques de Limon

Paramètres	Désignations	Limon Mohr-Coulomb non drainé
Poids volumique apparent	$\gamma_{unsat} (Kn/m^3)$	18,0
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat} (Kn/m^3)$	20,0
Perméabilité	$K_x = K_y (m/s)$	0,086

Coefficient de poisson	ν	0,30
Module de Young	E_{ref} (Kn/m ²)	30000
Cohésion	C_{ref} (Kn/m ²)	10,0
Angle du frottement interne	ϕ (°)	30,0
Angle de dilatation	ψ (°)	0

Mohr-Coulomb - Limon

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification:

Material model:

Material type:

General properties

γ_{unsat} kN/m³

γ_{sat} kN/m³

Comments

Permeability

k_x : m/s

k_y : m/s

Mohr-Coulomb - Limon

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 3,000E+04 kN/m²

ν (nu) : 0,300

Strength

c_{ref} : 10,000 kN/m²

ϕ (phi) : 30,000 °

ψ (psi) : 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 1,154E+04 kN/m²

E_{oed} : 4,038E+04 kN/m²

Velocities

V_s : 79,260 m/s

V_p : 148,300 m/s

Advanced...

SoilTest

Next OK Cancel

Mohr-Coulomb - Limon

General | Parameters | Interfaces

Strength

Rigid

Manual

R_{inter} : 1,000

Real interface thickness

δ_{inter} : 0,000

SoilTest

Next OK Cancel

Figure VI -2 - fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol de limon

Tableau VI-2- Caractéristiques mécaniques de Gravier

Paramètres	Désignations	Graviers
		Mohr-Coulomb drainé
Poids volumique apparent	γ_{unsat} (Kn/m ³)	22,0
Poids volumique saturé	γ_{sat} (Kn/m ³)	22,0
Perméabilité	$K_x = K_y$ (m/s)	8,64
Coefficient de poisson	ν	0,25
Module de Young	E_{ref} (Kn/m ²)	100000
Cohésion	C_{ref} (Kn/m ²)	1
Angle du frottement interne	ϕ (°)	35
Angle de dilatation	ψ (°)	5

Mohr-Coulomb - Gravier

General | Parameters | Interfaces

Material set

Identification: Gravier

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} 22,000 kN/m³

γ_{sat} 22,000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 8,640 m/s

k_y : 8,640 m/s

Advanced...

SoilTest

Next OK Cancel

Mohr-Coulomb - Gravier

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 1,000E+05 kN/m²

ν (nu) : 0,250

Strength

c_{ref} : 1,000 kN/m²

φ (phi) : 35,000 °

ψ (psi) : 5,000 °

Alternatives

G_{ref} : 4,000E+04 kN/m²

E_{oed} : 1,200E+05 kN/m²

Velocities

V_s : 133,500 m/s

V_p : 231,200 m/s

Advanced...

SoilTest

Next OK Cancel

Mohr-Coulomb - Gravier

General | Parameters | Interfaces

Strength

Rigid

Manual

R_{inter} : 1,000

Real interface thickness

δ_{inter} : 0,000

SoilTest

Next OK Cancel

Figure VI-3- fenêtre des caractéristiques générales relatives à la couche de sol Gravier

- **Génération du maillage:** l'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.

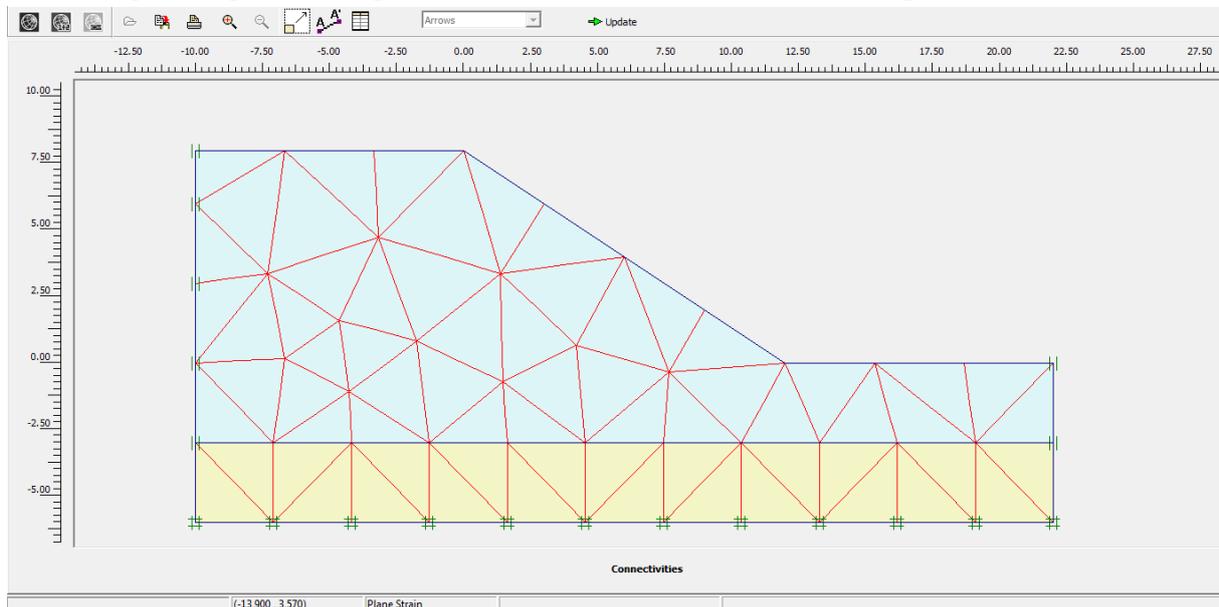


Figure VI-4- Maillage du modèle

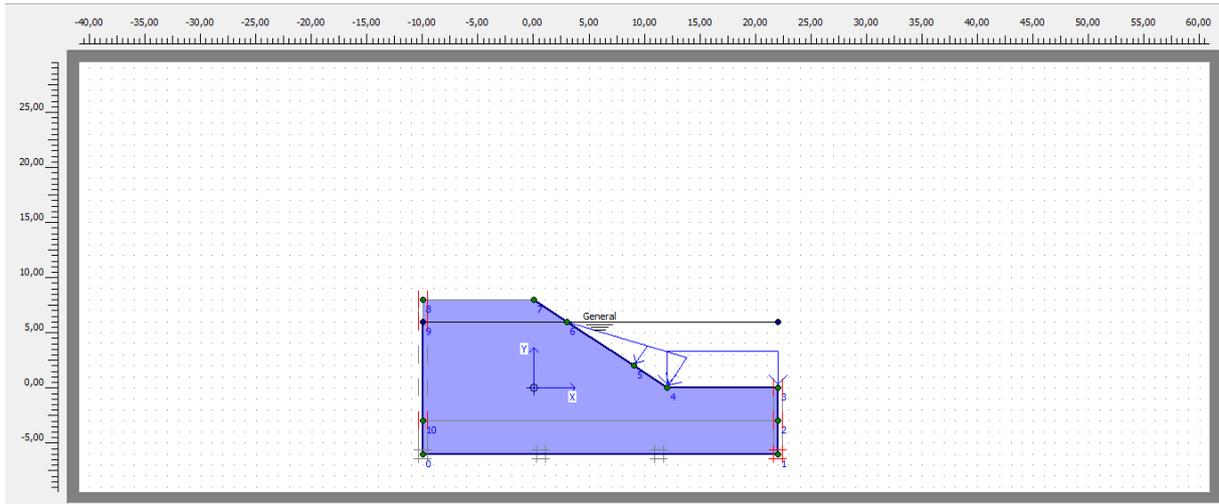
- **Les pressions interstitielles:**

On t'explique l'objet d'un calcul particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine)

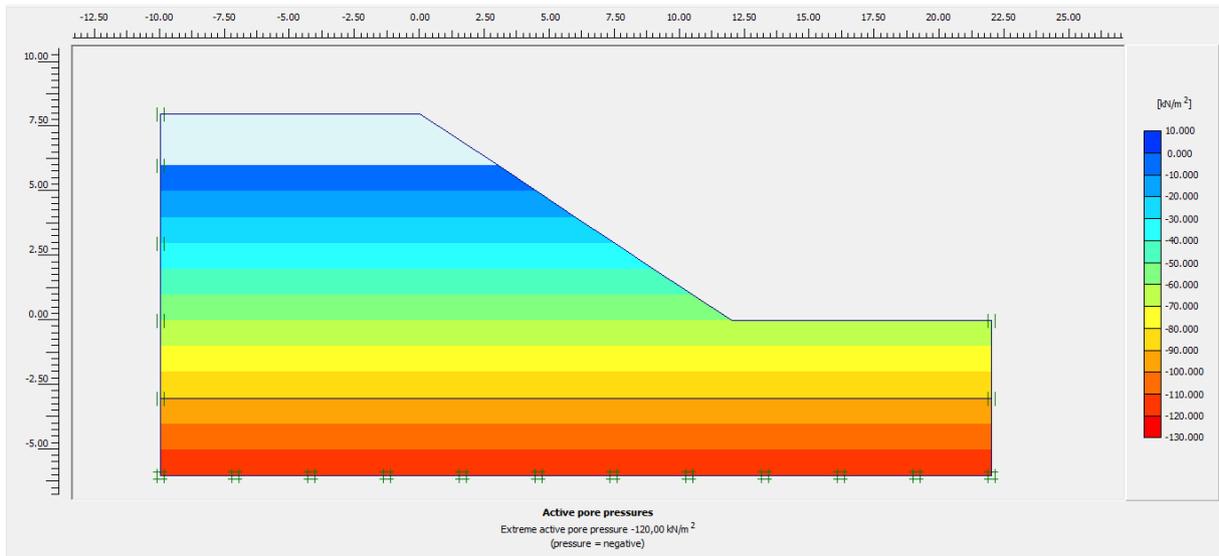
Mais bien sûr,

- **Conditions initiales:**

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



FigureA



FigureB

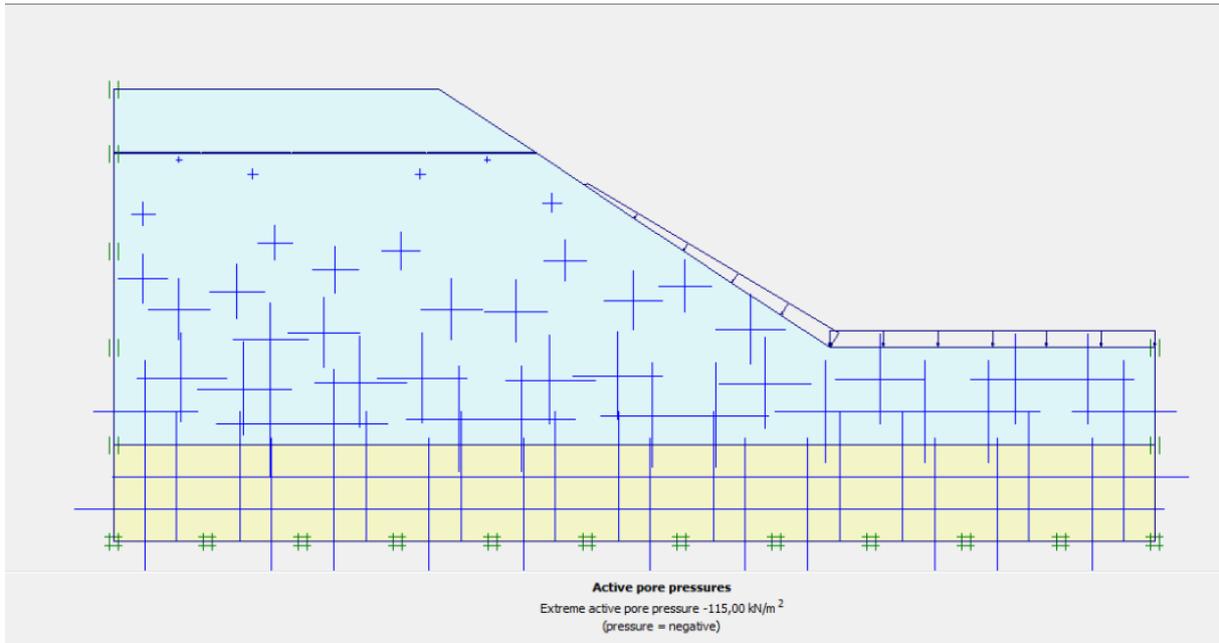


Figure C

Figure-VI-5- (A, B, C)- Génération des surpressions en présence de la nappe phréatique

Les conditions aux limites de déplacement:

Sicelles-cisontcomplexes, l'ingénieur devraspécifierlessubtilitésd'unemanièreprécise(levecteurdéplacementestnula labasedudomaineétudié, etle vecteurdéplacementhorizontal estnulsursesfaces latérales), l'applicationpeutêtréréaliséeautomatiquement(pardéfaut)àpartirdu menuavecuncontrôleimmédiatdurésultatàl'écran.

Les contraintes initiales dues au poids des terres : peut être réalisée de manière exacteparactivationdumultiplicateurdechargementrelatifaupoidspropre

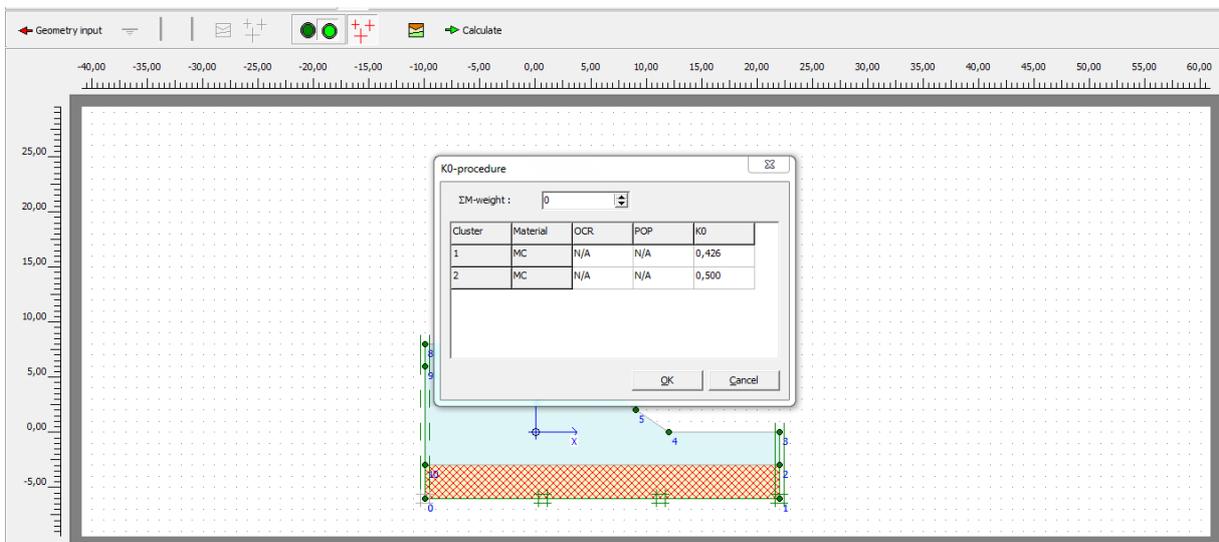


Figure A

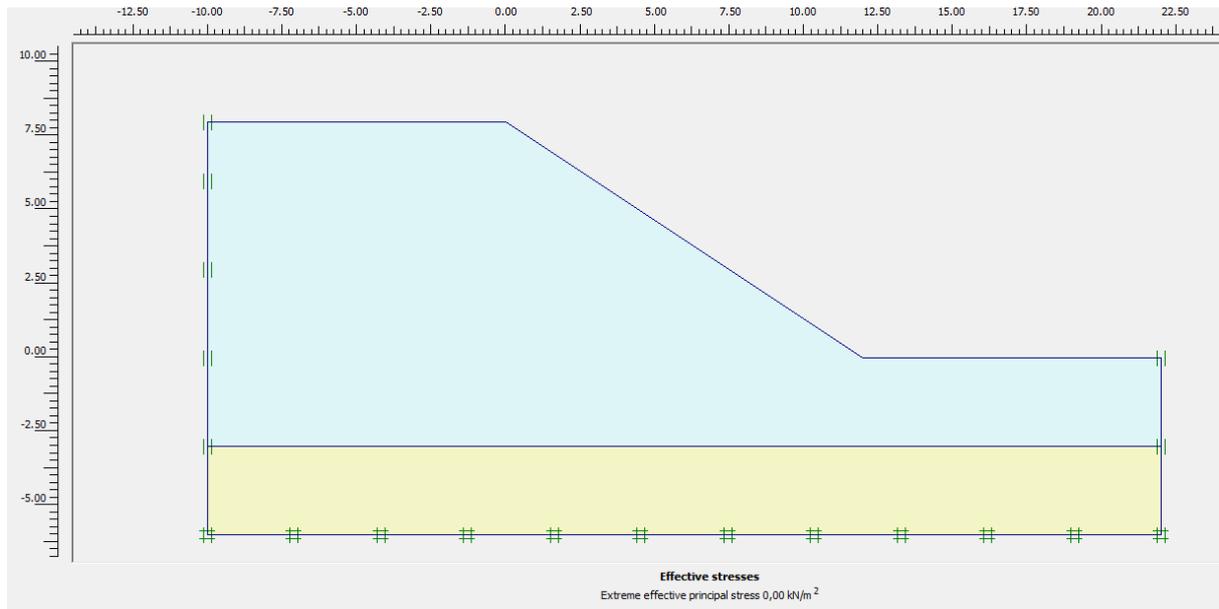


Figure B
Figure VI-6-(A , B) - Génération des contraintes effectives initiales

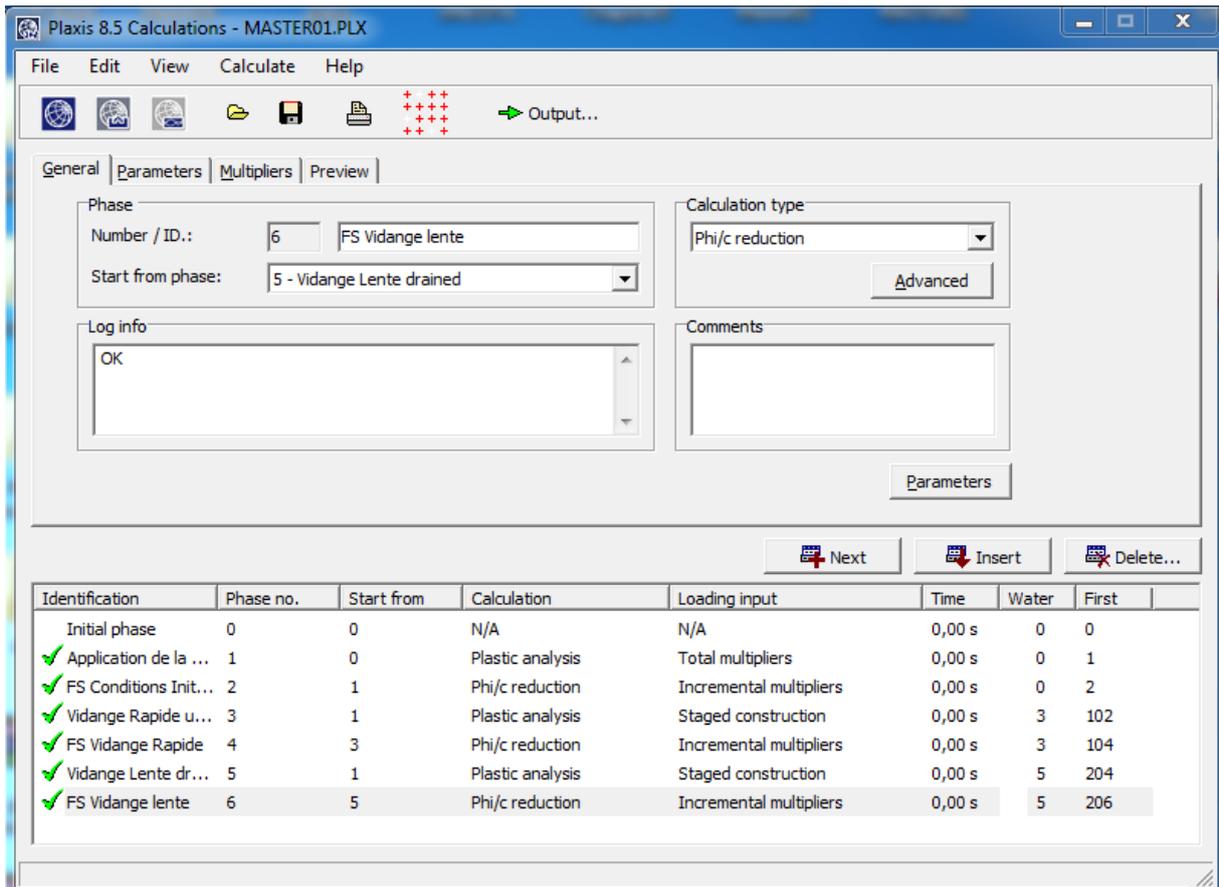
Les calculs (Calculation):

Après la définition du modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est tout d'abord nécessaire de définir au préalable le type de calcul à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

Plaxis permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul traite l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-réduction) ou un calcul dynamique (Dynamic calculation).

➤ Analyse de la sécurité

Le coefficient de sécurité (Phi-réduction) : c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.



FigureVI-7- Fenêtre des phases de calculs

Phases de calcul :

Phase 1 : Application de la gravité

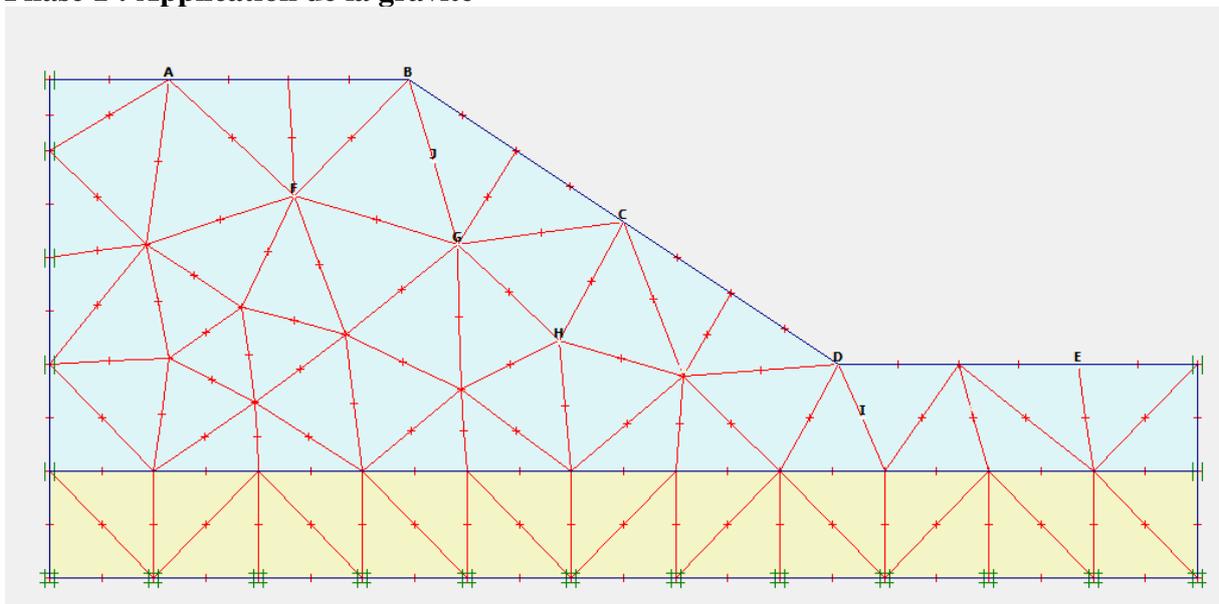


Figure VI-8-les points des déplacements en tête et au pied de talus

Phase 2 : Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales
Phase 3 : Vidange rapide non drainée

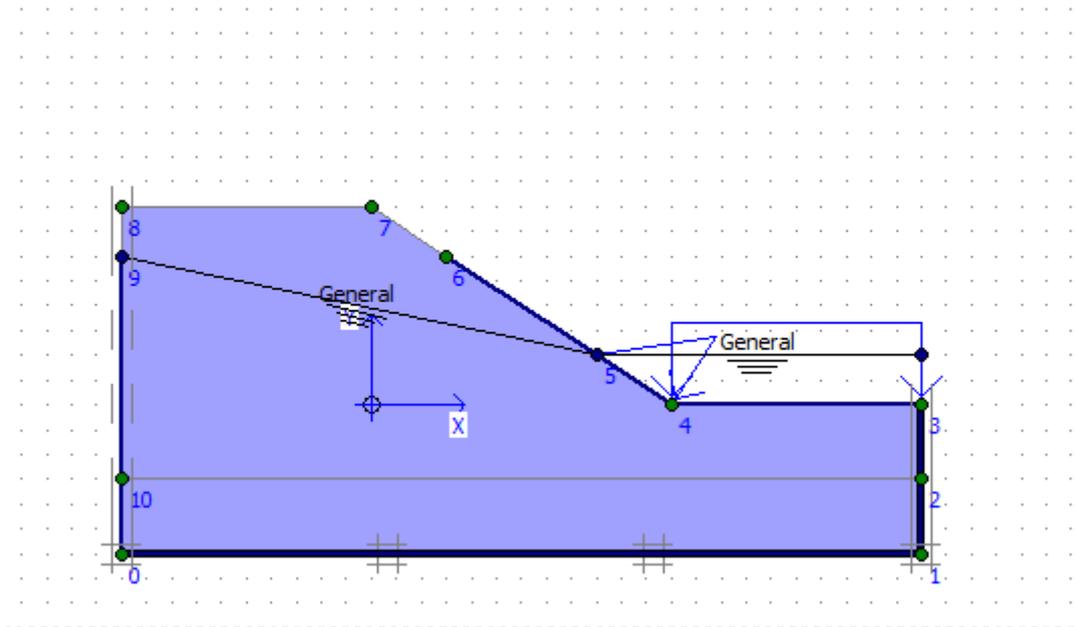


Figure VI-9-Définition de la nappe

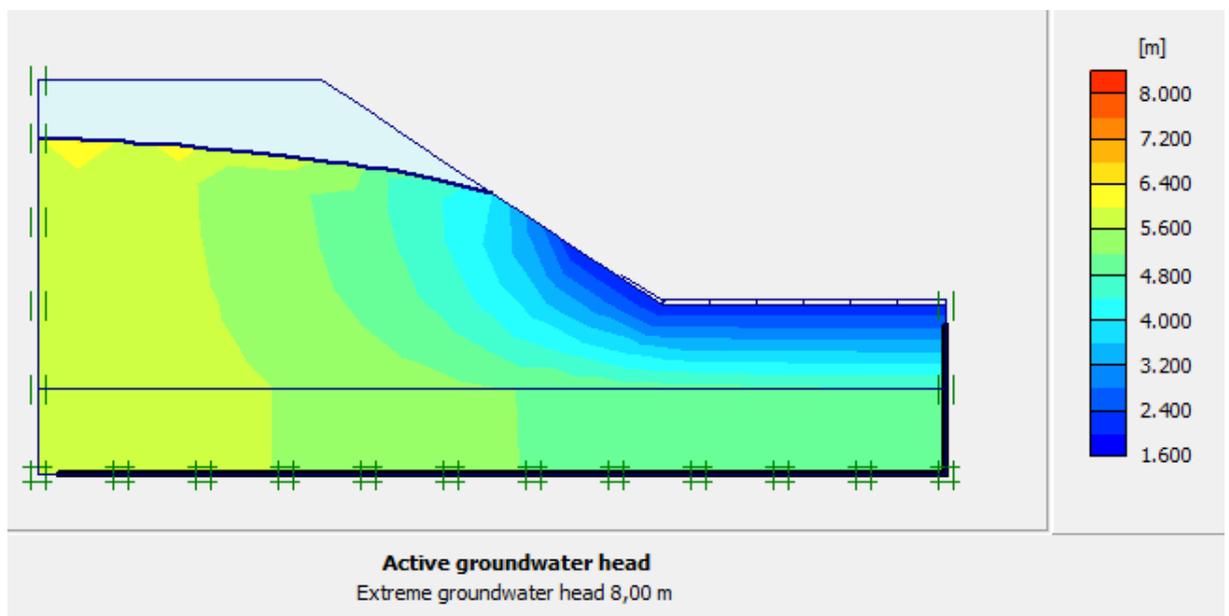


Figure VI-10- lignes équipotentiels

Phase 4 : Coefficient de sécurité en vidange rapide

Phase 5 : Vidange lente drainée

Phase 6 : Coefficient de sécurité en vidange lente

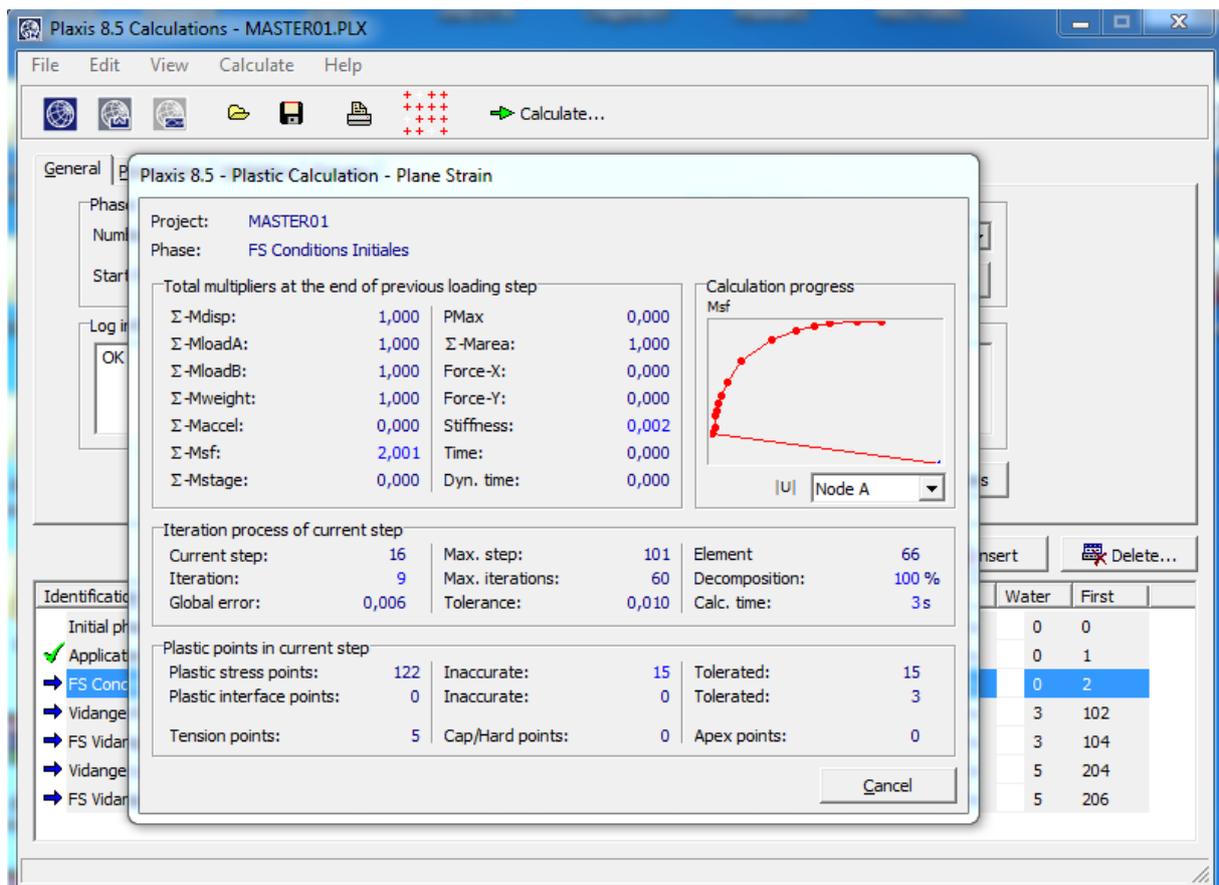


Figure VI-11- Fenêtre d'évolution de calcul

Résultat : (Output)

Nous nous intéressons aux résultats suivants :

Les déplacements verticaux maximaux (U_y) max, pour les différentes phases de calcul.

Les déplacements horizontaux maximaux (U_x) max, pour les différentes phases de calcul.

Les surpressions interstitielles maximales "Extrême Excès Pore Pressures" (EPP) ou (p_{excess}) max

Le coefficient de sécurité FS (ΣM_{sf}), pour les différentes phases de calcul.

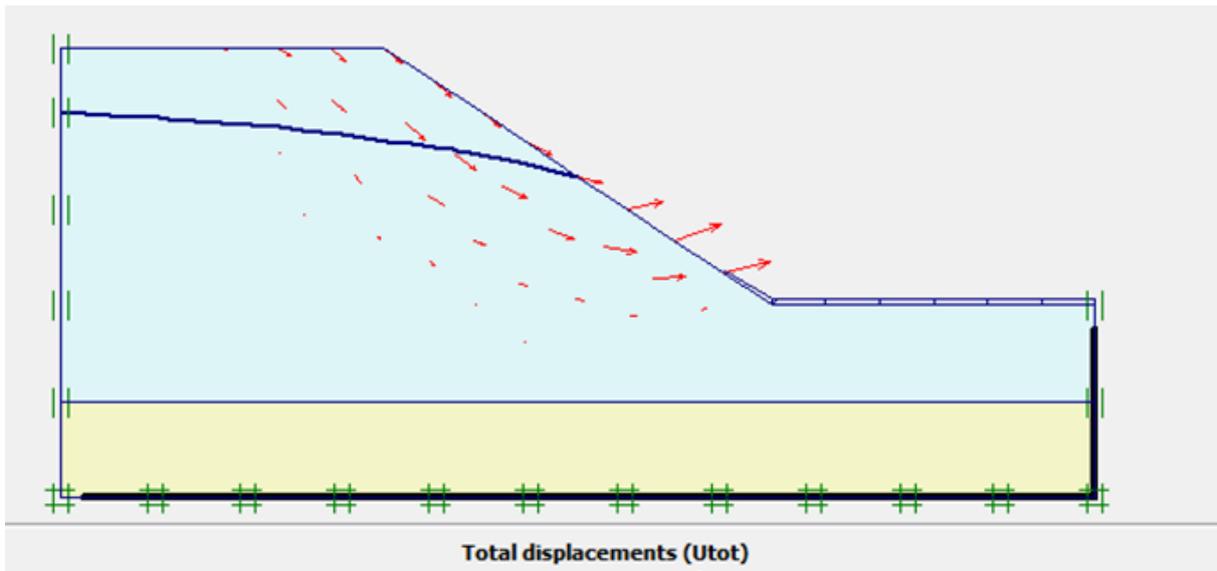


Figure A

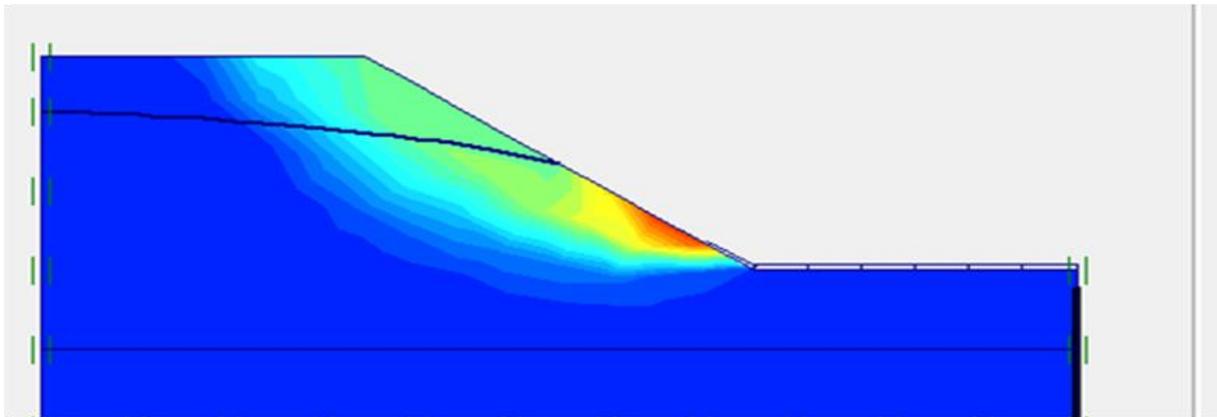


Figure B

Figure VI-12- (A, B)- Déplacement total

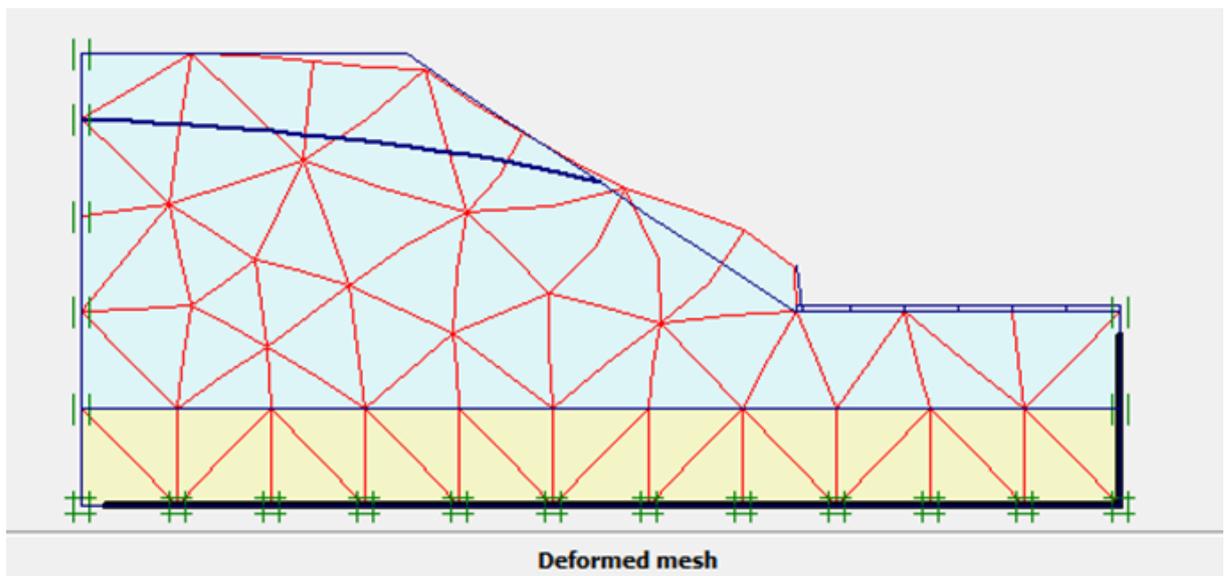


Figure VI-13- Déformation du massif du sol

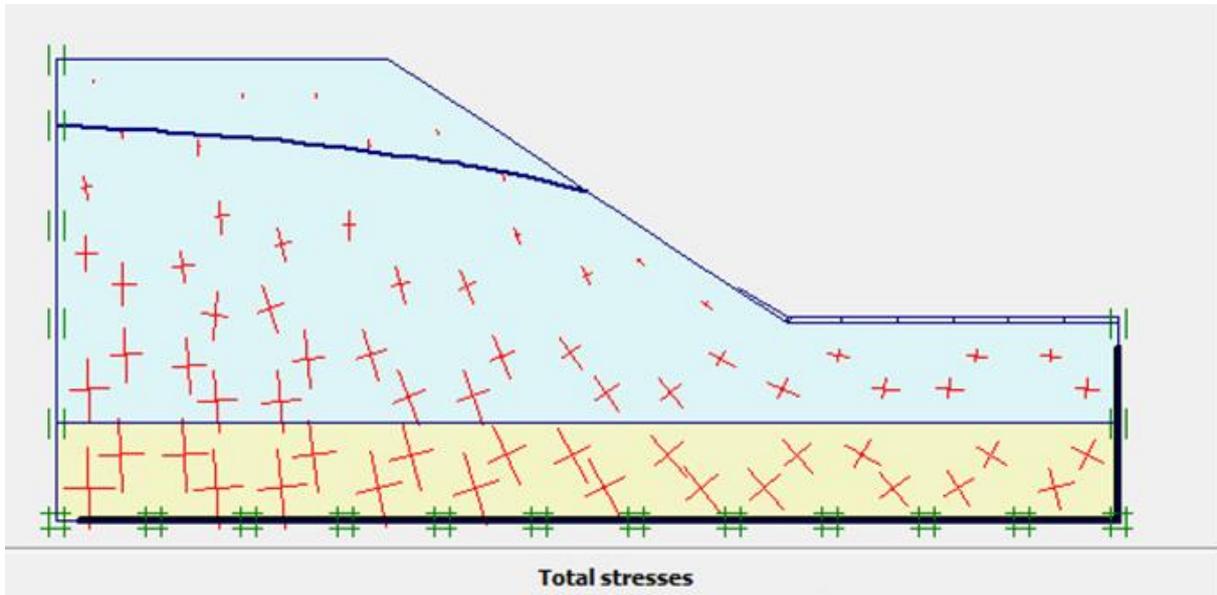


Figure VI-14- Contraintes total

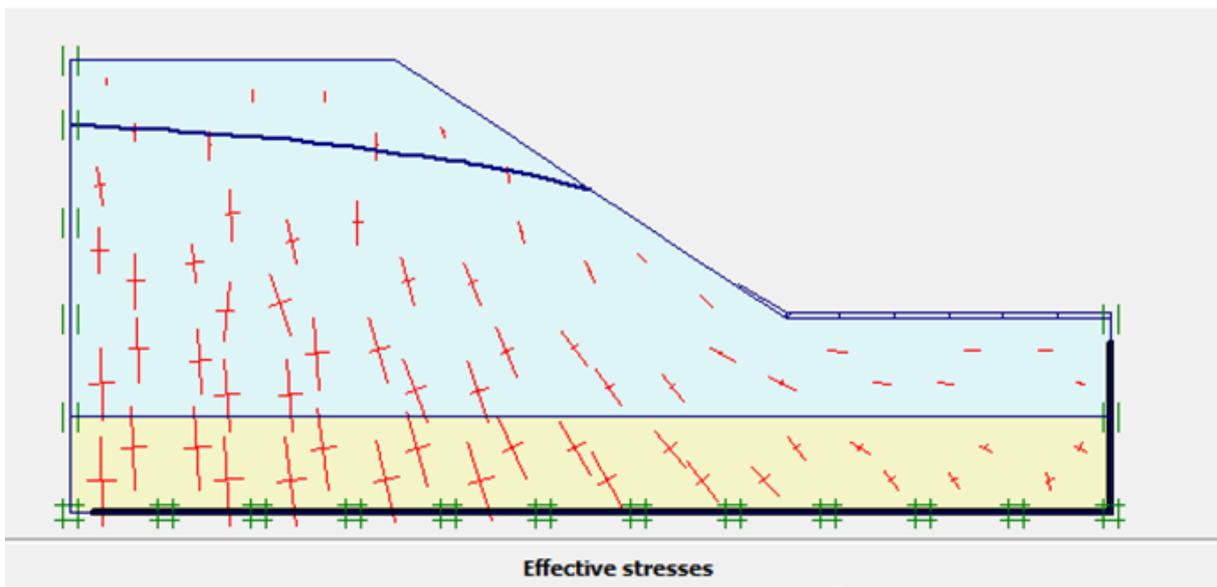


Figure VI-15- Contraintes effective

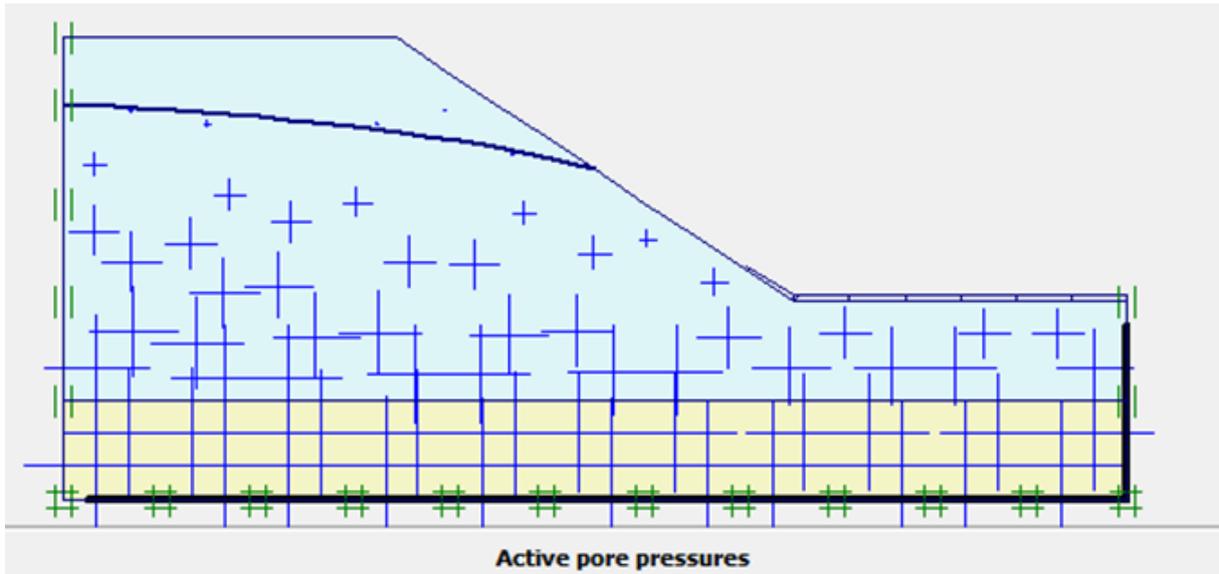


Figure VI-16- Pressions interstitielles actives

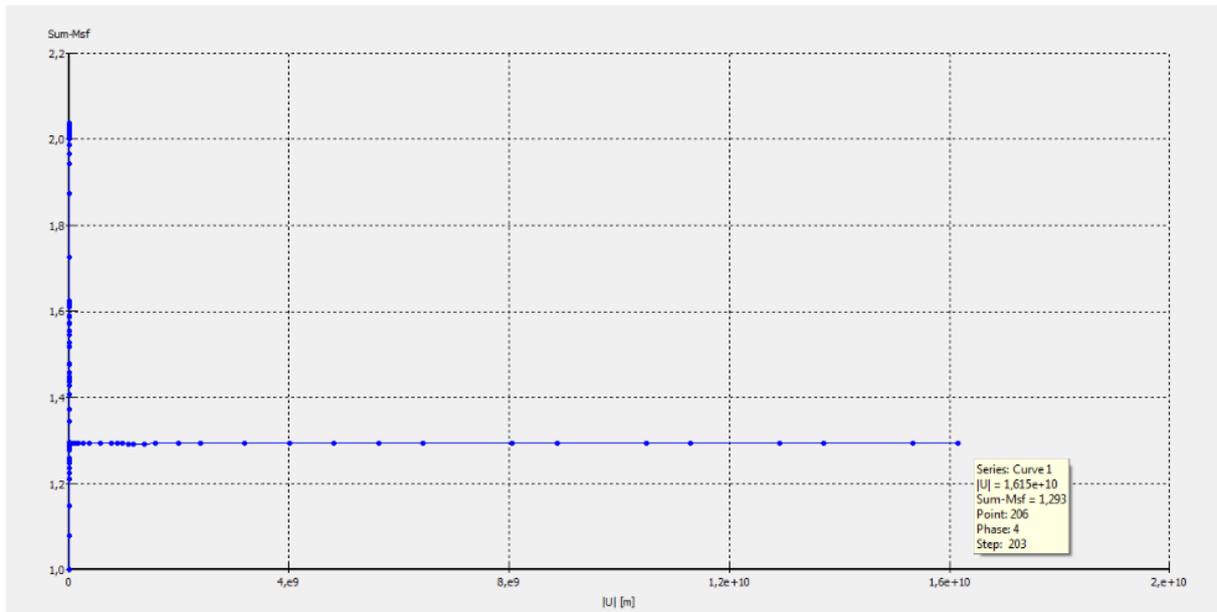


Figure VI-17-Evolution de la valeur du facteur de sécurité cas de condition initiale

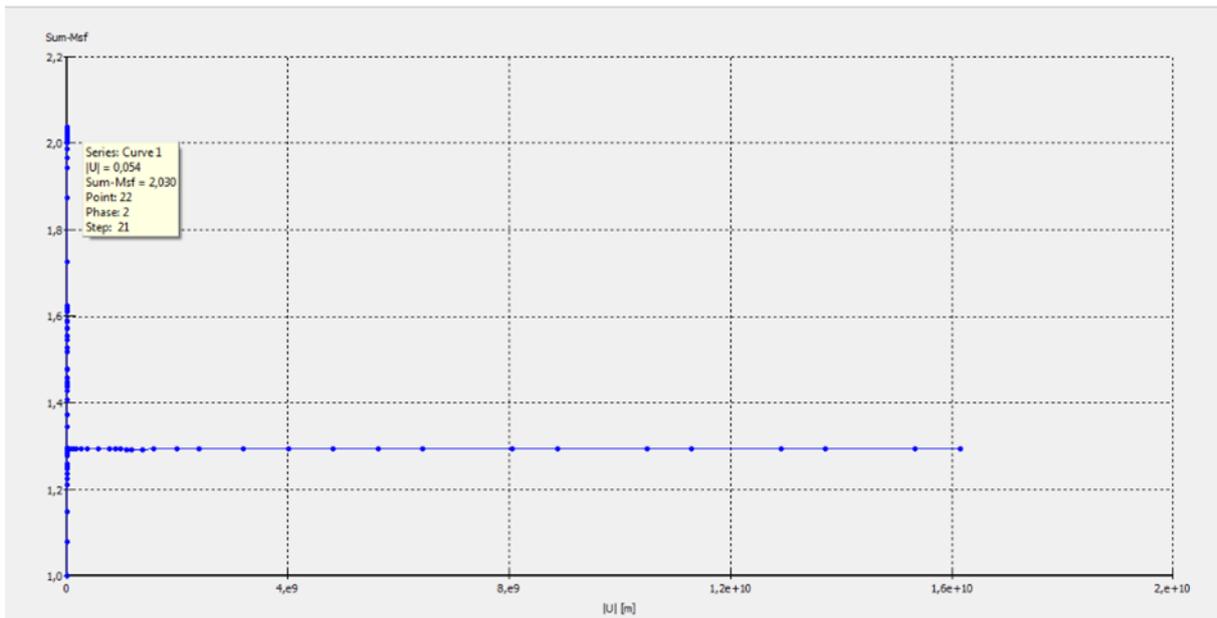


Figure VI-18-Evolution de la valeur du facteur de sécurité cas de vidange rapide

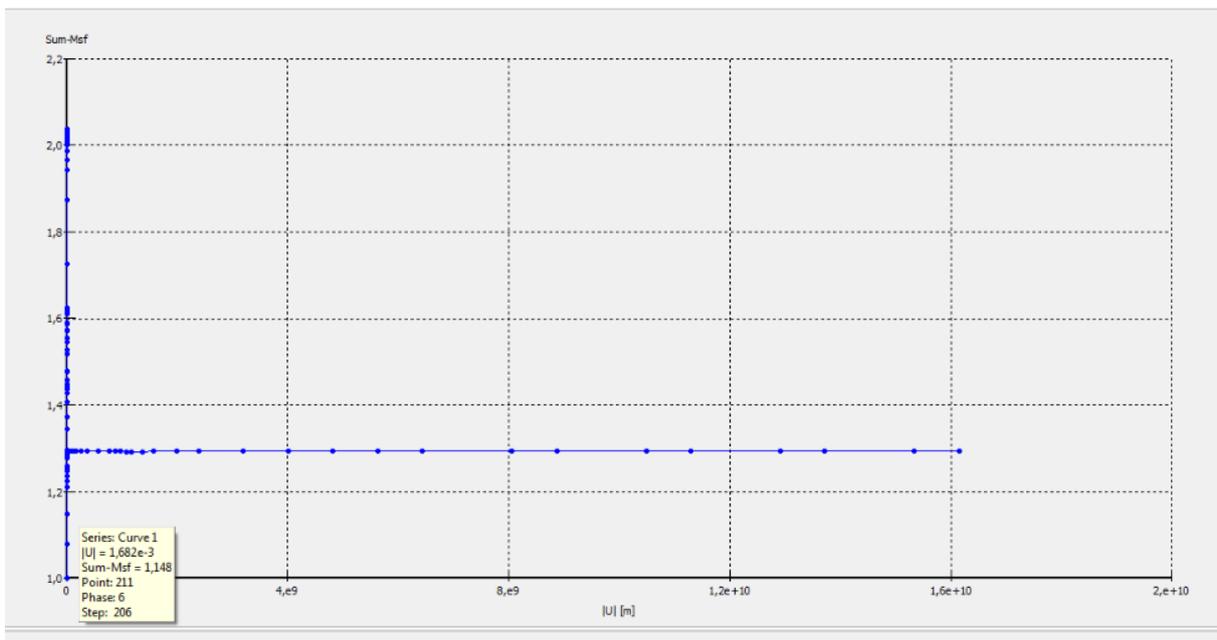


Figure VI-19-Evolution de la valeur du facteur de sécurité cas à la vidange lente

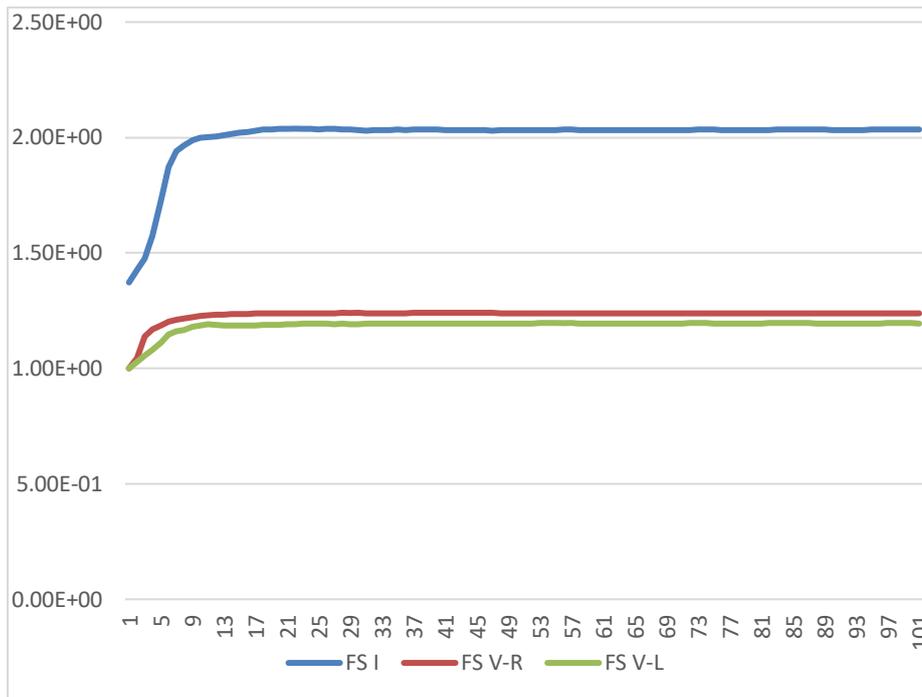


Figure VI-20- Evolution de la valeur du facteur de sécurité dans les 03 phases

	VALEUR DU FACTEUR DE SECURITE	POURCENTAGE
FS ETAT INITIAL	2,033	
FS ARES UNE VIDANGE RAPIDE	1,234	39 % 
FS APRES UNE VIDANGE LENTE	1,189	42 % 

Tableau VI-3 valeurs du facteur de sécurité dans les trois phases de calculs

Conclusion

On remarque que la valeur du facteur de sécurité lors d'une vidange rapide (comportement non drainé) est diminuée d'une valeur de 39%.

- ☞ Cet écart est justifié par la disparition de la poussée « U » exercé par l'eau et la variation des pressions interstitielles entre les grains par rapport à la condition saturée.

On remarque aussi que la valeur du facteur de sécurité va diminuer lors d'une vidange Lente de 3% par rapport à la vidange rapide.

- ☞ L'écart relevé avec la valeur obtenue lors d'une vidange rapide est à attribuer au rôle bénéfique exercé par les succions qui se développent dans la couche de limons lors d'une vidange non drainée.

VI-2- Eude Paramétriques

VI-2-1- Influence de l'angle de frottement ϕ sur la valeur du facteur de sécurité

Pour étudié l'influence de le l'angle de frottement sur la valeur du facteur de sécurité, on a procéder avec la même géométrie du model précédent avec une variation de la valeur de l'angle de frottement et en gardant la valeur de la cohésion $C=10\text{KPA}$ fixe.

- 1- Pour une valeur de l'angle de frottement $\phi= 35^\circ$ sol plus au moi sableux (limon sableux).
- 2- Pour une valeur de l'angle de frottement $\phi= 25^\circ$ sol plus au moi sableux (limon sableux).

Cas N°01 $\phi=25^\circ$; $C=10\text{KPA}$

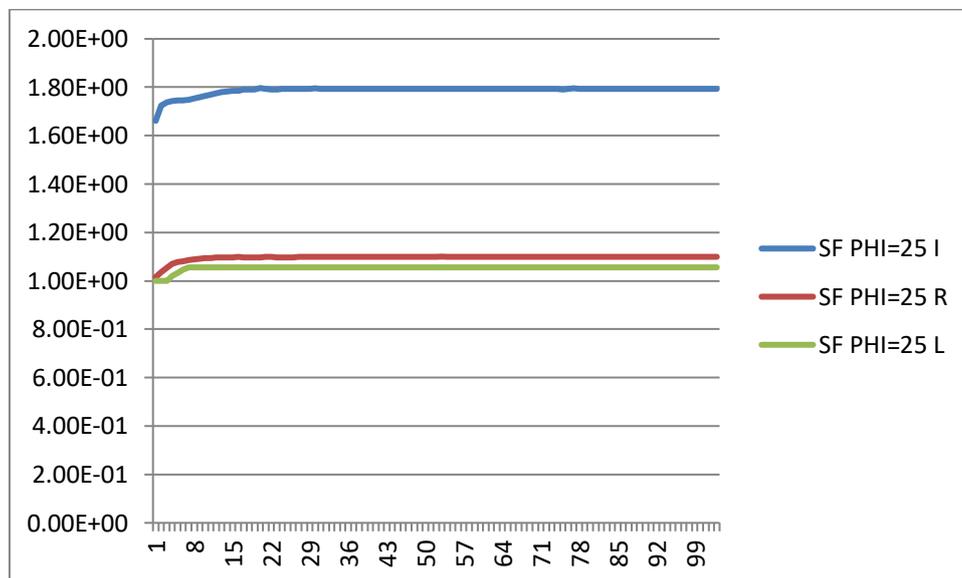


Figure VI-20 Evolution de la valeur du facteur de sécurité $\phi=25^\circ$; $C=10\text{KPA}$

Tableau VI-4 valeurs du facteur de sécurité dans les trois phases de calculs $\phi=25^\circ$; $C=10\text{KPA}$

	FS $\phi=30^\circ$	FS $\phi=25^\circ$	POURCENTAGE
FS ETAT INITIAL	2.03	1,79	12 % ↻
FS ARES UNE VIDANGE RAPIDE	1,23	1,10	11 % ↻
FS APRES UNE VIDANGE LENTE	1,18	1,06	10 % ↻

Cas N°02..... $\phi=35^\circ$; C=10KPA

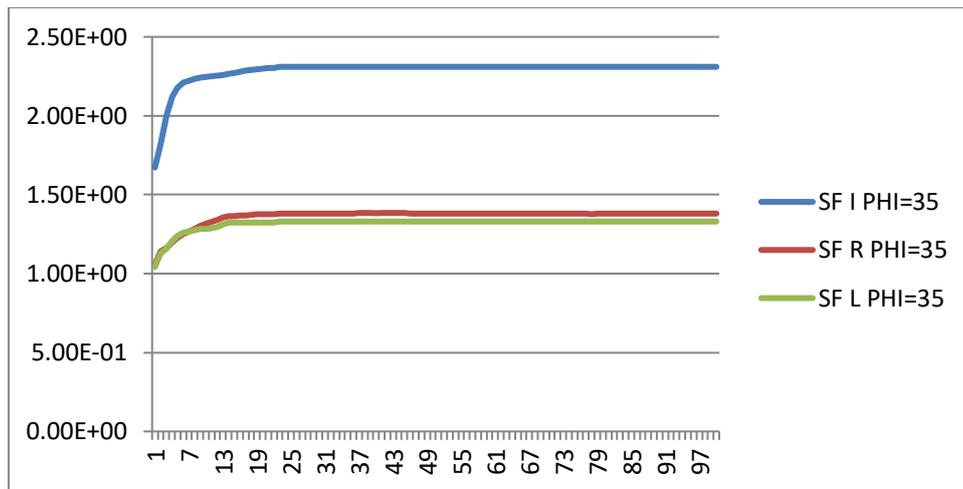


Figure VI-21 Evolution de la valeur du facteur de sécurité $\phi=35^\circ$; C=10KPA

	FS $\phi = 30^\circ$	FS $\phi = 35^\circ$	POURCENTAGE
FS ETAT INITIAL	2,03	2,31	13,5% 
FS ARES UNE VIDANGE RAPIDE	1,23	1,38	12 % 
FS APRES UNE VIDANGE LENTE	1,18	1,33	13 % 

Tableau VI-5 valeurs du facteur de sécurité dans les trois phases de calculs $\phi=35^\circ$; C=10KPA

Conclusion

On remarque que la valeur du facteur de sécurité varie proportionnellement avec l'angle de frottement augmente et diminue avec presque le même pourcentage pour les trois phases, cette variation est justifié par le rôle qui joue l'angle de frottement dans la stabilité des talus sableux.

VI-2-1- Influence de l'angle de la Cohésion « C »

Pour étudié l'influence de la cohésion sur la valeur du facteur de sécurité, on a procédé avec la même géométrie du model précédent on variant de la valeur de la cohésion « c » et on gardant la valeur de l'angle de frottement $\phi=30^\circ$ fixe.

- 1- Pour une valeur de la cohésion c = 20 KPA sol plus au moi argileux (limon Argileux).
- 2- Pour une valeur de la cohésion c = 5 KPA sol plus au moi sableux (limon sableux).

Cas N°01C=20KPA ; $\phi=30^\circ$

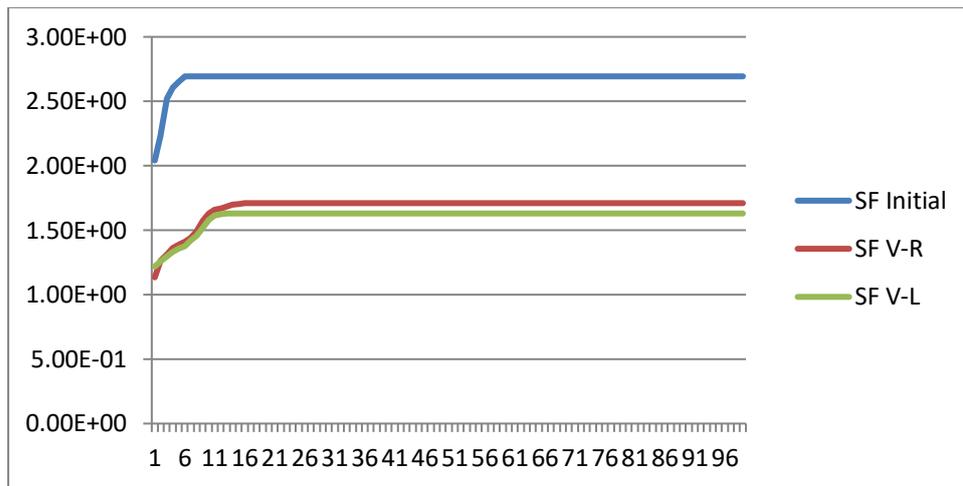


Figure VI-22 Evolution de la valeur du facteur de sécurité C=20 Kpa ; $\phi=30^\circ$

	FS C =10Kpa	FS C =20Kpa°	POURCENTAGE
FS ETAT INITIAL	2.03	2,75	36% 
FS ARES UNE VIDANGE RAPIDE	1,23	1,71	39 % 
FS APRES UNE VIDANGE LENTE	1,18	1,63	38 % 

Tableau VI-6.Valeurs du facteur de sécurité dans les trois phases de calculs C=20 Kpa ; $\phi=30^\circ$
Cas N°=02 C= 5 Kpa ; $\phi=30^\circ$

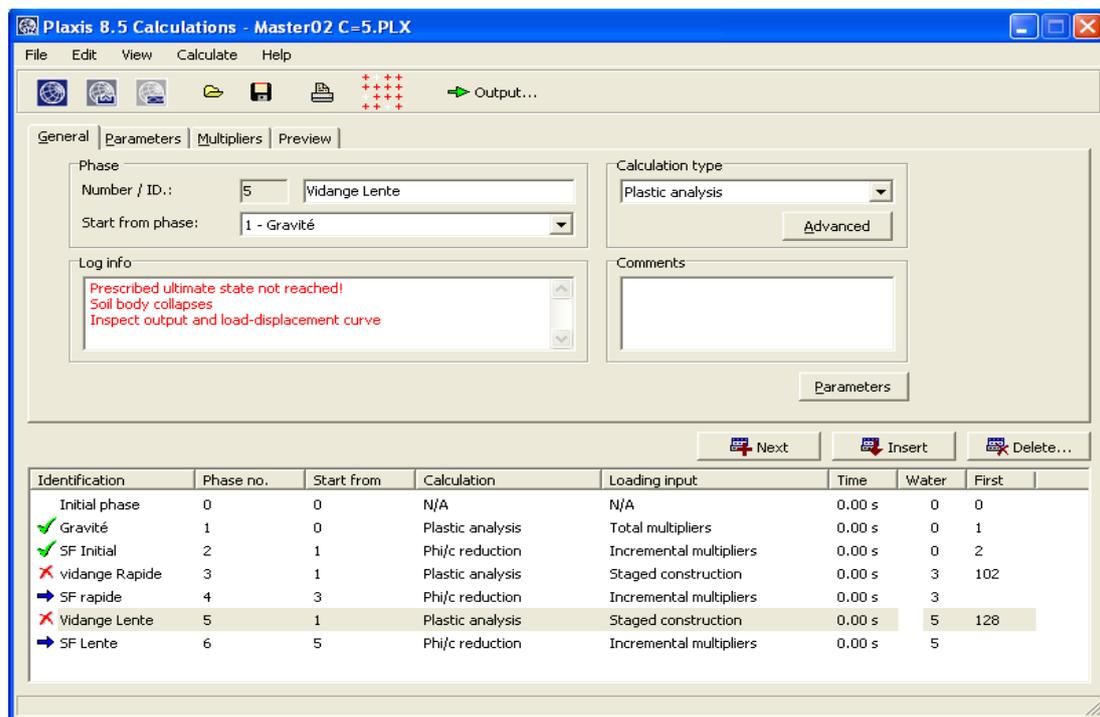


Figure VI-23 Evolution de calcul C=5 Kpa ; $\phi=30^\circ$

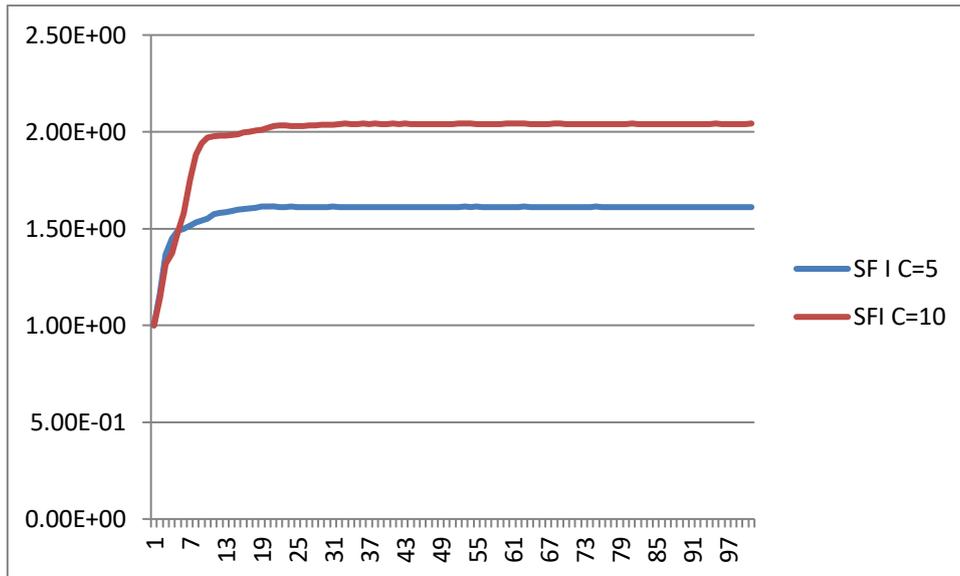


Figure VI-24 Evolution de la valeur du facteur de sécurité $C=5\text{KPA}$; $\varphi=30^\circ$

	FS C =10Kpa	FS C =20Kpa	POURCENTAGE
FS ETAT INITIAL	2.03	1,61	21% 
FS ARES UNE VIDANGE RAPIDE	1,23	Rupture du Sol	-
FS APRES UNE VIDANGE LENTE	1,18	Rupture du Sol	-

Tableau VI-7. Valeurs du facteur de sécurité dans les trois phases de calculs $C=5\text{KPA}$; $\varphi=30^\circ$

Conclusion

On remarque que la valeur du facteur de sécurité augmente en fonction de la cohésion avec une petite différence dans le pourcentage entre les trois phases.

Cette différence est justifiée par la sensibilité des sols fins à la teneur en eau.

On remarque aussi que notre sol c'est rompu a une cohésion $c=5$ dans les 02 phases de vidanges, ce qui explique la sensibilité des sols fin a l'eau.

VI-2-2- Influence de la Géométrie sur la valeur du facteur sécurité

Pour étudié l'influence de la géométrie sur la valeur du facteur de sécurité, on a gardé les mêmes propriétés physiques et mécaniques du model mais avec variation du l'angle du talus.

L'angle initial du talus été de $\alpha=33^\circ$, notre étude paramétrique est faite en donnant de valeurs différentes au talus :

Cas N°01 $\alpha = 21^\circ$; Cas N°02 $\alpha = 45^\circ$

➤ *Cas N°01 $\alpha = 21^\circ$*

Géométrie :

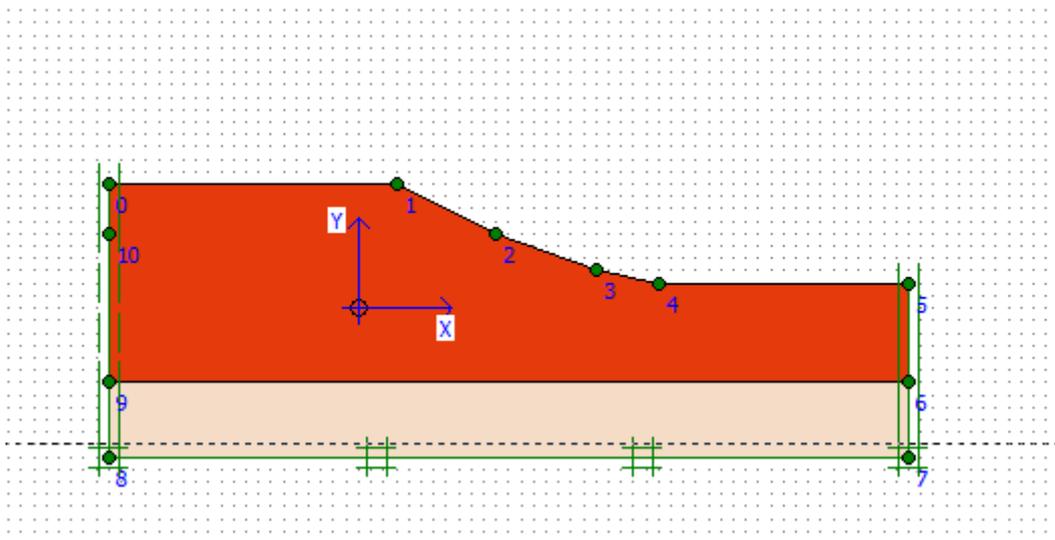


Figure VI-25- Géométrie du modèle $\alpha=21^\circ$

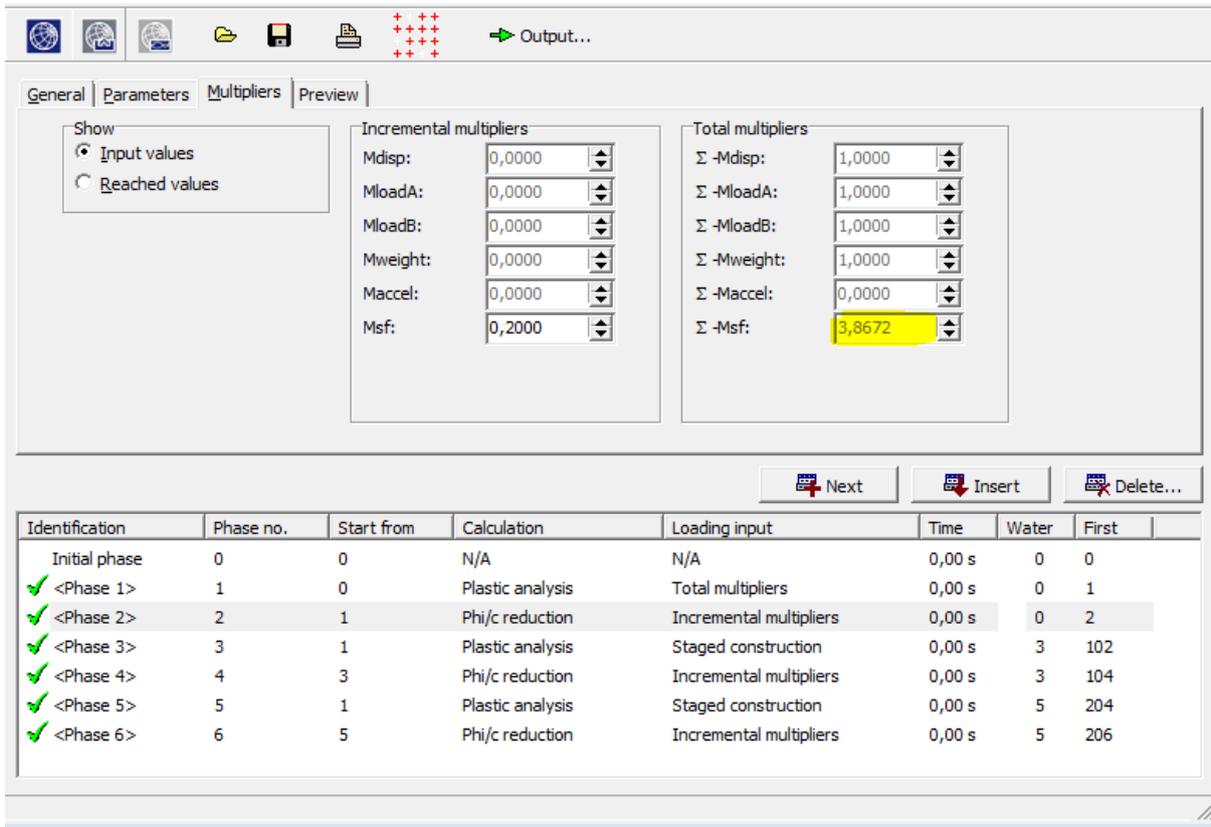


Figure VI-26-Evolution de la valeur du facteur de sécurité phase initiale

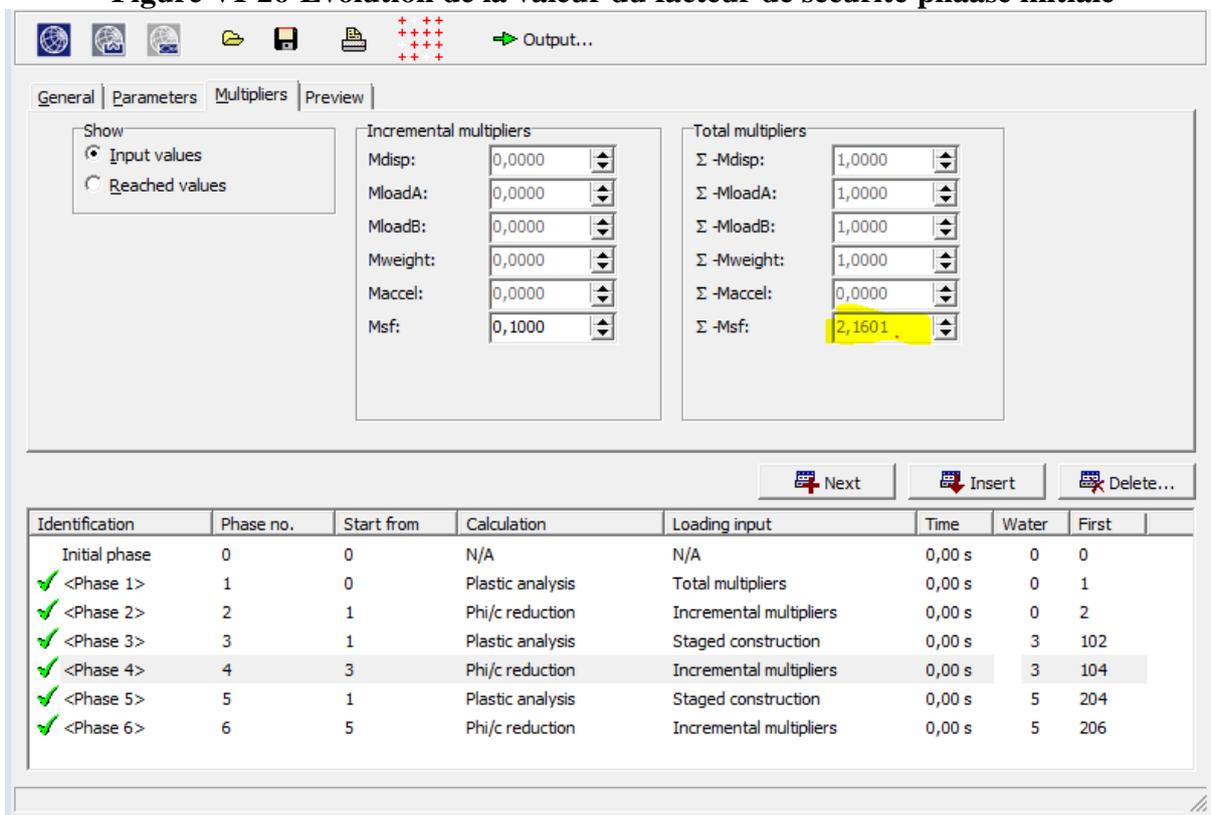


Figure VI-27-Evolution de la valeur du facteur de sécurité phase vidange rapide

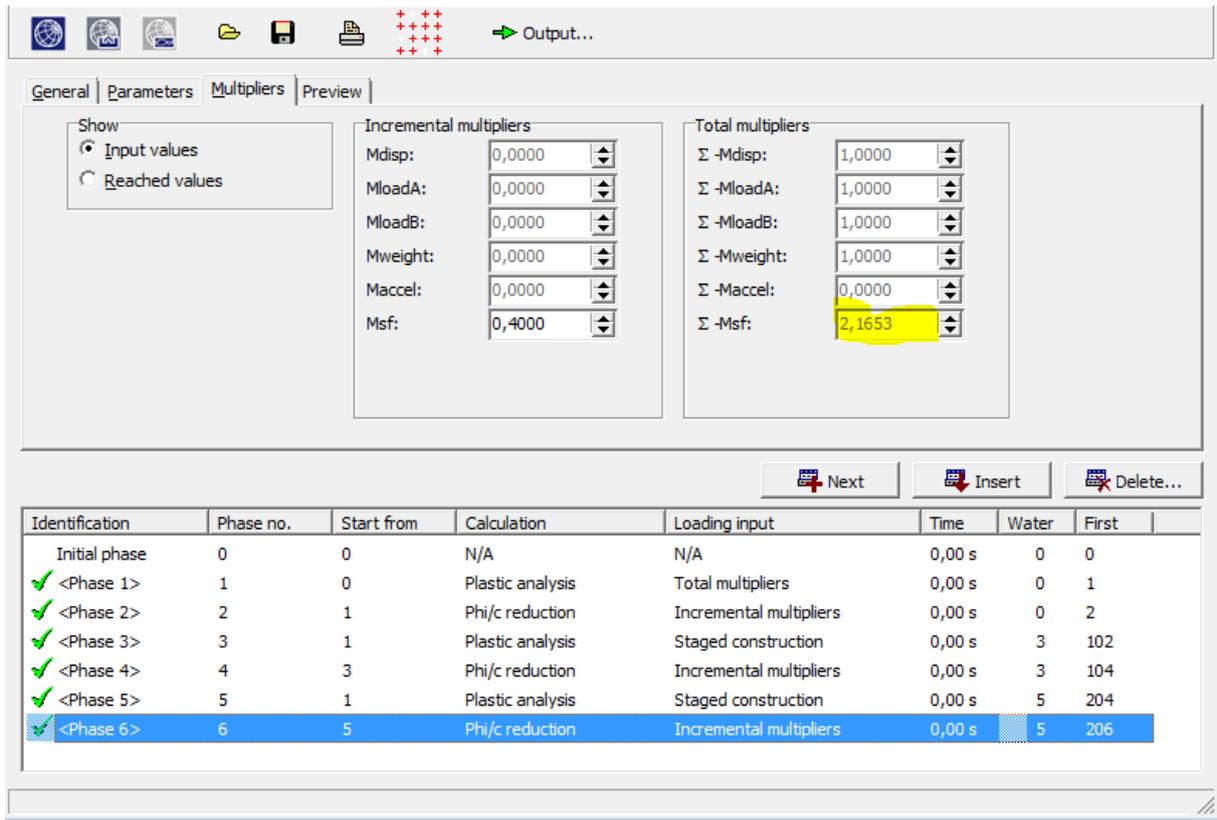


Figure VI-28-Evolution de la valeur du facteur de sécurité phase vidange lente

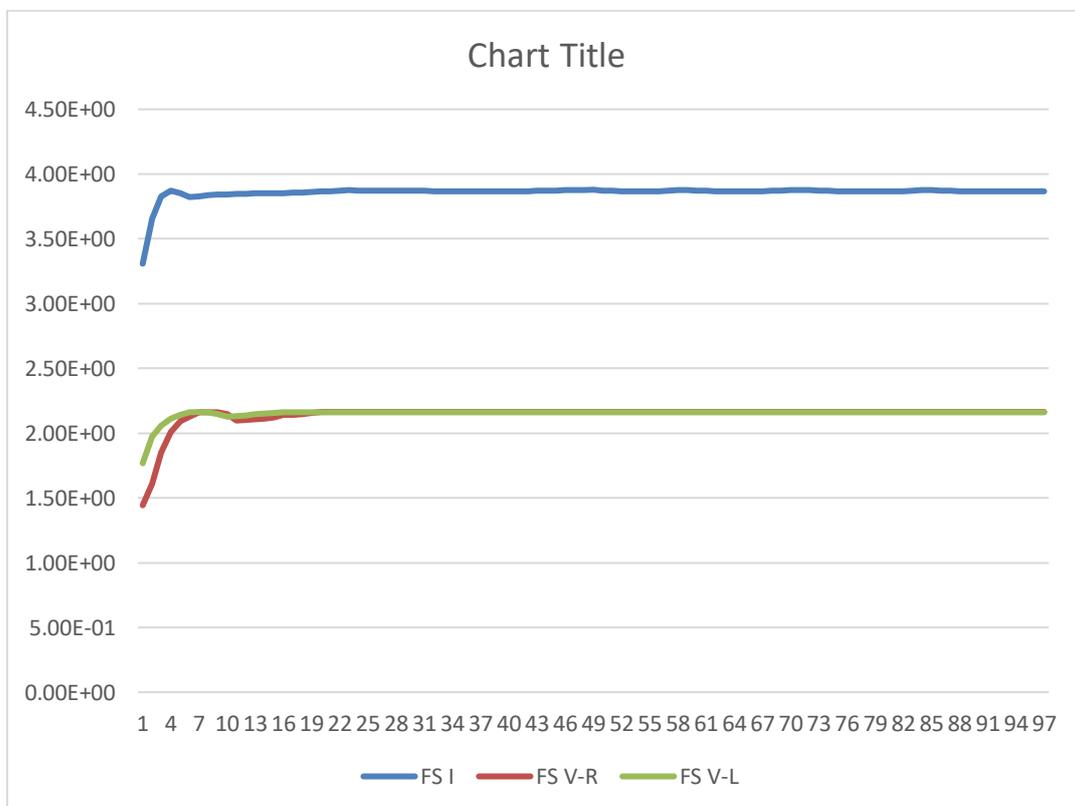


Figure VI-29 Evolution de la valeur du facteur de sécurité dans les 03 phases $\alpha=21^\circ$

	FS $\alpha = 33^\circ$	FS C = 21°	POURCENTAGE
FS ETAT INITIAL	2.03	3,87	90% 
FS ARES UNE VIDANGE RAPIDE	1,23	2,16	76 % 
FS APRES UNE VIDANGE LENTE	1,18	2,16	83% 

Tableau VI-8.Valeurs du facteur de sécurité dans les trois phases de calcul $\alpha = 21^\circ$

Cas $\alpha=45^\circ$:

➤ Géométrie :

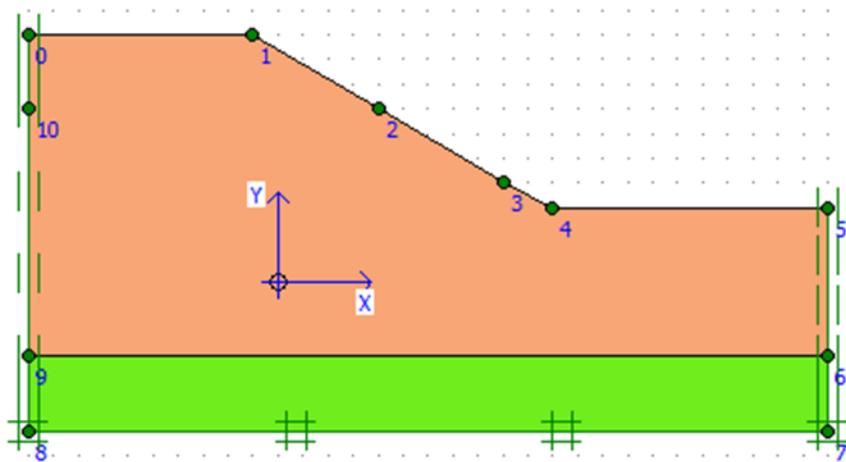


Figure VI-30- Géométrie du modèle

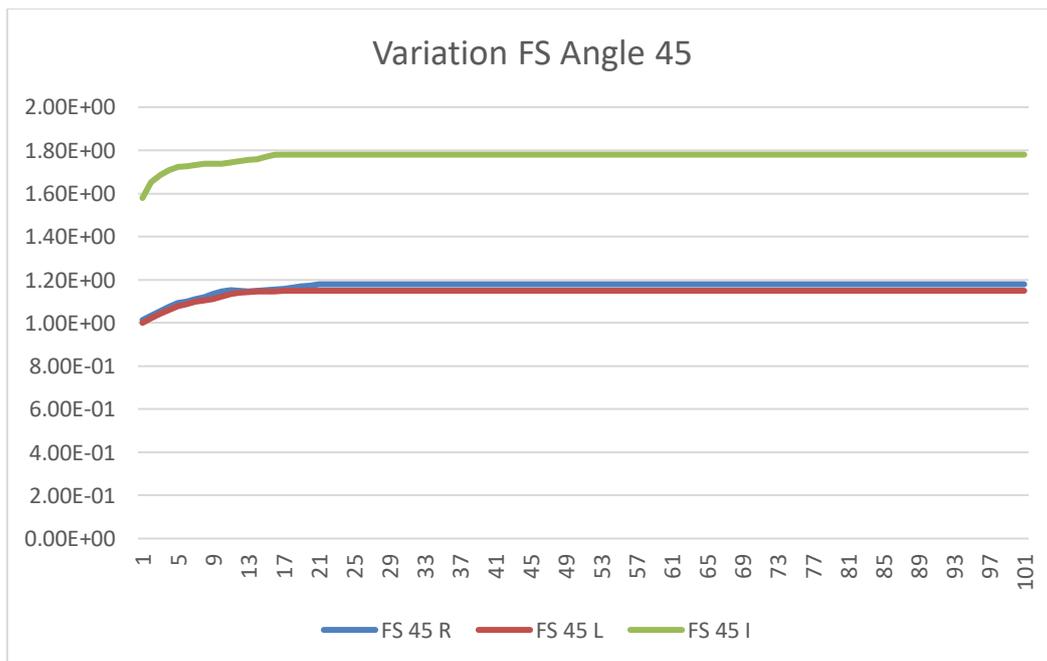


Figure VI-31 Evolution de la valeur du facteur de sécurité dans les 03 phases cas $\alpha=45^\circ$

	FS $\alpha = 33^\circ$	FS $C = 45^\circ$	POURCENTAGE
FS ETAT INITIAL	2.03	1,79	12 % 
FS ARES UNE VIDANGE RAPIDE	1,23	1,18	04 % 
FS APRES UNE VIDANGE LENTE	1,18	1,15	10 % 

Tableau VI-9. Valeurs du facteur de sécurité dans les trois phases de calcul $\alpha = 45^\circ$

Conclusion

La géométrie d'un talus notamment son angle d'inclinaison est très important dans la stabilité d'un ouvrage. Le choix d'un angle adéquat avec les caractéristiques mécaniques du sol du talus est primordial.

Une valeur de l'angle d'inclinaison proche de celle de l'angle du frottement donne une meilleure solution pour la réalisation d'un bon talus.

CONCLUSIONS GENERALES

- ✓ Les glissements de terrain sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane.
- ✓ L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés.....) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.
- ✓ La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roche marneuses ou schisteuse, moraines argileuses, limoneuse, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau (nappe phréatique, présences de sources, fortes précipitations) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes.
- ✓ Le drainage, le remodelage de la pente, le confortement des sols et le renforcement par structures sont les principales méthodes à mettre en œuvre pour traiter les glissements déclarés, d'ampleur maîtrisable.
- ✓ En ce qui concerne l'étude de la stabilité d'un canal sous l'effet de la vidange, objet de cette étude, nous avons adopté la méthodologie qui consiste, d'abord, à analyser le facteur de sécurité à l'état initial puis sous l'effet d'une vidange rapide ou lente. Cette étape nous a aidés d'estimer la variation du facteur de sécurité de ce canal
- ✓ A partir de cette analyse mécanique, plusieurs études paramétriques ont été réalisées afin d'évaluer la stabilité à savoir l'angle de frottement, la cohésion c et l'angle d'inclinaison du talus, chaque étude est associée un coefficient de sécurité qui témoigne de son degré d'efficacité.

Référence Bibliographique :

Chapitre I :

- DURVILLE, J-L et SEVE, G. glissement en terrains meubles. Technique de l'ingénieur.
- G.FILLAT, glissement de terrain.
- BENDADOUCHE.H, LAZIZI.S, 2013. Glissement de terrain et confortement. Pages bleues.
- COLAS (G.) et PILOT (G.). – Description et classification des glissements de terrain.

Chapitre II :

- RAT (M.). (1975). – Drainage. Rabattement. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C256.
- CFMS. (1995). – Tirants d'ancrage : recommandations
- SCHLOSSER (F.) et UNTERREINER (Ph.), (1994). Renforcement des sols par inclusions.
- Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C24.
- BENDADOUCHE.H, LAZIZI.S, 2013. Glissement de terrain et confortement. .

Pages bleues.

- www.prim.net
- Traitement d'un glissement de terrain et reconstruction de la chaussée avec un remblai renforcé par géo synthétique dans la willaya de Bejaia.
- www.topographi.blogspot.com.
- J.L.Durville, G.Sève : stabilité des pentes (glissement en terrain meuble), techniques de l'ingénieur.
- (Source : **RPA 99**).

Chapitre III :

- Géoiges Post – Pierre Londe : « *Les barrages en terre compactée pratiques Américaines* ».
- Marc boulon, Etienne Flavingny, Yann Malecot, Bruno Simon, Cécile Babin, Valérie Bernhardt :» édition novembre 2004. « *Pratique éclairée des éléments finis en « Pratique éclairée des éléments finis en géothéchniques. »*.
- M. Christian Kert « *RAPPORT sur l'amélioration de la sécurité des barrages et*

ouvrages hydrauliques » édition Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques 9 juillet 2008.

- Abdelkader Benaïssa : « *Glissements de terrain, calcul de stabilité* ». novembre 2003.
- Jean-Louis Durville et Gilles Séve « *Stabilité des pentes* » Techniques de l'Ingénieur.
- Michael J. Walsh US Army Corps of Engineers Washington « *Slope stability* » édition 31 October 2003
- Mohamed Bergaoui et Lotfi Raboudi « *Dimensionnement et étude de stabilité des petits Barrages* » Séminaire international sur les petits barrages dans le monde méditerranéen Tunis du 28 Mai 2001.

Chapitre IV :

- BENDADOUCHE. H, LAZIZI. S, 2013. Glissement de terrain et confortement. Pages bleues.
- BOUAFIA. A(2009). Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger, 386p.
- BERTHOUMIEUX, J. J. (2012). Thèse présentée en vue de l' obtention du grade de docteur en sciences de l' ingénieur. Etude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes : application au glissement de Kenscoff–Mahotièrè (Haïti). Ecole polytechnique de Lovain.
- Mémoire de master, juillet 2019 : ETUDE D' UN GLISSEMENT DE TERRAIN RENFORCÉ PAR PIEUX, Université de Tlemcen
- SADAoui, 2015 : Cours dimensionnement de la fondation profonde, Master 1GT. Université de Bejaia
- P. AIGLE, F. DESNOUVAUX (1983), J. P. PROST (1977). (Le drainage des talus par la technique des éperons évaluation par simulations tridimensionnelles de l'efficacité de la méthode et impact sur la stabilité), université de Nancy
- Etude de confortement d' un glissement de terrain profond–RN24–Boulimat, Bejaia
- <https://d1n7iqsz6ob2ad.cloudfront.net/document/pdf/5385b4b5b79cd.pdf>