

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE : TECHNOLOGIES

DEPARTEMENT : Genie Civil



FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Intitulé

**L'estimation de la largeur de la zone d'influence
d'une série de pieux de stabilisation d'une
pente**

**Dirigé par :
Mr. HAMITOUCHE AMAR**

**Présenté par :
Labidi Mawloud
Ouail Hakim**

Année universitaire : 2016 /2017

INTRODUCTION GENIRALE..... Erreur ! Signet non défini.

Chapitre I :

I-1- Introduction :..... Erreur ! Signet non défini.

I-1-1-1- Les écroulements : Erreur ! Signet non défini.

I-1-1-2- Fluage : Erreur ! Signet non défini.

I-1-1-3- Les coulées : Erreur ! Signet non défini.

I-1-1-4- Les glissements : Erreur ! Signet non défini.

I-1-2- Les zones propices aux mouvements de terrain : Erreur ! Signet non défini.

I-2- Les glissements de terrain : Erreur ! Signet non défini.

I-2-1- Définition d'un glissement de terrain : Erreur ! Signet non défini.

I-2-1-1- Glissements plans : Erreur ! Signet non défini.

I-2-1-2- Glissement rotationnels : Erreur ! Signet non défini.

I-2-2- Aspect général des glissements : Erreur ! Signet non défini.

I-2-3- Principales causes des glissements de terrain : Erreur ! Signet non défini.

I-2-3-1- La nature du terrain : Erreur ! Signet non défini.

I-2-3-2- Les actions extérieures qui agissent sur le sol : Erreur ! Signet non défini.

I-2-3-3- Constructions sur pente : Erreur ! Signet non défini.

I-2-3-4- Déblai sur pente : Erreur ! Signet non défini.

I-2-4- Méthodes de calcul de la stabilité des pentes et talus Erreur ! Signet non défini.

I-2-4-2- Classes de méthodes de calcul de stabilité..... Erreur ! Signet non défini.

I-2-4-2-2- Les avantages et les inconvénients de méthode de l'équilibre limite : Erreur !
Signet non défini.

I-2-4-2-3- Méthodes basées sur la réduction de la résistance au cisaillement: Erreur !
Signet non défini.

I-3- Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au... Erreur !
Signet non défini.

I-4-2 Action mécanique : Erreur ! Signet non défini.

I-4-3 Renforcement des pentes par inclusions rigides : Erreur ! Signet non défini.

I-5 Bibliographie sur l'étude de la stabilité des pentes renforcées par pieux. Erreur ! Signet non défini.

I-6 Conclusion:..... Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II :

II.2. 1.Etudes utilisant les méthodes de l'équilibre limite : Erreur ! Signet non défini.

II.2. 1.1.Etudes par les méthodes numériques Erreur ! Signet non défini.

II.2. 1.2.Etudes par la méthode de l'analyse limite : Erreur ! Signet non défini.

II.3 .1.Influence de la position de pieux..... Erreur ! Signet non défini.

II.3 .2. Influence de la longueur de pieux Erreur ! Signet non défini.

II.3 .3.Influence de la rigidité de pieux Erreur ! Signet non défini.

II.3 .4.Influence de l'espacement des pieux Erreur ! Signet non défini.

II.3 .5.Influence de l'angle du talus..... Erreur ! Signet non défini.

II.4.Conclusion : Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III :

III-1. Introduction : Erreur ! Signet non défini.

III-2- Présentation du logiciel de calcul utilisé : Erreur ! Signet non défini.

III-2-1- Généralités : Erreur ! Signet non défini.

III-2-2- Modes de calcul par Flac: Erreur ! Signet non défini.

III-2-3- Création du modèle de la pente et l'exécution des calculs : Erreur ! Signet non défini.

III-2-3-1- Choix des options du model : Erreur ! Signet non défini.

III-2-3-2- Spécification du Titre du projet et du nom de fichier et son emplacement : Erreur ! Signet non défini.

III.2.3.3. Introduction de la géométrie et le maillage de la pente étudiée : ... Erreur ! Signet non défini.

III-2-3-6- Analyse de la stabilité de la pente seule (sans renforcement) : Erreur ! Signet non défini.

III.3 Présentation des éléments et de la procédure de l'étude..... Erreur ! Signet non défini.

III.4 Présentation, interprétation et discussion des résultats :..... Erreur ! Signet non défini.

III-4-2 Détermination détaillée de la largeur d'influence : Erreur ! Signet non défini.

III-5 Conclusion : Erreur ! Signet non défini.

CONCLUSION GENERAL Erreur ! Signet non défini.

F_s : Coefficient de sécurité.

τ_{\max} : Résistance au cisaillement du sol.

τ : Contraintes de cisaillement.

T : Réaction tangentielle.

c : Cohésion

c' : Cohésion effective.

C_u : cohésion non drainée.

φ : Angle de frottement interne.

φ' : Angle de frottement interne effective.

μ : Pression de l'eau interstitielle.

σ_1, σ_3 : Contrainte principales majeure et mineure.

σ_f : Contrainte normale mobilisée

τ_f : Contrainte mobilisée de cisaillement.

θ : Inclinaison du plan de rupture.

h : hauteur du talus.

β : angle du talus.

S : Espacement entre les pieux de centre à centre.

D : Diamètre des pieux.

W : Poids de la tranche

b_i : Largeur de la tranche du sol.

h_i : Hauteur de la tranche du sol.

V_i, V_{i+1} : Composantes verticales des forces inter tranches.

H_i, H_{i+1} : Composantes horizontaux des forces inter tranches.

α_i : Angle entre la base de la tranche i et les horizontales.

R_i : La résistance au cisaillement.

γ : Poids volumique du sol.

i : Une tranche.

n : Nombre des tranches d'une surface de rupture.

D_1 : Espacement de centre à centre entre les pieux.

D_2 : Ouverture entre les pieux.

E : Module de Young.

γ' : La masse volumique.

ν : Le coefficient de Poisson.

Φ' : Angle de friction.

Ψ' : Angle de dilatation.

F : La fonction de rupture.

τ_r : Contrainte de cisaillement résistant.

τ_d : Conduite contrainte de cisaillement.

Chapitre I :

Tableau 1- 1 : « Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d'après CampyM., Macaire J. J., 2003)»Erreur ! Signet non défini.

Tableau 1- 2: Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.. Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II :

Tableau II- 1: différentes méthodes sont rapportés par Ausilio..Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III :

Tableau III- 1:Les cas étudiés Erreur ! Signet non défini.

Chapitre I :

Figure I- 1 Glissement de terrain..... Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 2: Glissements plans. Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 3: Glissements rotationnel. Glissements rotationnel et plans (modifié d'après Varnes, 1978 ; USGS, 2004) Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 4: Glissements rotationnels et Glissements plans..... Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 5: Différentes formes du cercle de rupture..... Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 6 : Schéma simplifié des contraintes normal et tangentielle dans un massif Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 7: Représentation de la droite de Mohr-Coulomb Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 8: Surface de rupture..... Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 9: Calcul du coefficient de sécurité..... Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 10 : la rupture en surface plane (glissement plan) Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 11: découpage d'un talus en tranches Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 12: force agissante une tranche << i >> Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 13: forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de Fellenius. ..Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 14: Représentation des efforts par la méthode de bishop Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 15: La méthode de Jumbo-force en présence. Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 16: la méthode de Spencer..... Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 17: La méthode de perturbation..... Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 18: Diminution de la hauteur d'un talus de déblai..... Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 19: Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité. Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 20: Stabilisation par clouage du glissement de« la Membrolle » (d'après Cartier et Gigan,1983) Erreur ! Signet non défini.

Figure I- 21: Profil du versant de Boussy-Saint-Antoine..... Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II :

Figure II- 1 Problème fondamental d'un pieu en pente instable, (Poulos, 1995).Erreur ! Signet non défini.

Figure II- 2 Analyse simplifiée de stabilité pieux-sol (Poulos, 1995). Erreur ! Signet non défini.

Figure II- 3 Géométrie de pente..... Erreur ! Signet non défini.

Figure II- 4 Variation du facteur de sécurité par rapport à la position de pieu pour la pente de 1:1(a) la pente du sol argileux (b) de la pente du sol de sable.. Erreur ! Signet non défini.

Figure II- 5 Variation du facteur de sécurité par rapport à la longueur du pieux pour la pente de 1:1 (a) la pente du sol argileux (b) de la pente du sol de sable..... Erreur ! Signet non défini.

Figure II- 6 Variation du facteur de sécurité par rapport à la rigidité du pieux pour la pente de 1:1 (a) la pente du sol argileux (b) de la pente du sol de sable. Erreur ! Signet non défini.

Figure II- 7 Variation du facteur de sécurité par rapport au rapport S / D de la pile pour la pente de 1:1 (a) la pente du sol argileux (b) de la pente du sol de sable.... Erreur ! Signet non défini.

Figure II- 8 Variation du facteur de sécurité par rapport à l'angle d'inclinaison (a) la pente du sol argileux (b) la pente du sol de sable Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III :

Figure III- 1: Lancement du Flac en mode command line..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 2: Le bureau de démarrage dans l'interface graphique de FLAC..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 3: Entrée des options du modèle..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 4: Fichier Projet. Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 5: Géomètre de la pente..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 6: la pente étudiée..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 7: Affectation des matériaux aux couches du sol. Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 8 : Fenêtre de configuration de la charge gravitaire. Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 9 :Fenêtre de calcul de l'état de l'équilibre élastique initial. Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 10: Fenêtre mechanical setting. Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 11: Fenêtre du calcul coefficient de sécurité..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 12: Introduction de pieu..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 13 Fenêtre du changement les caractéristiques du pieu..... Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 14: La géomètre de la pente étudiée. Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 15 : Iso contraintes τ_{xy} . Cas Phi1d1 (a : sans pieux, b : avec pieux) Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 16 : Zone influencée par la présence des pieux cas phi1d1 .. Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 17 : Zone d'influence des pieux cas Phi 1 d2 Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 18 :Zone d'influence des pieux cas Phi 1 d3 Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 19 : Zone d'influence des pieux cas Phi 2 d1 Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 20 : Zone d'influence des pieux cas Phi 2 d2 Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 21 : Zone d'influence des pieux cas C2d1 Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 22 : Zone d'influence des pieux cas C2d2 Erreur ! Signet non défini.

Figure III- 23 : Zone d'influence de la série de pieux..... Erreur ! Signet non défini.

INTRODUCTION GENIRALE

Les risques naturels constituent une préoccupation primordiale à la fois des géotechniciens et des autorités civiles vues l'impact néfaste que produisent de tels phénomènes.

Pour la prise en charge de ses risques, une connaissance approfondie est impérative : de leurs types, des causes qui favorisent leur survenue, des méthodes nécessaires pour les quantifier ainsi que des techniques et mesures préventives ou de réparation à apporter.

La stabilisation des pentes peut être faite de différentes manières, mais celle par inclusion de pieux est la solution adéquate lorsque le site ne permet pas de faire recours aux autres techniques.

La stabilisation des pentes par des pieux a donné réussite dans beaucoup de cas pratiques, ce qui a incité les chercheurs à développer différentes méthodes de calcul pour quantifier l'amélioration apportée par ces éléments et d'examiner l'effet de l'architecture du confortement (espacement des pieux d'une série de pieux), des caractéristiques géométriques et physique des pieux (diamètre, rigidité, longueur) etc.

Problématique et objectifs :

Le comportement de la zone influencée par la présence des pieux dans la pente a certainement un effet considérable sur la stabilité de celle-ci, et l'idée de remplacer dans les calcul le système sol-pieux de la zone influencée par un système sol seul ayant de nouvelles caractéristiques nécessite la connaissance de l'étendu de celle-ci.

Et dans ce cadre que s'inscrit ce travail dont le but est de comparer le comportement des contraintes et des déformations créés dans la pente traitée et non traitée afin de déterminer la largeur de la zone où ces contraintes ou déformations ont subi des variations significatives.

Pour atteindre ce but, le travail présenté dans ce mémoire est structurée comme suit :

Une introduction générale décrivant la problématique et donnant la structure du mémoire

Chapitre1. Généralités sur les glissements de terrain: présentant sommairement le risque du glissement (ses types, ses causes, les méthodes d'évaluation de la sécurité vis-à-vis des glissements, les méthodes de confortement des pentes et talus susceptibles au glissement)

Chapitre2. Etude bibliographique sur la stabilisation des pentes par les pieu: Dans ce chapitre nous avons mené une recherche bibliographique sommaire sur la stabilisation des pentes par pieux en présentant les méthodes développées pour évaluer la stabilité de telles pentes, (méthodes analytique (approche cinématique et équilibre limite , méthode numérique), et les résultats obtenus concernant les effets des paramètres de sol, des pieux et ou de la disposition de la stabilisation sur l'amélioration apportée à la stabilité de la pente traitée

Chapitre III : étude de la largeur de la zone influencée par la série de piex :

Dans lequel nous avons présentée d'abord l'idée de notre travail, la procédure suivie pour la concrétiser, le logiciel Flac utilisé pour la modélisation et l'étude de la pente, les résultats obtenus leurs interprétation.

Une conclusion générale : récapitulant les points essentiels de l'étude.

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain**I-1- Introduction :**

Les mouvements de terrain concernent l'ensemble des déplacements du sol ou du sous-sol, qu'ils soient d'origines naturelles ou anthropiques.

Une fois déclarés, les mouvements de terrain peuvent être regroupés en deux grandes catégories, selon le mode d'apparition des phénomènes observés.

Il existe, d'une part, des processus lents et continus (affaissements, tassements...) et d'autre part, des événements plus rapides et discontinus, comme les effondrements, les éboulements les chutes.

I-1-1- Classification des mouvements de terrain :

Plusieurs classifications sont possibles selon les critères de choix motivée par la spécialité des auteurs (critère géologique, critère mécanique...). En fait la classification n'est pas une fin en soi, mais un moyen de dénombrer les principaux types de mouvements, de façon à pouvoir évoquer certaines de leurs caractéristiques essentielles ou de les retrouver.

On retiendra la classification agréée par le comité international de géologie de l'ingénieur, qui distingue quatre catégories :

-Ecoulement - Glissement - Fluage – Coulée.

I-1-1-1- Les écoulements :

Les écoulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes occasionnés généralement par des fissures préexistantes, représentés par l'effondrement d'un plan-de-falaise vertical formant au pied du versant un amas de matériaux grossiers pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres.

Les terrains donnant lieu à des écoulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises (calcaire, roches cristallines et Cristallophyllienne

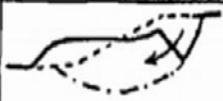
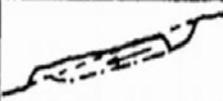
Classes	Types	Schéma	Terrains concernés	Remaniement interne	Vitesse moyenne
GLISSEMENTS DE TERRAIN <i>(sens strict)</i>	GLISSEMENT CIRCULAIRE (loupe)		roches peu cohérentes	plutôt faible	quelques cm à quelques m par jour
	GLISSEMENT PLAN		- marnes - alluvions - moraines		discontinu (saisons)
	GLISSEMENT DE NIVEAU D'ALTÉRATION		altérites	plutôt fort	quelques m par jour
COULÉES	COULÉE DE SOLIFLUXION		roches meubles		discontinu (saisons)
	COULÉE DE BOUE			plusieurs m par seconde variable (selon fluidité)	
ÉCROULEMENTS	ÉCROULEMENT DE SURPLOMB		roches cohérentes stratifiées ou non	déclenchement très rapide	
	ÉCROULEMENT D'AVAL PENDAGE			chute en quelques secondes	
FAUCHAGE				variable selon le stade	très lent quelques cm par an

Tableau 1- 1 : « Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d’après CampyM., Macaire J. J., 2003) »

I-1-1-2- Fluage :

Les fluages correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique qui sont de ce fait proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation soit la rupture. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers. [5]

I-1-1-3- Les coulées :

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissement. Le mouvement de la coulée est analogue à celui d'un fluide visqueux, il concerne les matériaux

meubles généralement saturés. Cependant, ce sont souvent des matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées.

Les caractéristiques générales des coulées peuvent être énumérées comme suit :

- Les matériaux sont meubles, hétérogènes à matrice argileuses ;
- Le phénomène se déclenche généralement lorsque le matériau dépasse une teneur en eau critique le rendant semi fluide ;
- Les coulées s'accroissent aux dépens des terrains meubles rencontrés dans leur progression ;
- Les distances franchies par les coulées sont sans commune mesure avec l'étendue couverte initialement par les matériaux qui leurs ont donné naissance.
- La vitesse est très irrégulière : on observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques ;
- La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles qui dépendent de la pluviométrie. La coulée se caractérise par des mouvements saisonniers ;
- Les masses en mouvement peuvent atteindre plusieurs m³.

I-1-1-4- Les glissements :

Un glissement de terrain, est un versant instable de montagne ou de colline qui se détache et glisse dans le sens de la pente. Le volume du glissement dépend de la surface et de la profondeur de la rupture. Ce phénomène fera l'objet d'une étude plus approfondie.

I-1-2- Les zones propices aux mouvements de terrain :

Certaines zones sont propices aux mouvements de terrain :

Les falaises sont des zones à risque, à cause de l'eau qui s'infiltré dans les fissures de la roche. En gelant, elle y exerce des pressions importantes.

L'alternance gel/dégel la fragilise et la fissure (écroulements et effondrements).

- Les zones à pentes moyennes ($40^{\circ}/50^{\circ}$) sont aussi des zones à risques. La couche d'humus reposant sur la roche peut glisser. Le glissement se produit quand cette couche est très humide (le glissement de terrain).
- Les terrains dont le sous-sol est creusé par des cavités (artificielles ou naturelles) sont des zones à risque, qui peuvent s'affaisser ou s'effondrer.

I-2- Les glissements de terrain :

I-2-1- Définition d'un glissement de terrain :

Le glissement de terrain est un phénomène géologique qui correspond au déplacement de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture.

Des glissements de terrain peuvent être à l'origine de catastrophes naturelles engendrant des morts. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles).

Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture.

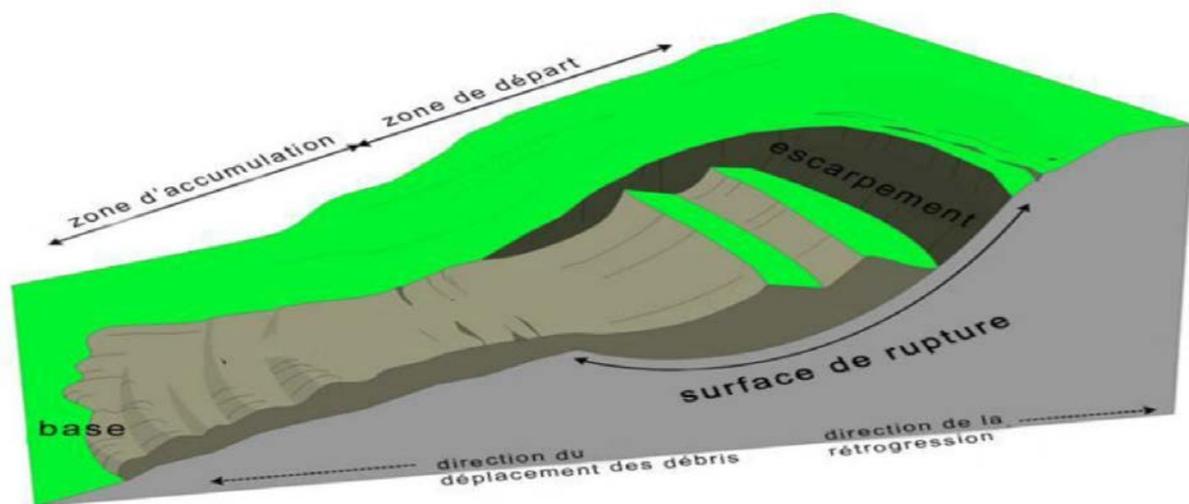


Figure I- 1 Glissement de terrain

Le volume des glissements de terrain est très variable : de quelques mètres cube (loupes) à plusieurs millions de mètres cubes (versants entiers). Le moteur de ce phénomène est toujours la pesanteur. C'est-à-dire le sol se déplace sous l'effet de la gravité.

Les facteurs déclenchant sont généralement :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation dépressions interstitielles, etc.) ;
- Les terrassements ;
- L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges) ;
- Les accélérations produites par des séismes.

On distingue deux grandes classes qui peuvent éventuellement se combiner pour donner naissance aux glissements composés :

- > Les glissements plans,
- > Les glissements rotationnels simples ou complexes.

I-2-1-1- Glissements plans :

Il se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérité et son substrat (figure I-2). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau.

I-2-1-2- Glissement rotationnels :

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissée le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexes.

Les mouvements simples ont une surface de rupture proche ou assimilable à un cercle et leur étude fait appel aux méthodes d'analyses classiques de la mécanique des sols. [1]

a- Glissement rotationnel simple :

Les mouvements simples sont les plus courants. Et peuvent être superficiels ou profonds. Les deux classiques :

- > Glissements superficiels sont les glissements de crête et le glissement de pied.

> Les glissements profonds intéressent surtout les remblais sur sol mou ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque ce dernier n'est trop profond.

b. Glissements rotationnels complexes :

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

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

Citons :

- Les glissements en escalier constitué par un ensemble de glissement en courbes peu profonds créant une topographie en escalier.
- Les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain ;

Les glissements composés : ces derniers peuvent être une composition des différents glissements précédemment décrits. La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une composition d'éléments plans et d'éléments courbes

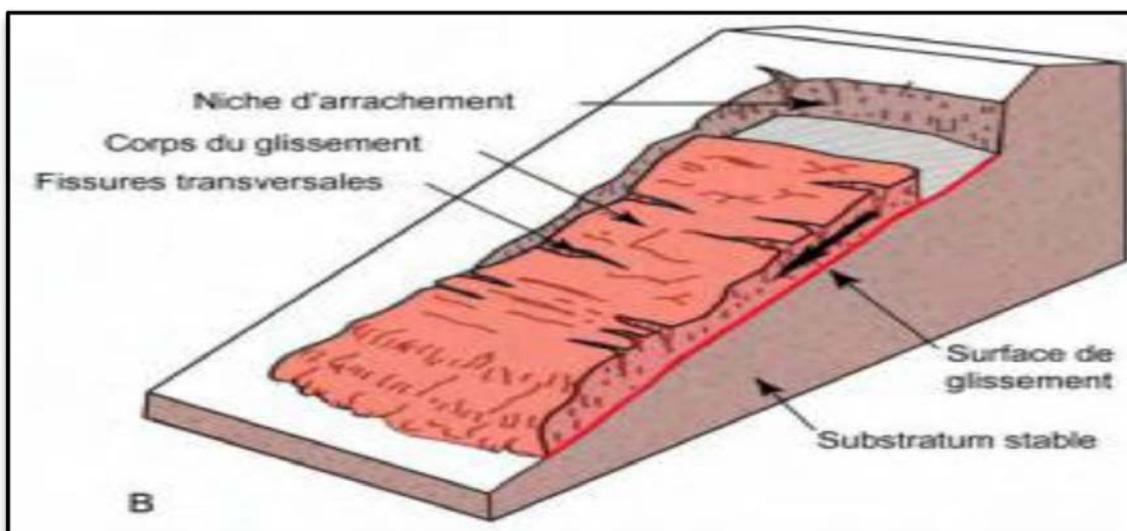


Figure I- 2: Glissements plans. [9]

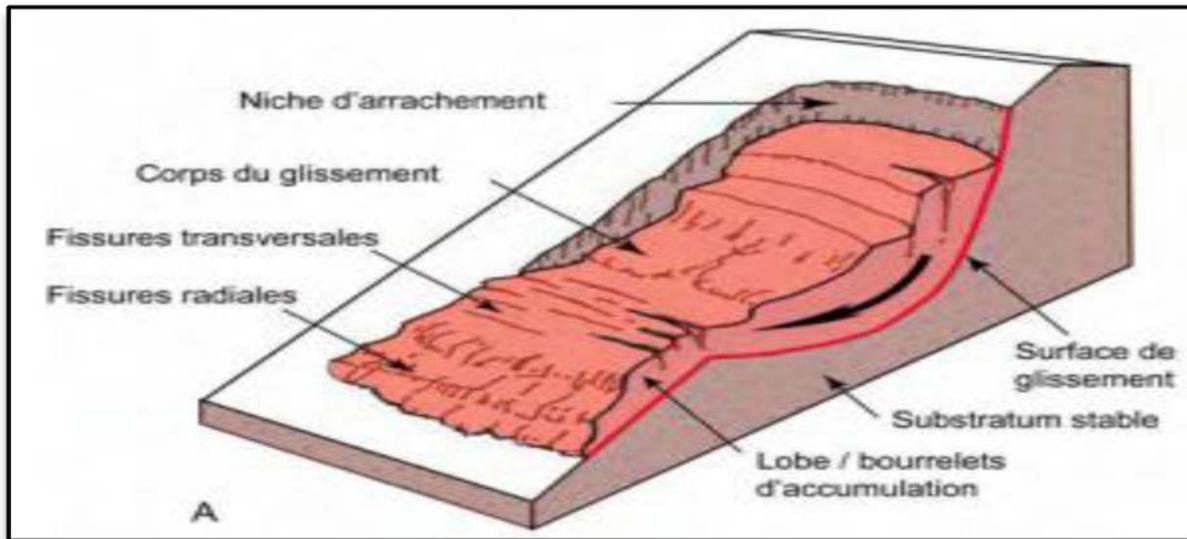


Figure I- 3: Glissements rotationnel. **Glissements rotationnel et plans** (modifié d'après Varnes, 1978 ; USGS, 2004) [9]



Figure I- 4: Glissements rotationnels

Glissements plans.

I-2-2- Aspect général des glissements :

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. La surface de glissement est assimilable à une surface cylindrique. On fera donc l'étude pour des tranches de massif d'épaisseur unité, découpées perpendiculairement à l'axe de la surface de rupture. Si on représente la coupe transversale du terrain (donc une tranche), l'aspect de la surface de rupture sera donc un arc de cercle. Le sommet du talus s'affaisse et il se forme un bourrelet de pied.

On distinguera trois catégories de cercle de rupture (Figure I-5) :

- cercle de pente (1) ;
- cercle de pied (2) ;
- cercle profond (3) ;

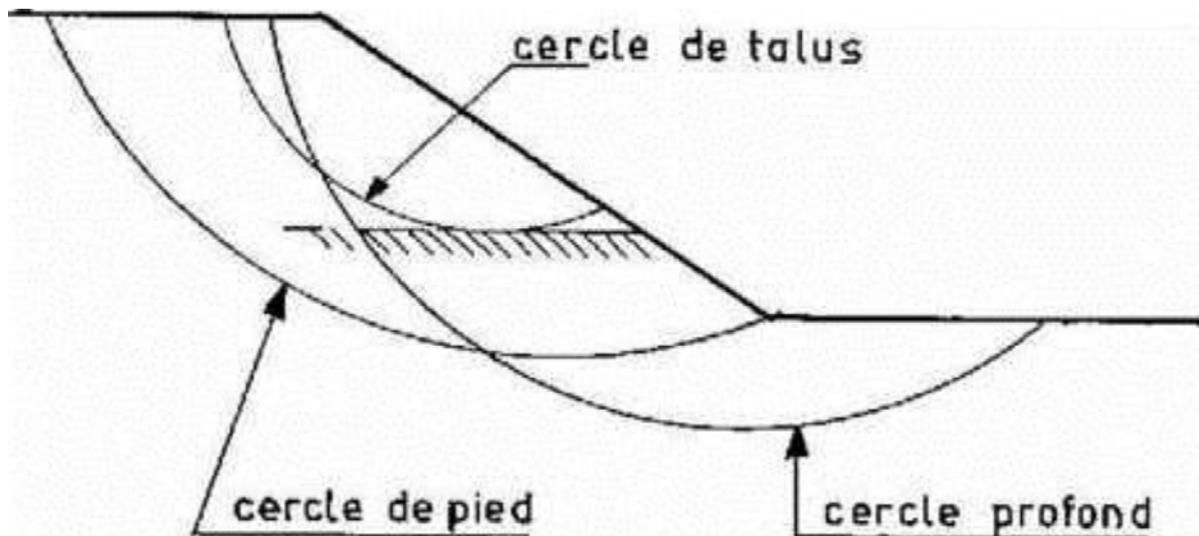


Figure I- 5: Différentes formes du cercle de rupture.

Ces différents types n'auront pas les mêmes conséquences mais on peut dire que la stabilité dépend :

- des moments résistants (pris par rapport au centre du cercle de rupture), dus à la résistance au cisaillement le long de la ligne de rupture ;
- des moments moteurs dus principalement au poids du massif en déplacement.

Il y aura donc glissement si à un moment donné les moments sont supérieurs aux moments résistants. [3]

I-2-3- Principales causes des glissements de terrain :

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

I-2-3-1- La nature du terrain :

La nature de terrain dépend de la :

- > **Géométrie de terrain :**

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de La nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

> **Résistance au cisaillement des sols ou des roches :**

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel.

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement.

Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.).

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètre des terrains rencontrés :

- La résistance au cisaillement à court ou à long terme ;
- La résistance au cisaillement résiduelle.

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables, la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement : la valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite

Prenant en compte la résistance au cisaillement de pic. Dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement.

En général, ce sont les paramètres de résistance drainés c' et φ' (valeur de pic) et c_R' et φ_R' (valeur résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.

I-2-3-2- Les actions extérieures qui agissent sur le sol :

> Actions hydrauliques :

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions.

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement : en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydrauliques les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale. Ceci étant rarement possible, des extrapolations peuvent être utilisés pour juger des conditions les plus défavorables. [2]

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile du fait de l'étendue des zones à prospecter et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, et notamment de la présence d'accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes.

Certains éléments sont de première importance. Il s'agit :

Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements.

De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptible d'exister et il est alors intéressant de les drainer

D'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement.

De l'évolution de la nappe au cours du temps ; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

Les actions climatiques et anthropiques :

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

> Pluie, neige, évapotranspiration :

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

> Séismes :

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes,
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même .

I-2-3-3- Constructions sur pente :

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai. Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

I-2-3-4- Déblai sur pente :

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite.

Avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied ; de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

L'action de raidissement d'une pente de talus joue défavorablement sur la stabilité de ce dernier.

I-2-4- Méthodes de calcul de la stabilité des pentes et talus

I-2-4-1- Rappel sur les caractéristiques mécaniques des sols

A- Notion de rupture

On considère le massif de la (figure I.6) ci-dessous et on se propose d'étudier sa stabilité le long d'une surface, quelconque, de rupture potentielle.

Les efforts extérieurs qui s'exercent en un point M, quelconque, de cette surface sont ceux qui agissent sur une facette parallèle à la surface potentielle de rupture et centrée sur le point M.

Ces efforts extérieurs sont le poids propre de la colonne de sol située au-dessus de la facette, plus la portion des surcharges appliquées à la surface du massif et peuvent être décomposés en une contrainte normale σ et une contrainte tangentielle τ .

La contrainte normale a tendance à « plaquer » le prisme du sol qui cherche à se détacher du massif, tandis que la contrainte tangentielle pousse ce prisme à glisser le long de la surface potentielle de rupture. [4]

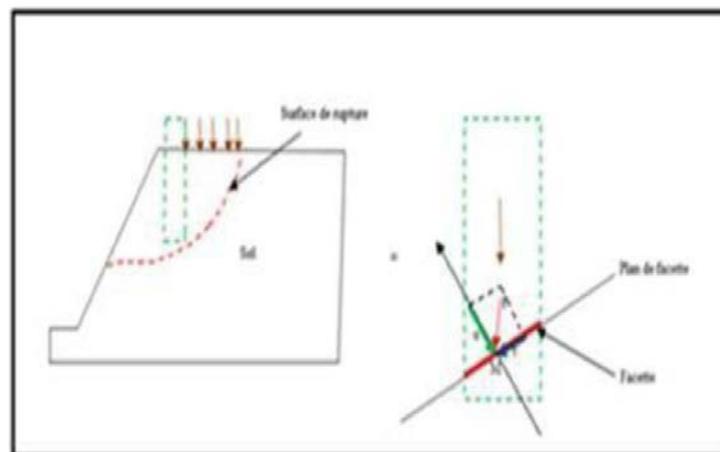


Figure I- 6 : Schéma simplifié des contraintes normal et tangentielle dans un massif

L'augmentation de la contrainte de cisaillement due aux efforts extérieurs peut être obtenue par un apport progressif des surcharges appliquées à la surface du massif. Celui-ci résiste jusqu'à une certaine limite, au-delà de laquelle le prisme situé au-dessus de la ligne de rupture se détache et glisse le long de cette ligne.

B- Critère de rupture

Le critère de rupture utilisé dans la plupart des méthodes est le critère de Coulomb.

$$\tau = C + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (1.1)$$

Dans lequel τ et σ désignent les contraintes tangentielles et normales sur une surface donnée; C et φ la cohésion et le frottement du sol au point considéré.

C- La résistance au cisaillement d'un sol

La résistance d'un sol au cisaillement dépend de ses caractéristiques internes C et φ .

Dans cette équation de la droite de Coulomb, on voit bien l'effet favorable de la contrainte normale σ dans l'amélioration de la résistance du sol au cisaillement et par conséquent, à sa résistance au glissement et donc à sa stabilité

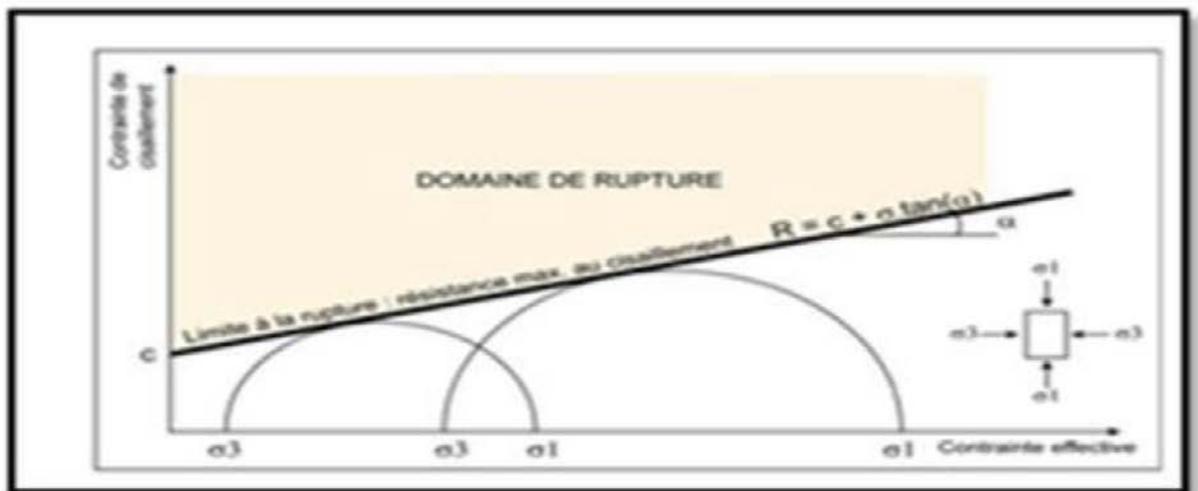


Figure I- 7: Représentation de la droite de Mohr-Coulomb

I-2-4-2- Classes de méthodes de calcul de stabilité

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 I-8).

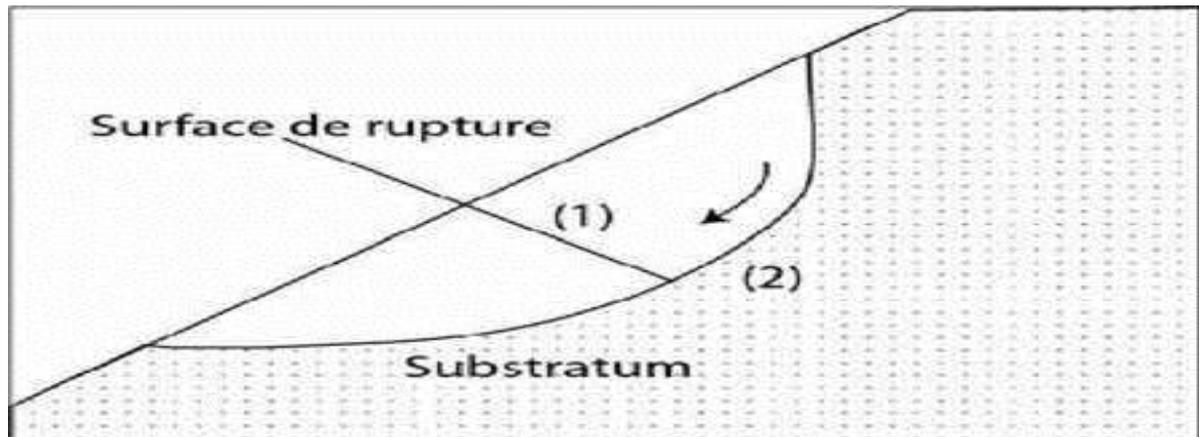


Figure I- 8: Surface de rupture.

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes classiques basées sur l'équilibre limite et de l'analyse limites ;
- Les méthodes de la réduction de la résistance au cisaillement utilisées par les codes

utilisant la méthode des éléments finis et des différences finies.

Coefficient de sécurité :

Définition du coefficient de sécurité :

Le calcul de la stabilité des pentes est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité FS. Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

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

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (1.2)$$

Avec τ_{\max} : résistance au cisaillement du sol ;

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

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (2) peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{T}{F_s} \quad (1.3)$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (1.2) est écrite comme :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F_s} \quad (1.4)$$

Où c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement pour le sol, respectivement, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (2) est écrite en termes effectifs, comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \varphi'}{F_s} \quad (1.5)$$

c' et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle

Calcul du coefficient de sécurité :

Considérons un élément carré d'unité ($dx = dy = 1$) exposé aux contraintes normales

σ_1 et σ_3 appliquées aux côtés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle θ . La rupture du milieu est normalement due aux contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture. A partir des équations d'équilibre, la contrainte mobilisée de cisaillement t_f et la contrainte normale mobilisée σ_f au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ_1 et σ_3 . [10]

Contrainte normale au plan de rupture :

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \quad (1.6)$$

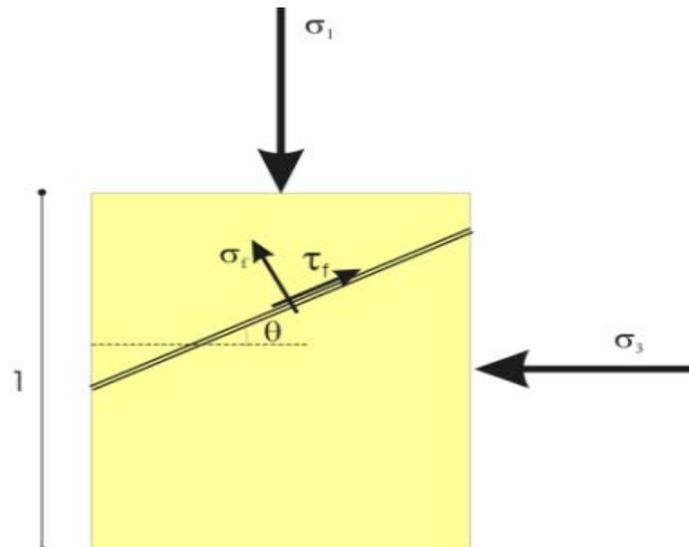


Figure I- 9: Calcul du coefficient de sécurité.

Contrainte tangentielle au plan de rupture :

$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\theta \quad (1.7)$$

On définit le facteur de sécurité FS comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la résistance au cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité dispose le terrain sous cette sollicitation (σ_1 et σ_3) et en fonction du critère de rupture (c, f).

FS = Résistance au cisaillement disponible / Résistance au cisaillement mobilisée

Donc, on peut écrire:

$$FS = \frac{c + \sigma_f \cdot \tan \varphi}{\tau_f} \quad (1.8)$$

En remplaçant les équations (I.6) et (I.7) dans l'équation (I.8), on trouve:

$$FS = \frac{c + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \right) \tan \varphi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\theta} \quad (1.9)$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à $45 + \varphi/2$ par rapport à la direction principale σ_3 . Il est uniquement fonction de l'angle de frottement.

Nous pouvons donc calculer la valeur du facteur de sécurité par rapport au plan potentiel de rupture. En remplaçant la valeur de Θ par $45^\circ/2$ dans la relation (I.10), nous trouvons:

$$F_s = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{[c/\tan\varphi + 0.5*(\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5*(\sigma_1 - \sigma_3)\sin\varphi]\tan\varphi}{0.5*(\sigma_1 - \sigma_3)\cos\varphi} \quad (1.10)$$

Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1,5.

Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé c_u).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

F_s	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

Tableau 1- 2: Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage [10]

Le coefficient de sécurité est lié à :

- L'approche adoptée pour calculer ce coefficient ;
- L'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée) ;

- Aux propriétés du milieu ;
- L'hypothèse de la forme de la surface de rupture.

I-2-4-2-1- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

Ces méthodes supposent que la rupture se manifeste le long d'une courbe plane au sein du massif, le reste du sol en équilibre surabondant. Le principe est de déterminer la surface de rupture probable. Le matériau caractérisé par l'angle de frottement φ , la cohésion c et le poids volumique γ . On a la largeur B du talus supposée très grande par rapport à la hauteur H et la longueur L du talus, ce qui revient à traiter un problème de glissement bidimensionnel.

A- Rupture plane

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface « guide » le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure (I.10) représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normales et tangentielles à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que

$V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité.[4]

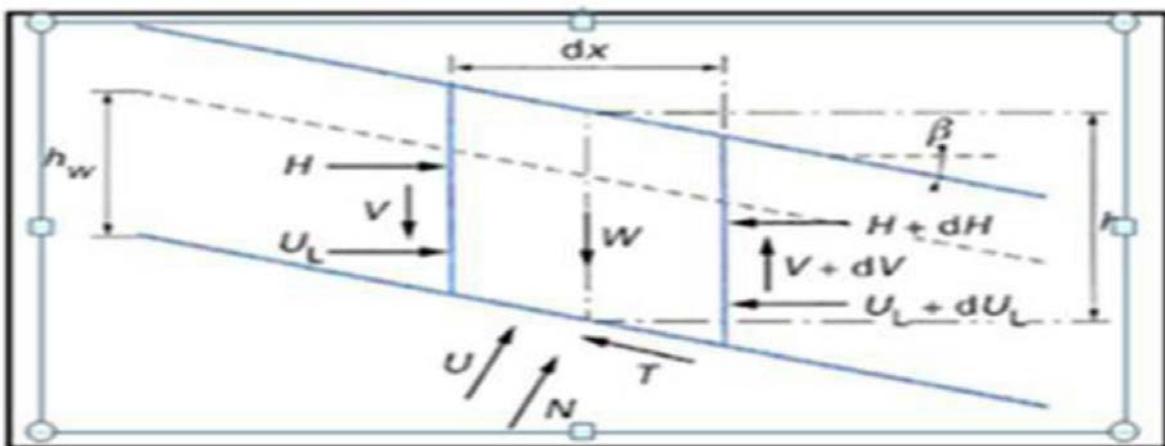


Figure I- 10 : la rupture en surface plane (glissement plan)

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$\tau_{\max} = c + \sigma \tan \varphi \quad (1.11)$$

$$F_s = c + \sigma \tan \varphi / \tau \quad (1.12)$$

$$\sigma = W \cdot \cos \beta \quad (1.13)$$

$$\tau = W \cdot \sin \beta \quad (1.14)$$

Avec:

$$W = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta \quad (1.15)$$

γ : le poids volumique du sol

β : L'inclinaison de la pente

W : poids du bloc

On remplace (1.4) dans (1.5) et (1.6) on obtient :

$$\sigma = \gamma \cos^2 \beta \quad (1.16)$$

$$\tau = \gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \quad (1.17)$$

En remplace (1.7) et (1.8) dans (1.3) on obtient la formule de coefficient de sécurité:

$$F_s = (c + \gamma \cdot h \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi) / (\gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta) \quad (1.18)$$

Si l'écoulement est parallèle à la pente et caractérisé par la hauteur d'eau h_w au-dessus du plan de rupture étudié (Figure 1.30), le coefficient de sécurité vaut alors :

$$F_s = \frac{c + (\gamma_h - \gamma_w \cdot h_w) \cos^2 \beta \tan \varphi}{\gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (1.19)$$

B- Rupture circulaire :

La méthode la plus utilisée est celle des tranches

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (figure I.11).

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le

volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des verticaux.

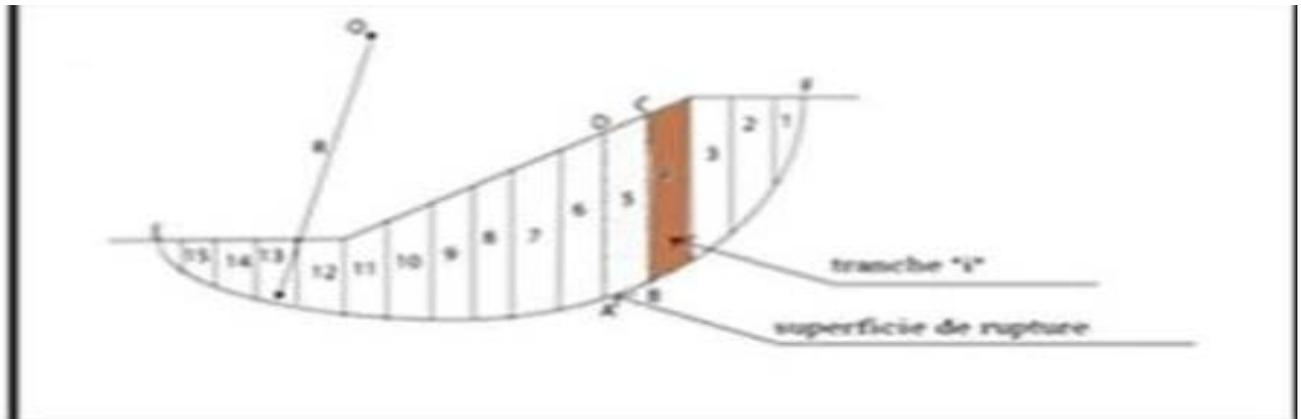


Figure I- 11: découpage d'un talus en tranches

Mise en équation du problème : Soit une tranche *i* soumise à : Le poids $W_i = \gamma_i h_i b_i$ L'effort normal N L'effort tangentiel T

Les efforts inter tranches verticaux V_i et V'_i Les efforts inter tranches horizontales H_i et H'_i

Les fonctions du profil du talus $y(H_i)$ et $y'(H'_i)$

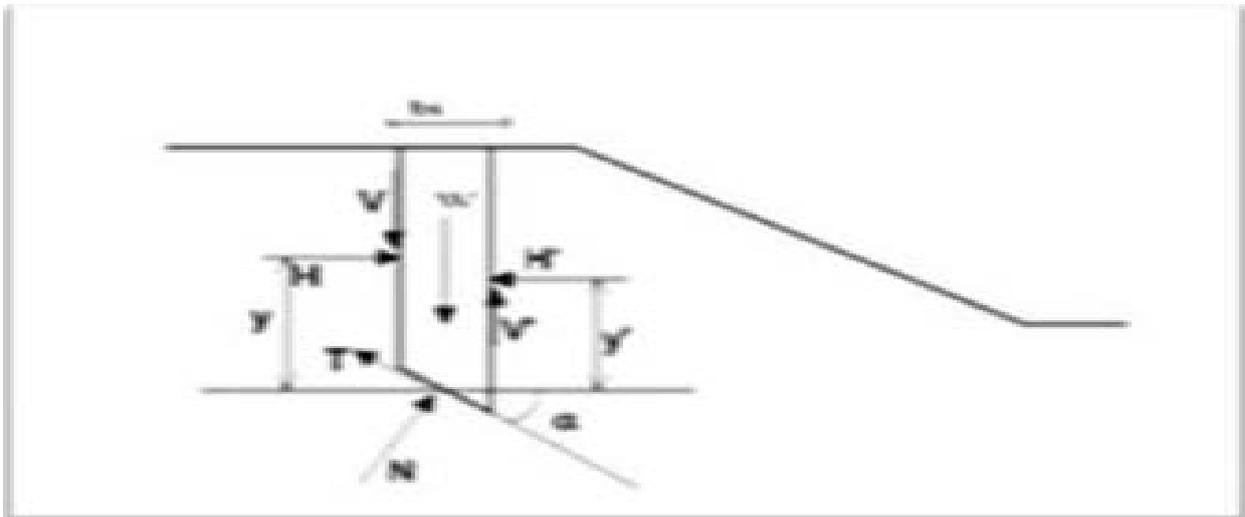


Figure I- 12: force agissant une tranche << i >>

$$N_i = \sigma_i l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (1.20)$$

Avec :

$$l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (1.21)$$

$$T_i = \tau_i l_i \quad (1.22)$$

Or:

$$\tau_i = C_i + \sigma_i \tan \phi_i = \frac{C_i}{F} + \sigma_i \frac{\tan \phi_i}{F} \quad (1.23)$$

T_i , N_i , V_i , V'_i , H_i , H'_i pour chaque tranche $6n$ inconnues.

$y(H_i)$ et $y'(H'_i)$ pour chaque tranche $2n$ inconnues. F coefficient de sécurité 1 inconnue. Soit $8n+1$ inconnues.

Equations : $3n$ (équilibre) + $3(n-1)$ (interaction) + n (Coulomb) + 6 (CL) $n-2$ équations à rajouter

Donc on ajoutera une équation supplémentaires sous forme d'une hypothèse pour avoir résoudre le système.[7]

Les hypothèses utilisées dans le cas de la méthode des tranches sont soit

- **Sur les efforts inter tranches**
 - Méthode de Fellenius(1927)
 - Méthode de Bishop(1955)
- **Sur la ligne de poussée**
 - Méthode de Jumbu
- **Sur l'orientation des efforts inter tranches**
 - Méthode de Spencer

Dans ce qui suit on présentera brièvement les variantes les plus répandues de la méthode des tranches :

- **La méthode de Fellenius (1927)**

Hypothèses :

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- On néglige totalement les efforts inter tranches (Figure I.11)

• 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_n

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = c_i \cdot AB + N_i \cdot \tan\phi_i \quad (1.24)$$

Par ailleurs:

$$N_i = W_i \cos\alpha_i \quad (1.25)$$

Donc:

$$R_i = c_i \cdot AB + W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i \quad (1.26)$$

D'autre part:

$$AB = \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \quad (1.27)$$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum R_i \left(c_i \cdot \frac{b_i}{\cos\alpha_i} + W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i \right) \quad (1.28)$$

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_n et égal à $T_n \cdot R$ Par ailleurs:

$$T_n = W_i \sin\alpha_i \quad (1.29)$$

En remplaçant (1.28) et (1.27) dans l'équation (1.3) on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin\alpha_i} \left[\sum W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i + \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \right] \quad (1.30)$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

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

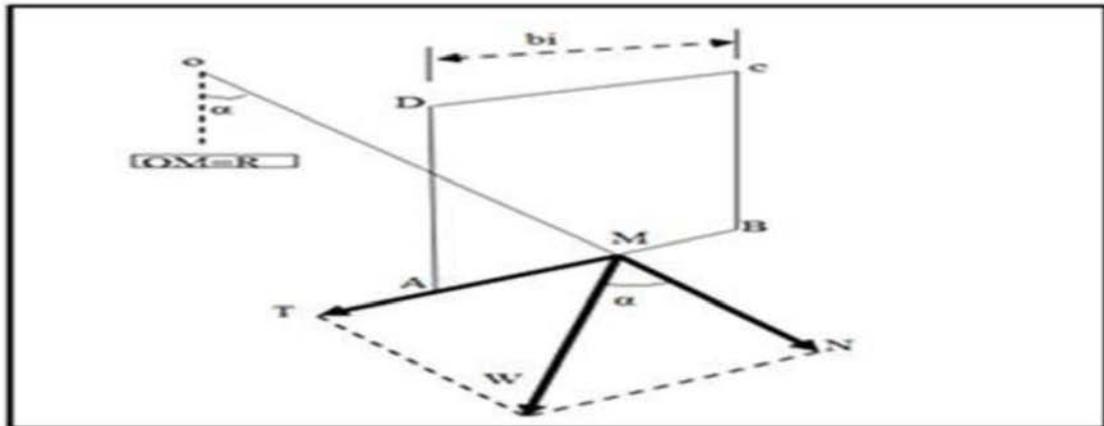


Figure I- 13: forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de Fellenius.

D- La méthode de Bishop généralisée

Nous présentons ici la méthode de Bishop, développée par Nonveiller en 1965. Dans le cas où la ligne de glissement est circulaire, l'équilibre vertical s'écrit :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \tag{1.31}$$

$$= \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\text{tg} \phi_i}{F_s} \sin \alpha_i \tag{1.32}$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \text{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\text{tg} \phi_i}{F_s}} \tag{1.33}$$

Ou bien sous forme compacte, en désignant la quantité

$$m_{\alpha i} = \left(\frac{\text{tg} \phi_i \text{tg} \alpha_i}{F_s} + 1 \right) \cos \alpha_i \tag{1.34}$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_s} \text{tg} \alpha_i}{m_{\alpha i}} \tag{1.35}$$

L'équilibre global des moments ne fait pas intervenir que les forces extérieures ; il s'écrit par rapport au centre du cercle de glissement :

$$\rho \sum_i^n = \mathbf{1} \left(\frac{c_i b_i}{F s \cos \alpha_i} + N_i \frac{t g \phi_i}{F s} \right) = \rho \sum_i^n = \mathbf{1} W_i s \sin \alpha_i \quad (1.36)$$

Cette dernière équation permet de calculer F_s , qui est indépendant de ρ pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum_i^n = \mathbf{1} \left(c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i t g \phi_i \right)}{\sum_i^n = \mathbf{1} W_i s \sin \alpha_i} \quad (1.37)$$

On porte alors dans l'expression de F_s , la valeur de N_i précédemment calculée

$$F_s = \frac{1}{\sum w_i \sin \alpha_i} + \sum \left[\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \phi_i \left[\frac{(w_i + v_i + v_{i+1}) - c_i \frac{b_i}{F} \tan \alpha_i}{m \alpha_i} \right] \right] \quad (1.38)$$

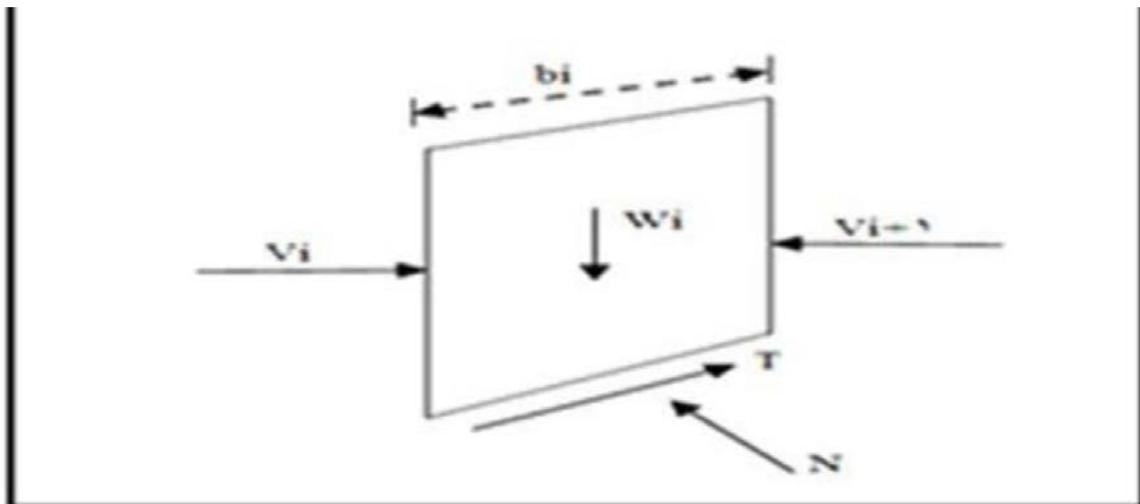


Figure I- 14: Représentation des efforts par la méthode de bishop

- **La méthode de Bishop simplifiée**

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application abordable il suppose donc que:

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux interbranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).

-Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum w_i \sin \alpha_i} + \sum \left[\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \varphi_i \left[\frac{w_i - c_i \frac{b_i}{F} \tan \alpha_i}{m \alpha_i} \right] \right] \quad (1.39)$$

Ou:
$$m \alpha_i = \left(\frac{\tan \Phi_i \tan \alpha_i}{F_s} + 1 \right) \cos \alpha_i \quad (1.40)$$

- **La méthode de Jumbu généralisée**

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Jumbu

(1954,1957) propose de considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force d'équilibre de toute la masse glissée.

L'équilibre horizontal nous donne F :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \left(\frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \right)}{\sum (W_i + \Delta V_i) \tan \alpha_i} \quad (1.41)$$

Avec :

$$S_i = \frac{\frac{(W_i + \Delta V_i) \tan \alpha_i}{b_i}}{\frac{\tan \Phi_i \tan \alpha_i}{F_s} + 1} \quad (1.42)$$

Les forces inter tranchés peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les considérations d'équilibre :

$$H_i - H_{i+1} = \Delta H_i (W_i + \Delta V) \tan \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F} \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \quad (1.43)$$

$$V_i = -h_i \tan \alpha_i + h_i \frac{\Delta H_i}{b_i} \quad (1.44)$$

Dans laquelle :

AH_i: est la différence des forces normales aux cotés de deux tranches successives.

AV_i: est la différence des forces parallèles aux cotés de deux tranche successives

a_i, h_i: définissent la direction et la position de la ligne de poussée (Figure I.15).

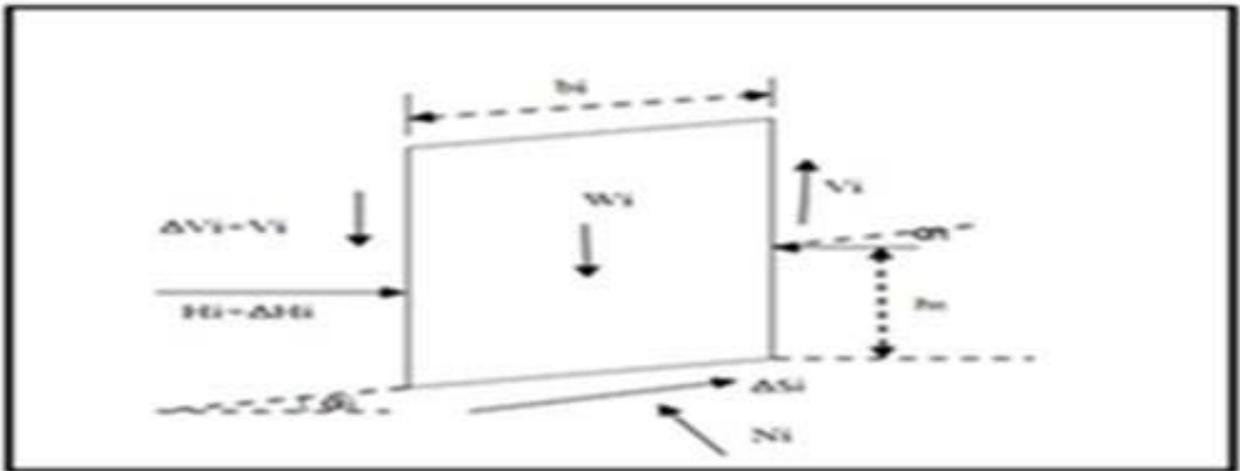


Figure I- 15: La méthode de Jumbo-force en présence.

- **Méthode de Jumbu simplifiée**

Malgré le large emploi des calculatrices électroniques il est parfois utile de dégager assez rapidement un coefficient de sécurité approximatif. Aussi la méthode de Jumbu propose –telle une formule simplifiée, dans laquelle on ignore totalement les efforts inter tranches.

$$F_s = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum w_i \tan \alpha_i} \quad (1.45)$$

Et f étant un coefficient correcteur empirique, dépend du rapport d/L (profondeur de la surface de glissement à sa longueur).

$$S_i = \frac{c_i + \frac{w_i}{b_i} \tan \varphi_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i}{F_s}} \quad (1.46)$$

- **La méthode de Spencer**

Hypothèses:

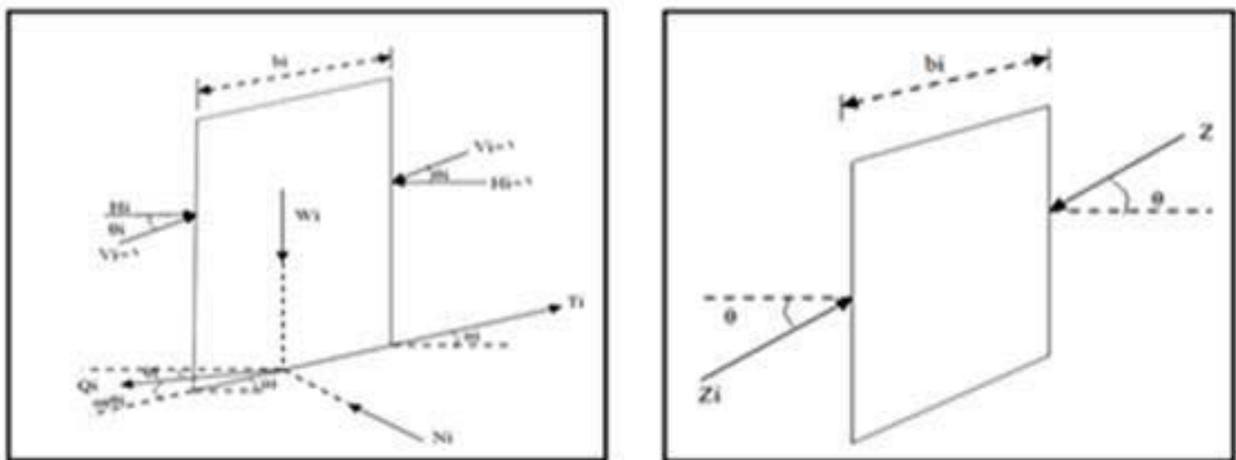
- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle considère que les efforts inter tranches sont parallèles entre eux (figure I.16).

- elle suppose aussi que la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche. Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. [1]

Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

L'équation de l'équilibre des forces:

Parce que les forces intertranches sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forces inter tranches de gauche et de droite de la tranche (figure I.15). et: $Q_i = Z_i - Z_{i+1}$



(a) : les efforts inter tranches selon la méthode de Spenc (b) : Hypothèse de spencer sur une tranche «i »

Figure I- 16: la méthode de Spencer.

Q représente la résultante des efforts inter tranches .elle fait un angle égal à $(\alpha - \Theta)$ avec la base de la tranche i .

Rappel :
$$T_i = \frac{c_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{tg \alpha_i}{F} \tag{1.47}$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$$T_i - Q_i \cos (\alpha_i - \Theta_i) - w_i \sin \alpha_i = 0 \tag{1.48}$$

De même la projection des forces sur la normale à cette base donne:

$$N_i + Q_i (\alpha_i - \Theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \tag{1.49}$$

Remplaçons T par sa valeur on obtient:

$$\frac{ci}{Fi \cos \alpha_i} + N \frac{tg \phi_i}{F} - Q \cos(\alpha_i - \theta_i) - \sin w_i \alpha_i = 0 \quad (1.50)$$

Soit:
$$C_i \frac{bi}{\cos \alpha_i} + N_i tg \phi_i - F Q \cos(\alpha_i - \theta_i) - F w_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.51)$$

$$N_i + Q \sin(\alpha_i - \theta_i) w_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.52)$$

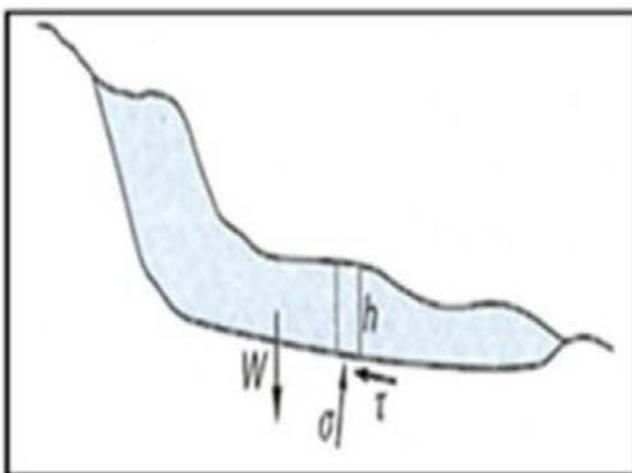
En <éliminant> Ni entre ces deux expressions on peut calculer Q

$$Q = \frac{\frac{c_i b_i}{F \cos \alpha_i} + \frac{tg \phi_i}{F} w_i \cos \alpha_i - w_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha - \theta) [1 + \frac{tg \phi_i}{F} tg(\alpha - \theta)]} \quad (1.53)$$

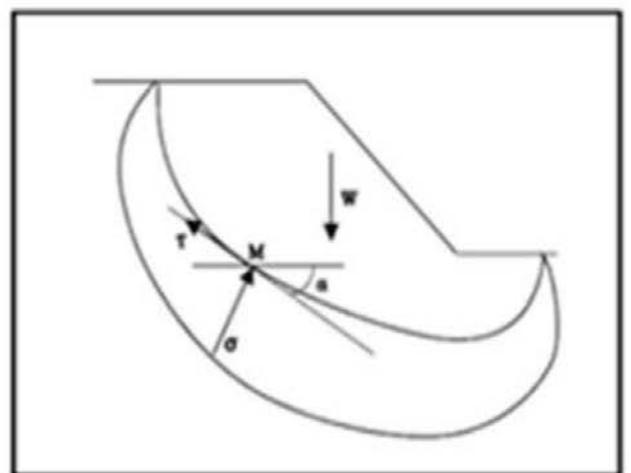
$$F_s = \frac{\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} [w_i \cos \alpha_i - Q \sin(\alpha - \theta)] \tan \phi_i}{Q \cos(\alpha - \theta) - w_i \sin \alpha_i} \quad (1.54)$$

Les ruptures en surface quelconque (la méthode des perturbations)

Une autre méthode de calcul, utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, est la méthode dite des perturbations. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture, ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes et τ le long de la surface de rupture (figure I.17).



(a) : Glissement à surface de rupture quelconque



(b) : Représentation des efforts selon la méthode de perturbations

Figure I- 17: La méthode de perturbation

La méthode pose l'hypothèse suivante : la contrainte normale σ sur une facette tangente à la surface de rupture (inclinaison α) s'écrit comme une perturbation de la contrainte normale à une facette inclinée à α , à une profondeur h , dans un massif infini incliné à α .

$$N_i = W_i \cos \alpha_i (\mu_1 + \mu_2 \tan \alpha_i) \quad (1.55)$$

α_i : angle de la facette de rupture avec l'horizontale

W_i : poids de tranche i

N_i : effort à la base de tranche i

Equation de la statique

- Equilibre vertical :

$$-W_i - (V_i - V_{i+1}) + \frac{c_i}{F_i} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\tan \phi_i}{F} \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (1.56)$$

- Equilibre horizontale :

$$(H_i - H_{i+1}) + \frac{c_i}{F_i} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cos \alpha_i + N_i \frac{\tan \phi_i}{F} \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = 0 \quad (1.57)$$

- Moment par rapport à l'origine des axes

D'où la formulation de F_s

$$F_s = \frac{\sum [N_i \tan \phi_i + \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i}] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{b_i} + y_{b_{i+1}}) \cos \alpha_i]}{\sum 2x_{G_i} W_i N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i - (y_{b_i} + y_{b_{i+1}}) \sin \alpha_i]} \quad (1.58)$$

I-2-4-2-2- Les avantages et les inconvénients de méthode de l'équilibre limite :

A- Les avantages :

- Facile à utiliser vue les hypothèses simplificatrices ;
- Pour les formes simples leurs résultats différent peu de ceux des méthodes rigoureuses ;
- Moins coûteuses en moyen et en temps d'exécution.

B- Les inconvénients :

- Les hypothèses de ces méthodes sont loin être vérifiées pour les cas complexes ;
- Elles ne considèrent pas les relations contraintes-déformations ;

- Elles ne calculent pas les déplacements au sein de la pente ;
- Elles ne tiennent pas en compte le mécanisme d'interaction de sol- structure. [8]

I-2-4-2-3- Méthodes basées sur la réduction de la résistance au cisaillement:

Cette classe de méthodes est implémentée dans des logiciels utilisables des méthodes numériques telles que les méthodes des éléments finis et celle des différences finies, ces permettent de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace.

Ces méthodes tiennent compte de la déformation aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis ou de différences finies, ou avec les logiciels spécialisés dans la modalisation géotechnique, tels que Plaxis, Oasys, Crisp.et Flac pour les différences finies.

I-3-Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au cisaillement :

A- Les avantages :

- Aucune hypothèse sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture
- Il n'est pas nécessaire d'émettre des hypothèses sur les forces latérales de tranche
- les solutions par SSRM peuvent donner des informations sur les déformations développées par les contraintes.

B- Les inconvénients :

L'inconvénient majeur la méthode de réduction de la résistance au cisaillement est son coût moyen et en temps, mais ceci est largement dépassé par l'évolution et la baisse des coûts de matériel informatique. Un ordinateur de bureau avec un processeur standard peut effectuer dans un temps acceptable les calculs concernant un problème de moyenne ampleur.

1-4 Techniques de confortement des pentes :

Quatre types d'action peuvent être menés pour, à partir d'un état initial donné, améliorer la stabilité générale d'un déblai. Elles portent sur :

- la géométrie : modification du profil ;
- le régime hydraulique : drainage ;
- les forces mécaniques : soutènement, cloutage ;
- la nature du sol : injection, substratum.

Il faut, de plus, assurer la pérennité de l'état de surface du talus et le préserver de l'érosion en le protégeant par une végétation appropriée. Les éléments nécessaires au choix et à la

définition d'un dispositif de confortement pour un glissement de terrain peuvent être trouvés dans le Guide technique écrit par SEVE et POUGET, 1998.

1-4-1 Action sur la géométrie :

Le meilleur moyen d'améliorer la stabilité d'un déblai est de le supprimer. Ceci n'est en principe possible qu'au niveau d'un avant-projet de tracé neuf où l'on est encore maître de la cote du projet par rapport au terrain naturel. Certains grands projets ont été modifiés pour diminuer, voire supprimer, certains déblais susceptibles de poser des problèmes de stabilité à long terme.

A défaut de le supprimer complètement, on peut essayer d'en réduire la hauteur H , soit par déchargement en tête (allègement en tête), si l'emprise le permet, soit par chargement ou élévation du niveau de la plateforme en pied (butée en pied), si le profil en long de celle-ci l'autorise.

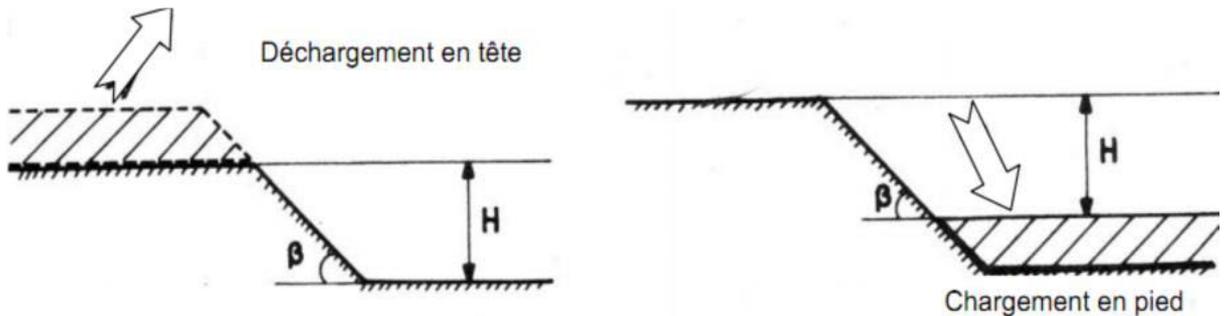


Figure I- 18: Diminution de la hauteur d'un talus de déblai.

Si l'on ne peut modifier la hauteur du talus, on peut alors essayer d'en abaisser la pente B par reprofilage (Figure 1.18). Le coefficient de sécurité est pratiquement linéairement décroissant en fonction de $\tan B$. Cette solution, très efficace, a cependant le double inconvénient :

- d'augmenter les emprises, ce qui n'est pas toujours possible,
- d'augmenter le volume des terrassements.

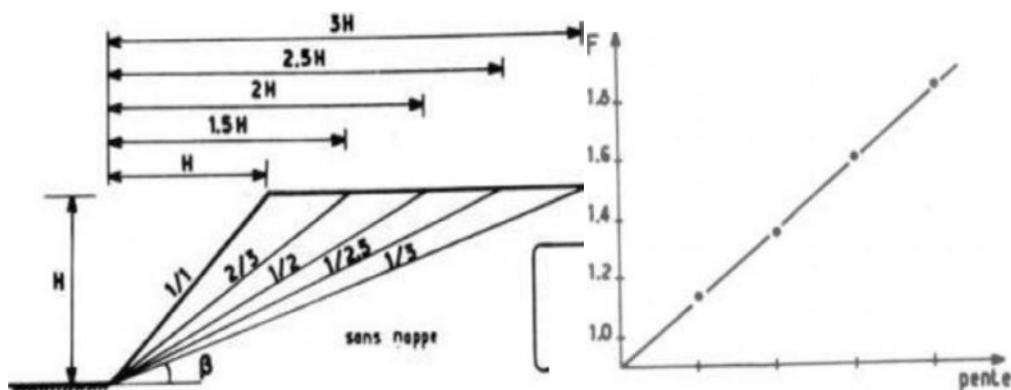


Figure I- 19: Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité

1-4-2 Action sur le régime hydraulique :

C'est généralement, au même titre que l'action géométrique, le procédé le plus efficace pour améliorer la stabilité d'un talus. On a vu la chute du coefficient de sécurité du fait de la présence d'une nappe (jusqu'à 70 %), le gain sera dans la même proportion si l'on draine.

>Masque drainant :

Parfois appelé "cavalier", le masque drainant est un volume de matériaux, en parement de talus, qui, soit pas sa perméabilité propre, soit grâce à un dispositif particulier de drainage, n'est pas soumis aux pressions interstitielles.

Tranchées drainantes longitudinales :

La tranchée drainante a pour but de rabattre le niveau de la nappe, donc de diminuer les pressions interstitielles. En coupe, elle est constituée de matériau drainant et d'un drain collecteur (0 100 mm par exemple). L'adjonction d'un non tissé tapissant les parois permet d'assurer un non contamination du matériau drainant, donc la pérennité de l'ouvrage.

> Éperons drainants :

Dans le cas de talus de faible hauteur (< 5 m), lorsque la réalisation de masque drainant ou de tranchée drainante n'est pas possible -ou ne s'impose pas- on peut envisager la solution "éperons drainants" qui consiste à faire des saignées perpendiculaires au talus et remplies de matériau drainant. Ils permettent notamment le drainage de zones de suintement.

> Drains subhorizontaux :

Lorsque l'eau est localisée dans des formations perméables, sans exutoire, il peut être utile de la décharger au moyen de drains subhorizontaux. Mis en place pas forage subhorizontal. Leur rayon d'action est très faible (quelques centimètres) dans les milieux cohérents, aussi faut-il en réserver l'usage au cas spécifique de nappes piégées dans des milieux perméables.

> Puits drainants :

Lorsque la nappe est trop profonde par rapport au terrain naturel, il peut être impératif d'avoir recours des puits drainants.

I-4-2 Action mécanique :

Elle est de plusieurs types :

> **Blindage des tranchées provisoires.** : Le calcul de tels ouvrages est très empirique.

Notons qu'il existe des systèmes de coffrage glissants permettant de réaliser des blindages rapides et peu onéreux dans le cas de tranchées de faible profondeur.

> **Soutènement** en pied du talus, soit par un mur classique en béton armé, soit par un mur cellulaire de type Gabions, Peller, Armco, etc., soit par un mur en terre armée, soit par un

rideau (palplanches, parois moulées). La réalisation d'un soutènement, quel qu'il soit, hormis les rideaux, nécessite un surcroît de terrassement, à l'arrière du mur, pouvant poser des problèmes d'emprise et de stabilité à court terme.

> **Tirants actifs (précontraints) :** Le but de tels tirants est d'augmenter l'effort normal, donc la résistance au cisaillement, le long d'une surface de rupture potentielle, tout en diminuant le moment moteur du talus. Il n'y a aucune méthode satisfaisante de calcul des tirants dans cette configuration.

I-4-3 Renforcement des pentes par inclusions rigides :

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.

1-4-3-1 Clouage :

La stabilisation, par clouage, de pentes instables ou en mouvement consiste à placer des inclusions linéaires passives capables de résister à des moments fléchissant. Les inclusions sont des barres battues ou scellées qui sont mises en place le plus souvent verticalement et selon une répartition uniforme. Le comportement d'un tel système dépend de plusieurs paramètres dont : L'inclinaison des barres par rapport à la surface de rupture, leur densité, la rigidité relative des barres vis-à-vis du sol et l'état actuel du glissement (équilibre statique, vitesse de glissement, fluage, etc.).

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.

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 situent :

- 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 Pq_s où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou.
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

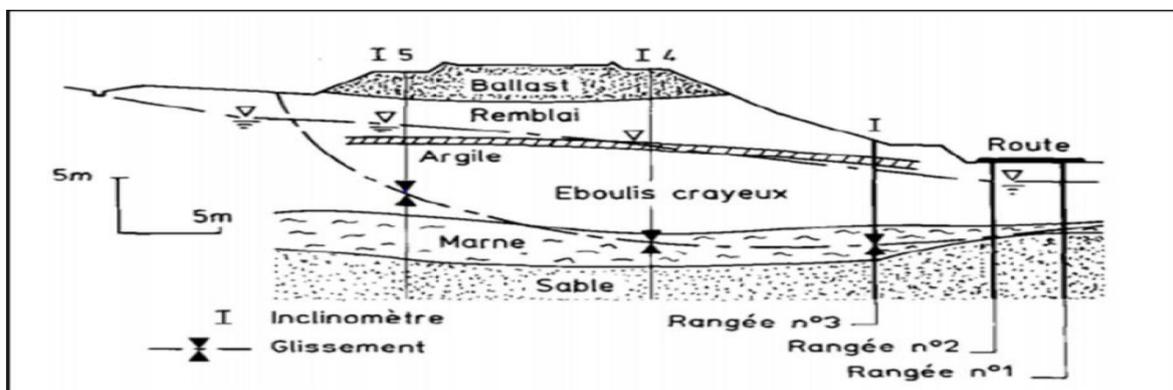


Figure I- 20: Stabilisation par clouage du glissement de « la Membrolle » (d'après Cartier et Gigan,1983)

1-4-3-2 Pieux et barrettes :

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol);
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, 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 du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite p_i mesurée à l'aide du prosimètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

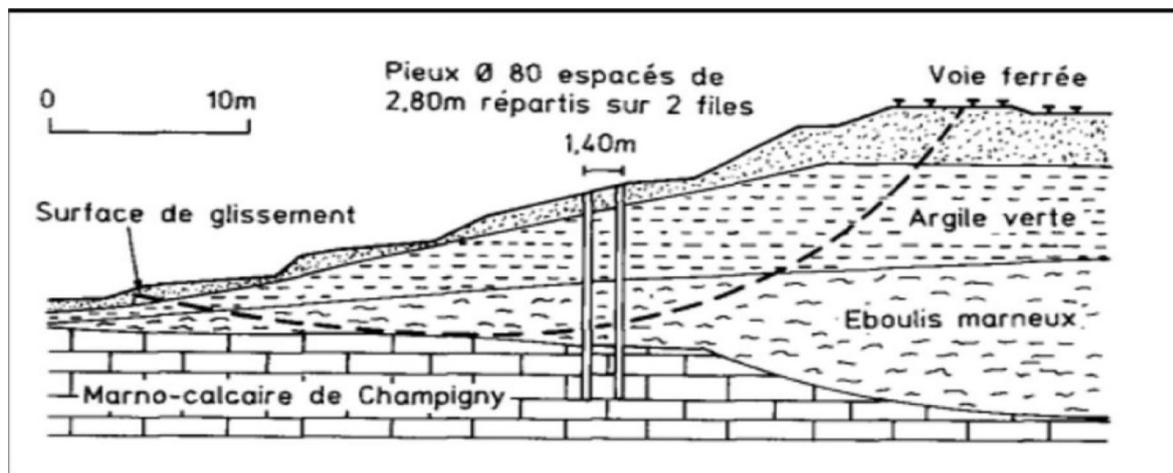


Figure I- 21: Profil du versant de Boussy-Saint-Antoine.

I-5 Bibliographie sur l'étude de la stabilité des pentes renforcées par pieux.

Les pieux ont été utilisés avec succès dans plusieurs cas afin de stabiliser les talus ou améliorer leurs stabilisations, (D'Appolonia et al, 1967 ; De Beer et Wallays, 1970 ; Ito et Matsui, 1975; Fukuoka, 1977; Wang et al, 1979; Ito et al, 1981, 1982; Reese et al, 1992). et de nombreuses méthodes ont été développées pour l'analyse des talus avec pieux. Plusieurs études ont été réalisées afin d'établir l'emplacement optimal des pieux à l'intérieur d'une pente

.Cependant, les résultats obtenus sont assez différents, et dans certains cas même incohérentes et contradictoires.

Dans ce qui suit un résumé des travaux de recherches entamés sur ce sujet:

I-6 Conclusion:

Les glissements de terrain sont une catégorie des mouvements de terrain dont l'impact sur l'économie et les vies humaines est parfois affreux, l'évaluation de la stabilité des pentes est un souci éternel des décideurs et des spécialistes.

Plusieurs méthodes ont été développées pour calculer le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement, qui est le rapport des effets stabilisants (Forces, moment ou simplement résistance au cisaillement) aux mêmes types d'effets favorisant le glissement. Ces méthodes peuvent être groupées en deux grandes catégories :

- Les méthodes classiques de l'équilibre limite et de l'analyse limite qui suppose un déplacement rigide d'une partie de sol par rapport à une autre partie ;
- les méthodes numériques (MEF et MDF) basées sur la réduction de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à la rupture.

Des méthodes de confortement diverses ont été utilisés pour lutter contre le glissement des terrains en pente, certaines de ces méthodes jouent sur la géométrie de la pente, ou sur les conditions hydraulique du site, d'autres optent au traitement de la pente par soutènement ou par inclusions rigides, et c'est dans ces dernières que s'inscrit la technique de renforcement des pentes par pieux traitée dans la suite de ce travail.

Chapitre II : Etude bibliographique sur la stabilisation des pentes par les pieux

II.1 Introduction

La stabilisation des pentes par inclusion de pieux au sein de la masse du sol est une technique qui a connu réussite pratique et une énorme activité de recherche.

Les pieux ont été utilisés avec succès dans plusieurs cas afin de stabiliser les talus ou améliorer leurs stabilisations, (D'Appolonia et al, 1967 ; De Beer et Wallays, 1970 ; Ito et Matsui, 1975; Fukuoka, 1977; Wang et al, 1979; Ito et al, 1981, 1982; Reese et al, 1992). et de nombreuses méthodes ont été développées pour l'analyse des talus avec pieux. Plusieurs études ont été réalisées afin d'établir l'emplacement optimal des pieux à l'intérieur d'une pente. Cependant, les résultats obtenus sont assez différents, et dans certains cas même incohérentes et contradictoires.

II.2. Revue générale sur les travaux de recherches entamés

II.2. 1. Etudes utilisant les méthodes de l'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et *al.*, 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente contenant des pieux. Dans cette étude le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable. Le moment de résistance se compose de deux composantes : Le moment dû à la résistance du sol au cisaillement le long de la surface de glissement et le moment fourni par la force de réaction des pieux. Le moment moteur et le moment de la résistance du sol au cisaillement ont été obtenus par la méthode simple des tranches. Pour calculer le moment résistant dû aux pieux, (Reese et *al.*, 1993) ont présenté une approche p-y (force-déplacement) pour évaluer l'amélioration de la stabilité des pentes qu'il découle de l'utilisation des pieux. (Rowe and Poulos, 1979) ont développé une approche par éléments finis à deux dimensions qui a permis pour l'effet tridimensionnel d'écoulement du sol à travers les rangées des pieux. Une approche en élément fini en trois dimensions a été développée par (Hassiotis et *al.*, 1997) pour l'analyse de la stabilité d'une pente renforcée par pieux forés.

(Poulos, 1995) a signalé que la prédiction des mouvements latéraux du sol exige une connaissance de la distribution des modules latéraux de sol et en limitant la pression latérale entre les pieux et le sol avec la profondeur, et les mouvements du sol horizontaux en champ

libre. Pour les problèmes concernant l'instabilité des pentes, une distribution des mouvements de sol en champ libre est illustré dans la figure 2.1.

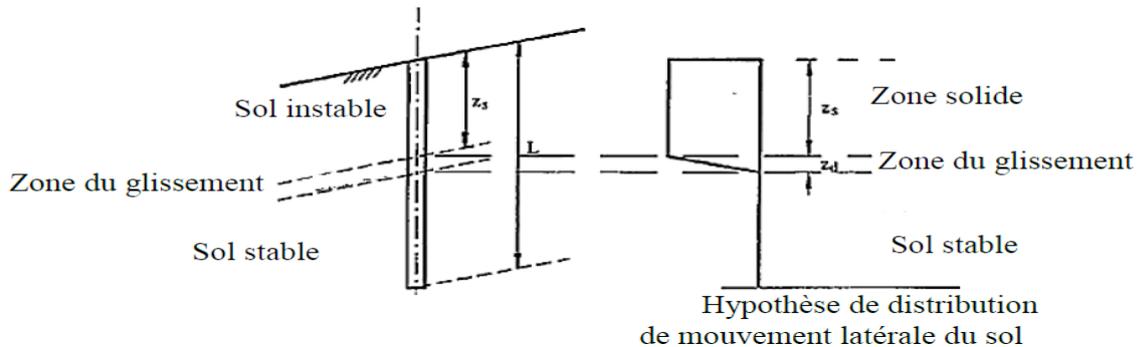
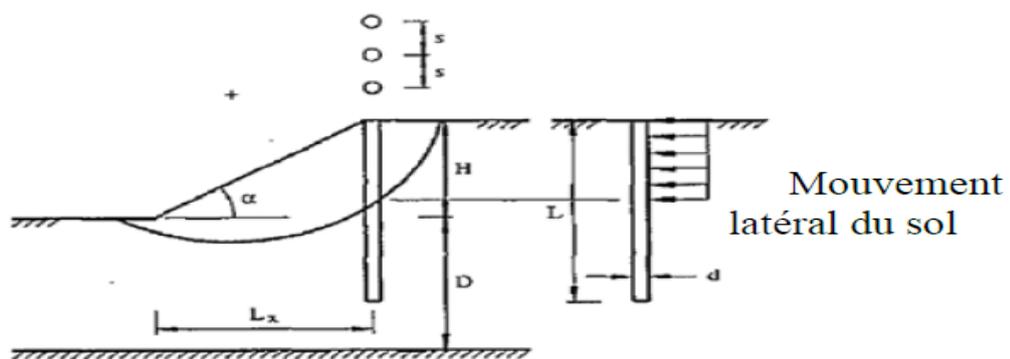


Figure II- 1 Problème fondamental d'un pieu en pente instable, (Poulos, 1995).

Une approche simplifiée a été présentée par (Lee et *al.*, 1995) pour étudier une rangée des pieux utilisés pour la stabilisation de la pente basée sur une formulation découplée dans laquelle la réponse des pieux et de la stabilité de la pente sont considérés séparément. La réponse des pieux quand ils sont soumis à un déplacement latéral du sol extérieur à partir de l'instabilité de pente est analysé par la méthode des éléments finis modifiée. Une approche conventionnelle de cercle de glissement de Bishop simplifiée est utilisée pour analyser la stabilité des pentes. La figure 2.2 ci-dessous montre la partie des pieux intégrés dans la pente de glissement soumise à des grands mouvements latéraux du sol où les mouvements verticaux du sol sont ignorés ici.



(a) Problème de la stabilité des pentes

(b) Réponse du pieu

Figure II- 2 Analyse simplifiée de stabilité pieux-sol (Poulos, 1995).

Où s = espacement entre les pieux, H = hauteur de la pente, D = profondeur de pied de la pente à une base dure, α = angle d'inclinaison de la pente, L = longueur du pieux et d = diamètre du pieux.

(Chow, 1996) a présenté une approche pour analyser les pieux de la stabilisation de pente, où les pieux sont modélisés à l'aide du module de réaction du sol de fondation et l'interaction pieu-sol-pieu envisagé d'utiliser la théorie de l'élasticité. Deux études de cas, un pour pieu isolé et l'autre pour le groupe de pieux, sont analysées, qui montrent que le modèle numérique peut prédire raisonnablement bien les caractéristiques générales des pieux. Cependant, cette étude suggère que la conception des pieux selon la réponse calculée d'après analyse de pieu isolé, peut être conservatrice (Hassiotis et *al.*, 1997) ont étendu la méthode du cercle de frottement en définissant des nouvelles expressions pour le nombre de stabilité pour intégrer la résistance des pieux dans l'analyse de stabilité de pente à l'aide d'une solution proche à l'équation des poutres. L'intensité de la force ultime est calculée selon les équations proposées par (T and T, 1975), en supposant que les pieux sont rigides. La méthode des différences finies est utilisée pour analyser la section des pieux sous la surface critique comme une poutre sur des fondations élastiques. Toutefois, le facteur de sécurité de la pente après l'insertion des pieux est obtenu basé sur la nouvelle surface de rupture critique (Ausilio et *al.*, 2001) ont utilisé l'approche cinématique de l'analyse limite pour étudier la stabilité de pentes renforcées avec des pieux. Le cas d'une pente sans pieux est d'abord considéré où la surface de glissement est décrite par une équation d'une spirale logarithmique, et ensuite une solution proposée afin de déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui est définie comme un coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol.

(a) Problème de la stabilité des pentes

(b) Réponse du pieu

Mouvement latéral du sol

Ensuite, la stabilité d'une pente contenant des pieux est analysée. L'évaluation de la force de résistance (FD), qui doit être fourni par les pieux pour atteindre la valeur désirée du facteur de sécurité de la pente, une procédure itérative ont utilisé pour résoudre l'équation obtenue en égalant le taux de travail externe en raison du poids du sol et les surcharges au taux de la dissipation de l'énergie le long de la surface de glissement. (Nian et *al.*, 2008) ont développé l'approche similaire pour analyser la stabilité des pentes renforcées avec des pieux dans les

sols non homogènes et anisotropes.

(Zeng et Liang, 2002) ont présenté une technique d'analyse de la stabilité des pentes basée sur l'équilibre limite permettant la détermination du facteur de sécurité (FS) d'une pente renforcée par pieux forés. La technique s'étend la méthode traditionnelle des tranches pour justifier la stabilisation des pieux en réduisant les forces entre les tranches transmises aux tranches de sol derrière les pieux à l'aide d'un facteur de réduction obtenu à partir une analyse bidimensionnelle en éléments finis générée des courbes de transfert de charge.[14]

II.2. 1.1. Etudes par les méthodes numériques

(Jeong et *al.*, 2003; Won et *al.*, 2005) ont présenté une comparaison numérique des prédictions par analyse d'équilibre limite et par l'analyse numérique tridimensionnel d'un système de pente-pieux pour étudier la réponse de groupes de pieux en utilisant l'analyse couplé et découplé. Une attention particulière est accordée à l'analyse couplée basée sur le code-différences finies explicite, FLAC 3D. Les analyses couplées ont été effectuées pour les pieux de stabilisation dans la pente, dans lequel la réponse du pieu et la stabilité des pentes sont considérées simultanément et par la suite, les facteurs de sécurité sont comparés à une solution homogène pour une pente en utilisant une analyse découplée (analyse d'équilibre limite). Il se trouve que le coefficient de sécurité de la pente est beaucoup plus conservateur pour une analyse découplée que pour une analyse couplée basée sur l'analyse par des éléments finis en trois dimensions.

(Laudemen et Chang, 2004) ont discuté et compilé un résumé des méthodes de conception basée sur une configuration simple de pente analysés en utilisant la méthode des éléments finis. Sur la base de cette analyse, on peut conclure que la méthode des éléments finis semble être efficace pour analyser ce problème difficile.

(Thompson et White, 2006) ont effectué un test de charge de pieu à grande échelle pour étudier les interactions sol-structure pour les pieux de petit diamètre soumis à un mouvement du sol latéral, dans lequel les pieux installés dans une boîte de cisaillement ont été indirectement chargés par la translation du sol latérale uniforme. Les analyses de test de chargement qui ont réussi les tests de chargement de pieux appuient l'affirmation selon laquelle les charges réparties qui sont atteintes pendant le chargement des pieux varient linéairement avec la profondeur. Les résultats de l'analyse, qui répondent à la question centrale de la recherche, sont directement incorporés dans la méthodologie de conception

proposée pour les déplacements du sol pour les micropieux coulis. Il est apparent à partir des essais de charge de pieux que les éléments de pieux de petit diamètre assurent une résistance passive efficace pour le mouvement latéral du sol.

(Guo, 2006) a développé des nouvelles solutions exactes pour un pieu de tête libre intégré dans un sol élastoplastique, non homogène en simulant l'interaction pieu-sol à l'aide d'une série de ressorts répartis le long du fût du pieu où la rigidité de chaque ressort est théoriquement lié au module du sol, la rigidité relative entre le pieu et le sol et les propriétés de chargement; et la force limite est pris en charge par une nouvelle expression générique. La gamme des paramètres d'entrée sont fournis, à la lumière des prédictions réalisées à ce jour contre 62 pieux testés en argile et en sable.

(Ashour et Ardalan, 2012) ont présenté une nouvelle procédure pour l'analyse de la stabilité des pentes à l'aide des pieux. La méthode développée permet l'évaluation de la pression du sol et sa distribution le long du segment de pieu au-dessus de la surface de glissement basée sur l'interaction sol-pieu. La méthode proposée prend en compte l'influence de l'espacement entre les pieux sur l'interaction entre les pieux et les sols environnants et la capacité du pieu. Ils ont également étudié l'effet du type de sol, et le diamètre de pieu, la position et l'espacement sur le coefficient de sécurité de la pente stabilisée. Des critères spécifiques sont adoptés pour évaluer la capacité du pieu.[15]

II.2. 1.2. Etudes par la méthode de l'analyse limite :

Ausilio et Al. Développé une méthodologie pour l'analyse de la stabilité des pentes renforcé avec des pieux en utilisant l'approche cinématique de l'analyse limite. D'après leurs études, l'emplacement optimal des pieux dans la pente est la partie proche du pied de la pente où la force de stabilisation nécessaire pour augmenter le facteur de sécurité à la valeur de désirée devient minimale Ils ont également constaté que les pieux semblent être très efficaces quand ils sont installés dans la région du milieu de la partie inférieure de la pente.

Nian et al ont conclu que l'emplacement optimal des pieux est proche du pied des pentes, où la force nécessaire pour augmenter la stabilité de la pente pour le facteur de sécurité de conception a la valeur la plus faible

La comparaison des valeurs de FS de la méthode de l'analyse limite à ceux obtenus par d'autres auteurs utilisant de différentes méthodes sont rapportés par Ausilio dans le tableau II-1 ci-dessous[16]

β (ratio)	c (kPa)	φ (degree)	FS analytical method	FS local FS method	FS Bishop's method	FS Eq. (13)
1:1	25	20	1.81	1.87	1.74	1.73
1:1	20	20	1.60	1.68	1.50	1.51
1:1	15	20	1.39	1.46	1.29	1.28
1:1	10	20	1.17	1.00	1.03	1.04
1:1	30	15	1.81	1.85	1.73	1.76
1:1	25	15	1.60	1.65	1.53	1.55
1:1	20	15	1.40	1.45	1.32	1.34
1:1	15	15	1.19	1.24	1.11	1.12
1:1	10	15	0.98	1.00	0.89	0.89
1:1	25	10	1.40	1.42	1.35	1.38
1:1	20	10	1.20	1.23	1.15	1.17
1:1	15	10	1.00	1.00	0.97	0.96
2:1	20	20	2.01	2.05	2.09	2.07
2:1	15	20	1.76	1.85	1.82	1.81
2:1	10	20	1.51	1.60	1.54	1.53
2:1	5	20	1.24	1.23	1.21	1.21
2:1	25	15	1.98	1.87	2.05	2.05
2:1	20	15	1.74	1.72	1.78	1.79
2:1	15	15	1.49	1.54	1.53	1.54
2:1	10	15	1.25	1.29	1.29	1.27
2:1	5	15	0.99	1.00	0.99	0.98
2:1	15	10	1.23	1.19	1.27	1.27
2:1	10	10	0.99	1.00	1.03	1.02

Tableau II- 1: différentes méthodes sont rapportés par Ausilio

II.2. 2.Travaux utilisant la comparaison de différentes méthodes :

Cai et Ugai (2000) ont comparé les résultats obtenus à l'aide de la méthode de la réduction de la force de cisaillement par les méthodes d'éléments finis et les méthodes simplifiées de Bishop. Les conclusions sont également différentes, dans l'analyse par éléments finis, l'emplacement optimal du pieu a été recommandé dans le milieu de la pente. Dans la méthode simplifiée de Bishop, le plus grand facteur de sécurité de la pente de pieu renforcé aura lieu dans la moitié supérieure de la pente.

Nian et al. (2008) ont étudié l'emplacement des pieux de stabilisation vis-à-vis des glissements de terrain dans les sols non homogènes et anisotropes et ont conclu que l'endroit le plus approprié de pieu est près du pied parce que la force de stabilisation nécessaire est minimale.

De ce qui précède, on constate que les résultats de toutes les études faite par les méthodes numérique analyses montrent que l'emplacement optimal des pieux est très proche du milieu de la pente, tandis que pour les résultats obtenus par les méthodes de l'analyse limite et de l'équilibre limite avec l'équation de Ito-Matsui, c'est les parties proche de la tête ou du pied de la pente qui donnent le meilleur facteur de sécurité.

Les divergences constatés sont en raison du fait que la force fournie par les pieux était considéré de différentes manières et en tenant compte ou non de l'interaction sol-pieu.[15]

II.3 LES FACTEURS QUI INFLUENT SUR L'AMELIORATION DE LA STABILITE

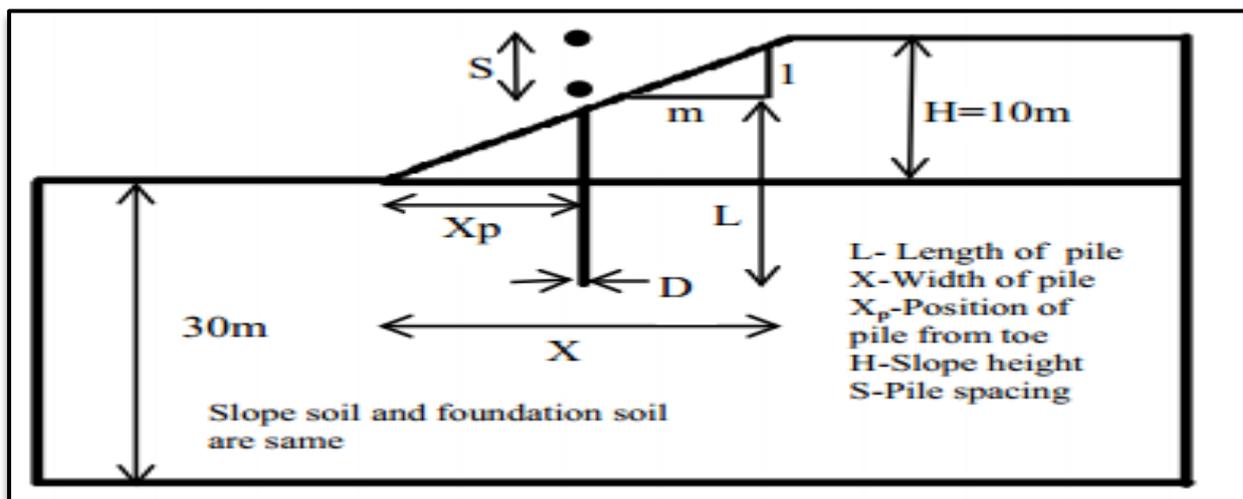


Figure II- 3 Géométrie de pente

II.3 .1.Influence de la position de pieux

Il est constaté que dans les sols argileux le facteur de sécurité est plus élevée pour le cas des pieux placés à une distance relative $(X_p/X)=0,2$ Alors que pour le cas des pentes avec sols sableux, le coefficient de sécurité est maximal lorsque pieu est au centre de la pente ($(X_p/X=0.5)$) indépendamment des caractéristiques C et j du sol

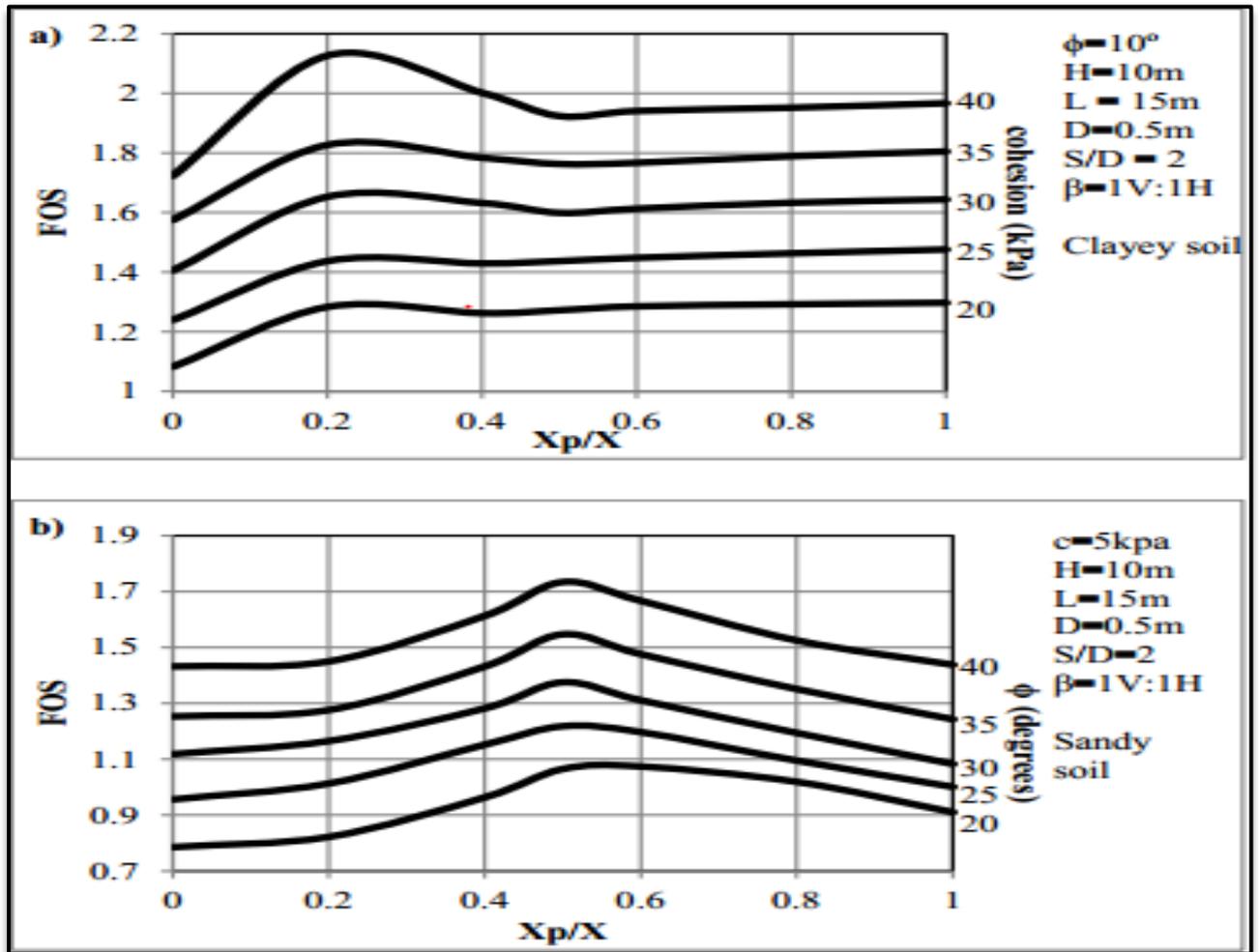


Figure II- 4 Variation du facteur de sécurité par rapport à la position de pieu pour la pente de 1:1(a) la pente du sol argileux (b) de la pente du sol de sable

II.3 .2. Influence de la longueur de pieux

L'effet de la longueur des pieux sur le facteur de sécurité de la pente d'argile et de sable est mis en évidence sur la figure 2.5, le facteur de sécurité augmente avec l'augmentation de la longueur pieu. Cependant, il est constaté que l'augmentation du facteur de sécurité devient faible si L est supérieur à une certaine longueur comme représenté sur la figure 4 (a) et (b). Dans la pente de sol argileux, le rapport de la longueur à la profondeur (L/H) n'est efficace que si le rapport est compris entre 1 et 2,5 alors que dans la pente du sol sablonneux, on constate que si le rapport L/H du pieu devient supérieur à 1,5 cela n'ajoute pratiquement rien au facteur de sécurité. Ainsi pour ces pentes le rapport (L/H) efficace est compris entre 1 et 1,5 [17]

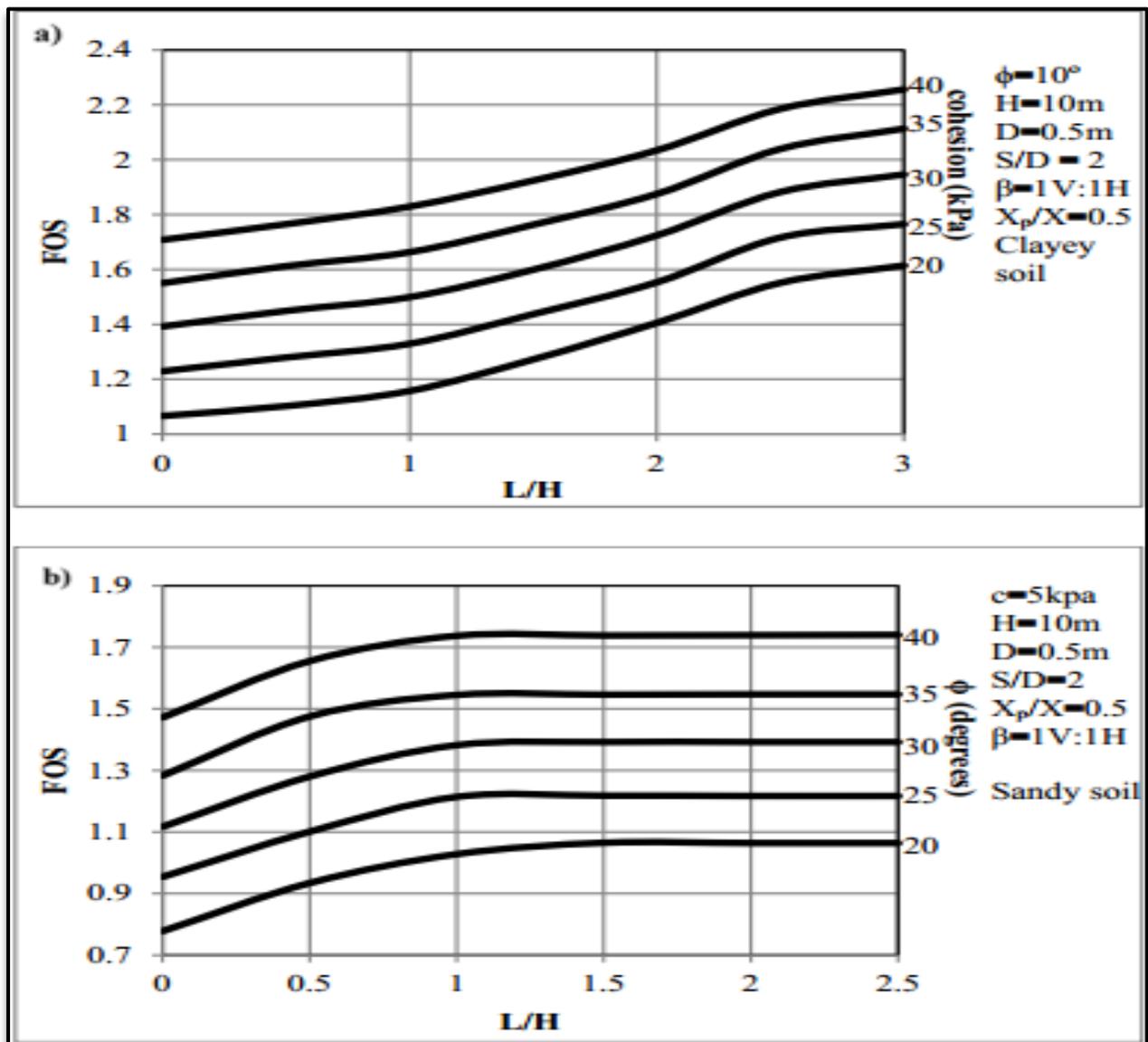


Figure II- 5 Variation du facteur de sécurité par rapport à la longueur du pieux pour une pente de 1:1 (a) la pente du sol argileux (b) de la pente du sol de sable.

II.3 .3.Influence de la rigidité de pieux

L'effet de la rigidité du pieu dans la pente du sol sont représentés en termes de facteur de rigidité ($k = E_p I_p / E_s L_s$). La rigidité du pieu dépend principalement du diamètre du pieu et dépend également du module d'élasticité du pieu (E_p) et du sol (E_s). La figure 2.4 (a et b) montre que le facteur de sécurité augmente avec l'augmentation de la rigidité du pieu, mais sa contribution au facteur de sécurité est négligeable quel que soit le type de sol, et leur force en particulier si le facteur de rigidité est supérieur à 0,002. Ainsi montre pieu de grande rigidité n'est pas favorable pour accroître la sécurité.

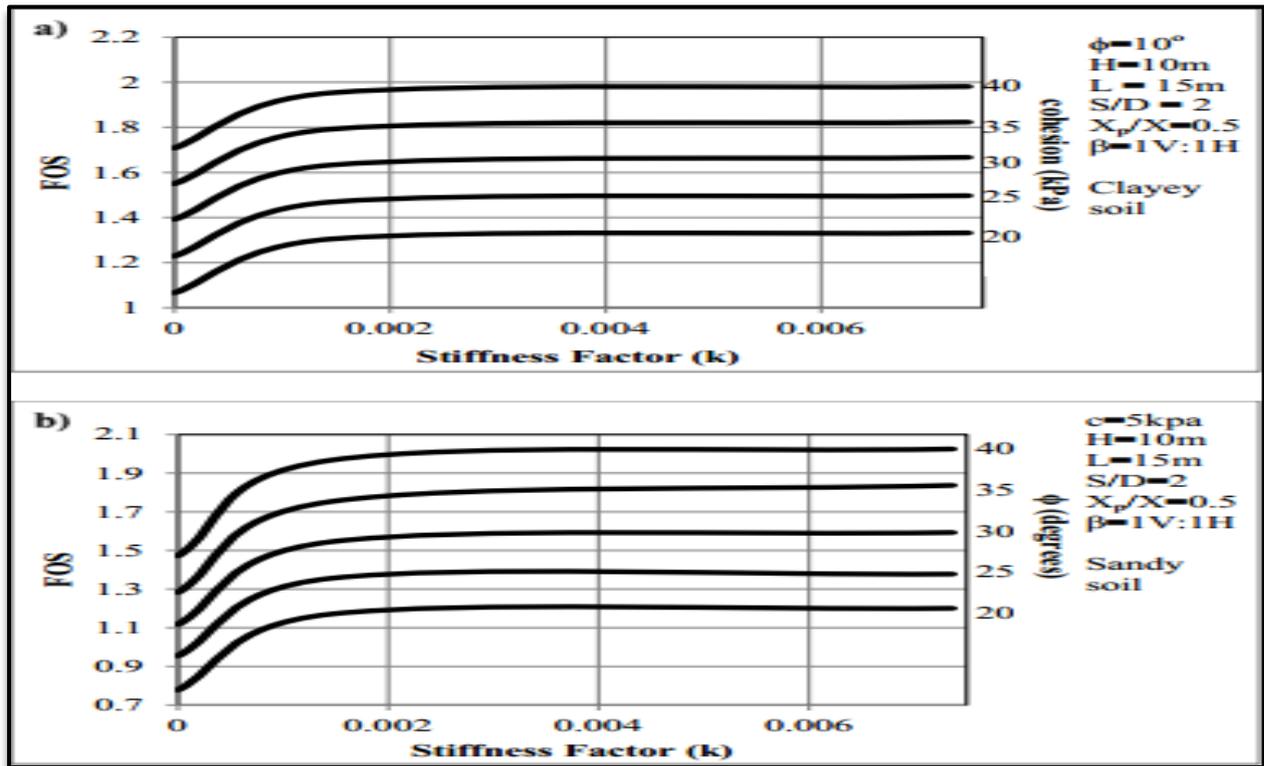


Figure II- 6 Variation du facteur de sécurité par rapport à la rigidité du pieu pour la pente de 1:1 (a) la pente du sol argileux (b) de la pente du sol de sable

II.3 .4. Influence de l'espacement des pieux

L'influence de l'espacement entre les pieux d'une file sur le coefficient de sécurité est analysé et les résultats sont présentes sur la figure 2.5 (a) et (b) de l'argile et de sable pentes respectivement . De l' analyse , on constate que dans le cas de l'argile le coefficient de sécurité diminue légèrement avec l'augmentation de l'espacement des pieux (figure 6 (a)). Mais das le cas des sables le facteur de sécurité augmente jusqu'à un espacement de 4D puis il diminue en augmentant de plus l'espacement.

Raison de l'augmentation du facteur de sécurité avec un espacement dans un sol sablonneux est primordial de sable entre les pieux . Quand les piles sont à écartement plus ils attirent plus de force en résistant au mouvement du sol . Sur l'augmentation de l'espacement le mouvement relatif entre la pile et le sol se développe voûte du sol et c'est efficace jusqu'à l'espacement est 4D . Espacement plus alors 4D fournissent le sol betwwen les piles de se déplacer facilement montrant ainsi la réduction du facteur de sécurité, mais il n'est pas inférieure à la valeur de facteur de distance 2D de sécurité . La réduction du coefficient de sécurité peut être attribuée à la perte de plus de l'effet de voûte due à l'augmentation de l'espacement .

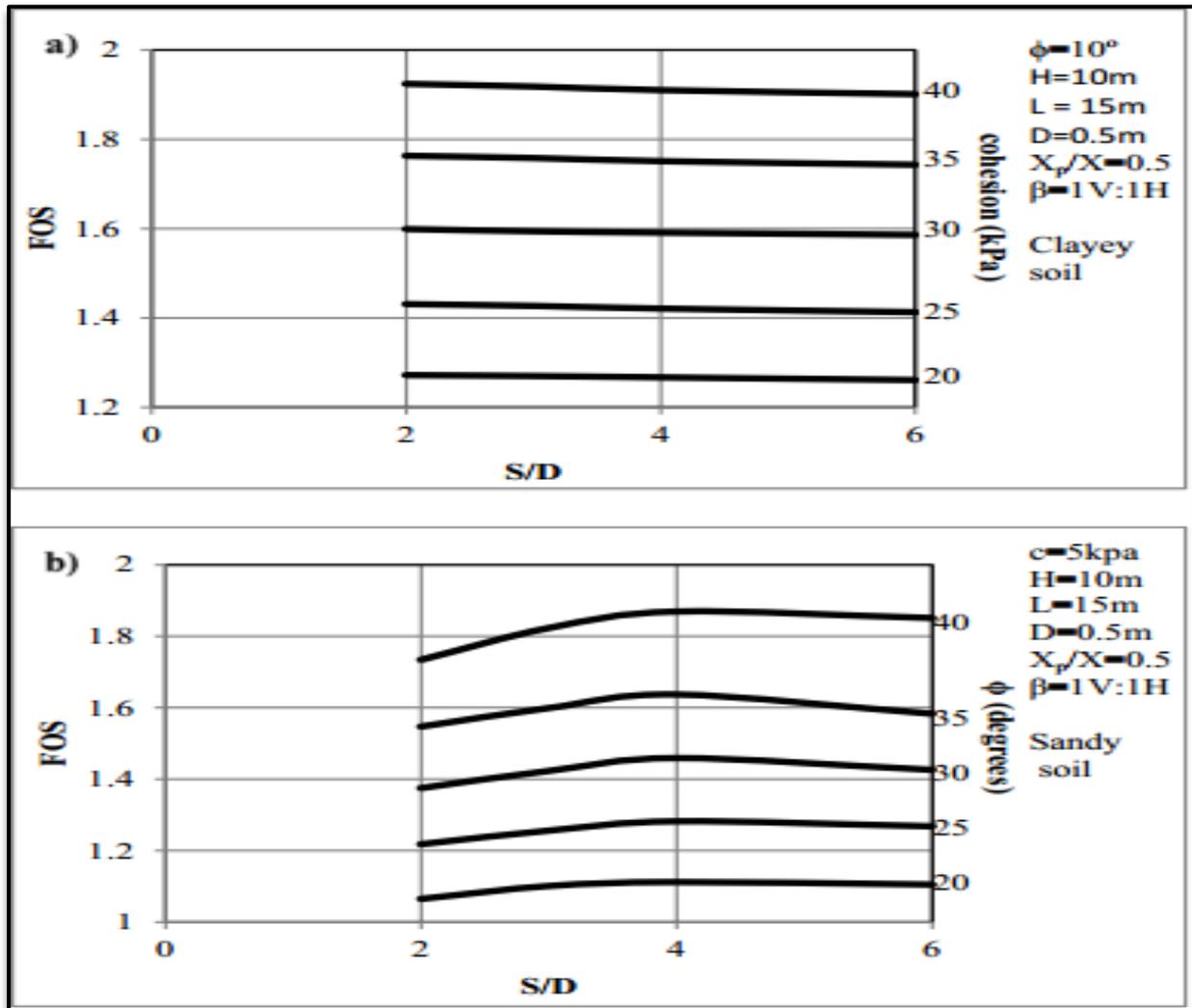


Figure II- 7 Variation du facteur de sécurité par rapport au rapport S / D de la pile pour la pente de 1:1 (a) la pente du sol argileux (b) de la pente du sol de sable

II.3 .5. Influence de l'angle du talus

L'effet de l'angle d'inclinaison est analysé deux types de sols d'argile et de sable et des pieux de deux raideurs différentes (c , $D = 0,5\text{ m}$ et $1,0\text{ m}$). De l'analyse, il est déduit que le facteur de sécurité augmente avec la diminution de l'angle de pente à la fois dans de l'argile et de sable et de pente pour l'angle d'inclinaison donné, si la raideur de la pile augmente le coefficient de sécurité augmente également comme représenté sur la Fig. 2.8. Mais l'augmentation est insuffisante dans l'argile pente par rapport à pente de sable.

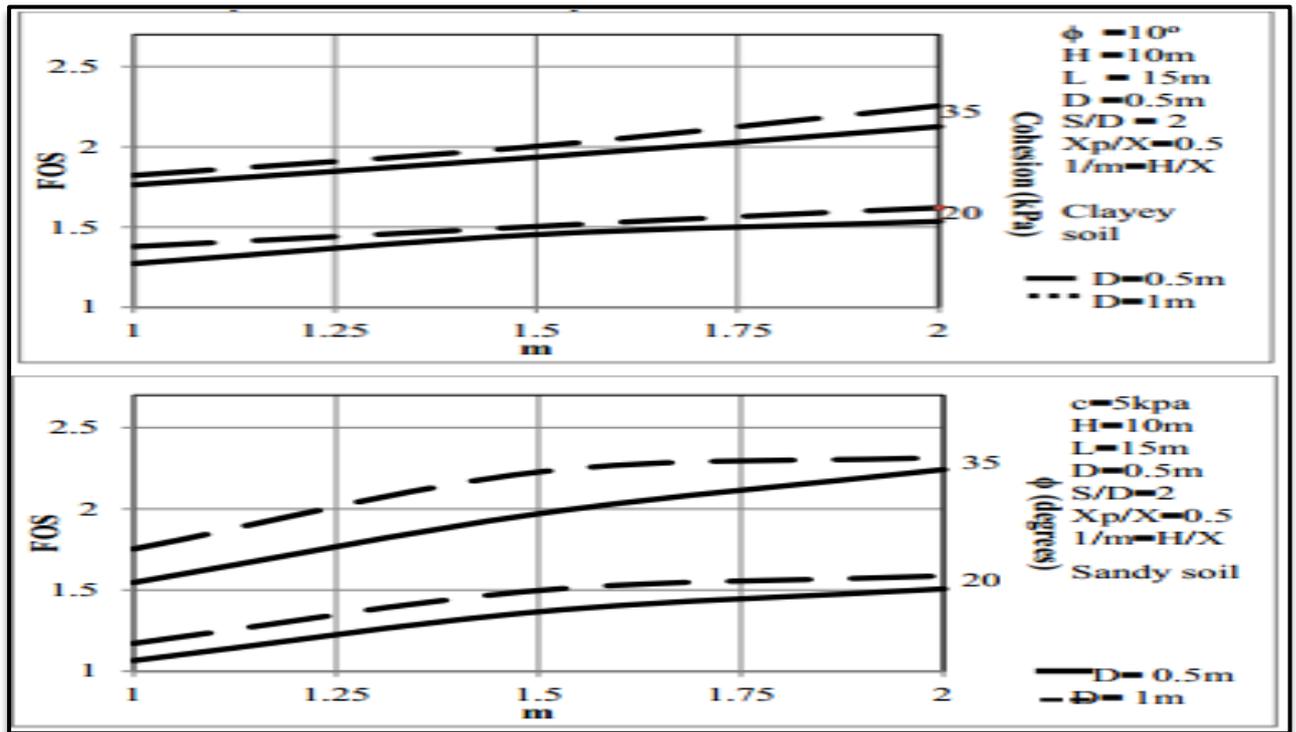


Figure II- 8 Variation du facteur de sécurité par rapport à l'angle d'inclinaison (a) la pente du sol argileux (b) la pente du sol de sable

II.4.Conclusion :

L'installation de pieux pour améliorer la stabilité des pentes a été démontré être une méthode efficace.

Plusieurs d'approches ont été utilisées pour évaluer la performance et la conception des pieux de renforcement des pentes instables.

L'emplacement des pieux est également l'un des plus importants facteurs qui influent sur la stabilisation des pentes

L'espacement des pieux est très important pour une rangée des pieux de stabilisation

Le diamètre des pieux peut être examiné selon les matériaux utilisés et la maniabilité.

Dans le chapitre suivant nous allons présenter et discuté notre contribution à l'étude des pentes stabilisées par les pieux en s'intéressant à déterminer la largeur d'influence d'une série stabilisante de pieux

Chapitre III : Détermination de la largeur de la zone d'influence d'une série de pieux

III-1. Introduction :

La détermination de la largeur d'influence d'une série de pieux nécessite la comparaison de la réponse du sol de la pente sans et en présence de pieux tout en examinant l'effet des caractéristiques du sol et des pieux sur celle-ci.

L'évaluation de la variation de la réponse sous forme de contraintes et de déformations nécessite la multiplication du nombre de cas étudiés pour arriver à une interprétation raisonnable, ce qui introduit l'utilisation d'un outil de modélisation numérique

Nous allons donc donner d'abord une description sommaire du logiciel Flac 2D utilisé, puis on va décrire les éléments mis en examen et la procédure suivie pour les évaluer

Ensuite une présentation des résultats pour la pente sans et avec pieux est donnée, enfin une étude paramétrique est présentée pour l'estimation de la largeur d'influence de la série de pieux

III-2- Présentation du logiciel de calcul utilisé :

III-2-1- Généralités :

Le logiciel Flac (Faste Lagrangien Analysais of Continua) est conçu et commercialisé par la société Itasca (2000). Il est disponible en version bidimensionnelle et tridimensionnelle. Il revient à l'utilisateur de travailler avec la version qui convient le plus à son problème.

Le Flac est un logiciel en différences finies, Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte.

Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqué sous aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

Une des spécificités est le macro-langage inclue dans FLAC. Celui-ci permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement ! La formulation du logiciel est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géo mécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation construction chargement.

Ce code peut aider l'utilisateur à résoudre de nombreux problèmes, tels que :

- Dimensionnement des pentes, des talus ou des fouilles et analyse de leur stabilité ;
- Dimensionnement des fondations superficielles et profondes ;
- Etude des barrages en terres ou en béton ;
- Dimensionnement des travaux souterrains ;
- Dimensionnement et planification d'une exploitation minière ;
- Analyse d'un stockage souterrain de déchets nucléaires ;

En assurant les capacités suivantes :

- Elasto-plasticité en grandes déformations ;
- Modélisation des écoulements, le cas échéant avec surface libre, ainsi que de

Phénomènes couplés comme la consolidation ;

- Matériaux radoucissant / durcissant ;
- Loi à deux mécanismes (cisaillement et compression isotrope) ;
- Modèle Cam-Clay simplifié, et Drucker-Prager ;
- Contrôle souple et aisé des séquences d'excavation grâce au macro-langage FISH ;
- Interfaces pour représenter les joints ou les couches minces ;
- Maillage automatique ;
- Capacités dynamiques, thermomécaniques et de fluage.

Ce code utilise la méthode des éléments Lagrangiens qui consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites. Avec l'utilisation de la méthode de Wilkins (1964) qui permet de formuler les équations de différences finies pour des éléments déforme quelconque, cette méthode est aussi souple que la Méthode des Eléments Finis (M.E.F).

Basés sur des méthodes de résolution explicites, le code FLAC est particulièrement peu gourmand en mémoire et peut donc fonctionner sur des micro-ordinateurs. Il est, par ailleurs, tout à fait compétitif en temps de calcul avec les logiciels classiques "Eléments Finis implicites" pour la résolution des problèmes géotechniques, lesquels doivent en général prendre en compte de fortes non linéarités, des plastifications importantes, et de grandes déformations.

Par contre, il n'est plus compétitif en temps de calcul pour les simulations linéaires.

Plusieurs pas de calcul sont nécessaires pour obtenir une solution élastique linéaire alors qu'en éléments finis, un seul calcul permet d'obtenir la solution.

FLAC dans sa formulation utilise les équations de mouvement dynamique amorti.

L'équilibre, statique ou écoulement, est atteint lorsque l'accélération est nulle. Durant les pas de calcul d'une étape d'analyse, la force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des mailles. L'évolution de cette force peut être affichée durant le calcul ou visualisée comme un graphe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle.

FLAC n'est pas une boîte noire qui donne une solution aux données introduites, il permet l'interprétation du comportement du système numérique et offre la possibilité à l'utilisateur de tester ses idées, de créer ses propres modèles de comportement, en utilisant le langage de programmation FISH. Le nouveau modèle de comportement devient exactement comme un modèle implanté, mais prend plus de temps de calcul.

Le logiciel **FLAC2D** intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau, en plus de cela il permet aux utilisateurs de développer leurs propres modèles.

Les modèles inscrits dans **FLAC** sont répertoriés en quatre groupes :

- Modèles élastiques : ce groupe contient deux modèles, le premier est le modèle élastique isotrope où toutes les propriétés mécaniques du matériau sont les mêmes. Le second est le modèle anisotrope où toutes les propriétés mécaniques du matériau sont différentes suivant la direction considérée.

- Modèles plastiques : ce groupe contient huit modèles plastiques : Drucker-Prager ; Mohr-Coulomb, Strain Softening/Hardening, Double Yield, Modified Cam-Clay model , Ubiquitous-jointmodel et Bilinear Strain Softening/Hardening Ubiquitous joint model.
- Modèle dynamique : un seul modèle est défini, c'est le modèle de Finn. Le critère de Mohr-Coulomb modélise seulement la dilatation à la rupture et non pas la densification durant le chargement cyclique à une contrainte au-dessous de la rupture. Ainsi le modèle Mohr-Coulomb a été modifié afin de modéliser le changement de déformation volumétrique pendant un chargement cyclique drainé ou la pression interstitielle pendant un chargement cyclique non drainé. Le changement dans les déformations volumétrique sous les pressions interstitielles ont été modélisées en utilisant le modèle de Finn.

FLAC peut être utilisé soit directement dans la conception si les données sont complètes, soit comme un outil d'expérimentation numérique s'il y a un manque de données (géologie compliquée, zone inaccessible, pas de budget d'expérimentation). Starfield et Cundall (1988), fondateurs du Code FLAC), ont insisté que la méthodologie des modélisations numériques en géo mécanique doit être différente de celle de l'ingénierie déstructure. Ils ont signalé qu'il est impossible d'obtenir des données complètes sur les sols ou les roches du site ; par exemple : l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. Cette situation est incompatible avec la conception suivie dans les logiciels populaires utilisés pour la conception (boite noire qui accepte uniquement d'un côté l'introduction des données et de l'autre côté donne les résultats de prédiction du comportement). Au contraire, les logiciels en géo mécanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en absence des données nécessaires pour la prédiction.

Quand le comportement du système est défini, il est adéquat d'utiliser des calculs simples de la conception du processus.

FLAC permet de réaliser une modélisation numérique avec différents types de sollicitations.

On Distingue:

- ✓ sollicitation mécanique «statique ou dynamique » ;
- ✓ sollicitation hydraulique ;
- ✓ sollicitation thermique.

Il existe également un couplage entre les différents modes de sollicitation. On réalise avec FLAC des couplages hydromécanique, thermomécanique, ...etc.

FLAC est un code développé pour résoudre des problèmes de géo mécanique : mécanique seule; hydraulique et un couplage ou pseudo-couplage hydromécanique.

III-2-2- Modes de calcul par Flac:

La création du modèle dans Flac 2D (géométrie de l'ouvrage, géologie, conditions aux limites, inclusion des pieux, etc.) et son exploitation (lois de comportement, études paramétriques, visualisation des résultats) peuvent se faire par la ligne de commande ou à l'aide de l'interface graphique de FLAC.

```
FLAC: VERSION 5.00
Fast Lagrangian Analysis of Continua
Copyright (c): Peter Cundall 2005
Itasca Consulting Group Inc 2005

Serial Number: 213-000-0000
Licensee:

Options:
Dynamic
Creep
Thermal
CpplUdm
TPFlow

Memory: 8.00 MBytes
Precision: Single

flac:c mem.dat
>
>;Title:PFE
>;... Etat: MODEL ....
>config
Special FLAC configuration:
>grid 103,26
>gen (0.0,0.0) (0.0,20.0) (40.0,20.0) (40.0,0.0) i 1 40
>gen (40.0,0.0) (40.0,20.0) (63.730003,33.7) (63.730003,0.0) i 40 63
>gen (63.730003,0.0) (63.730003,33.7) (103.73,33.7) (103.73,0.0) i 63 104
>model mohr i=1,103 j=1,26
>fix x y j=1
>fix x i=1
>fix x i=104
```

Figure III- 1: Lancement du Flac en mode command line.

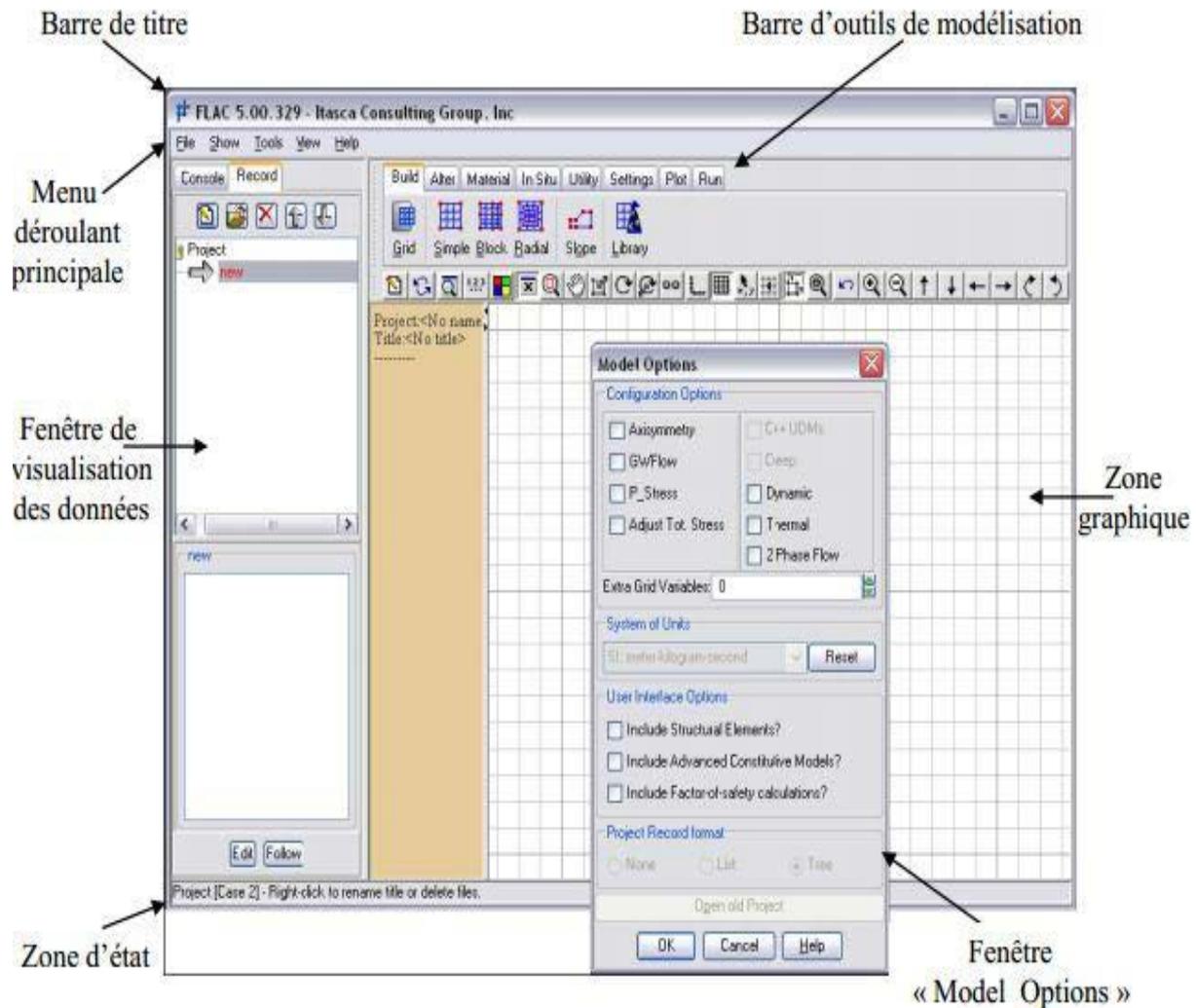


Figure III- 2: Le bureau de démarrage dans l'interface graphique de FLAC.

III-2-3- Création du modèle de la pente et l'exécution des calculs :

III-2-3-1- Choix des options du model :

Dans la fenêtre de dialogue «Model Options» qui apparaît à chaque lancement du logiciel Flacon bien à chaque fois qu'on lance un nouveau projet, Figure III.3 et qui permet de choisir le mode et le type d'analyse selon le problème à résoudre (analyse dynamique, thermique, fluage, axisymétrique....etc.).On sélectionner le système d'unité:(mètre, kilogramme, second) et en spécifiant que le modèle comprend l'introduction des éléments de renforcement et le calcul du coefficient de sécurité.

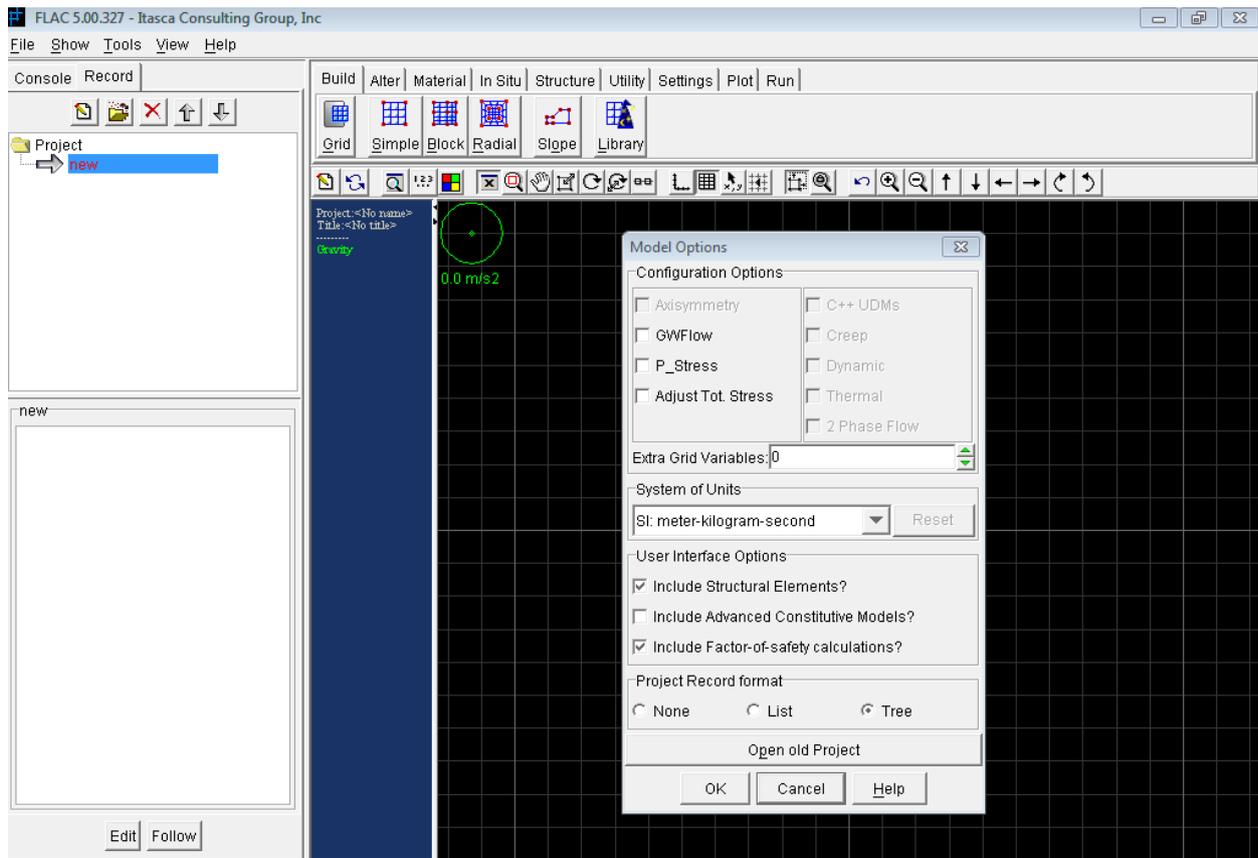


Figure III- 3: Entrée des options du modèle.

III-2-3-2- Spécification du Titre du projet et du nom de fichier et son emplacement :

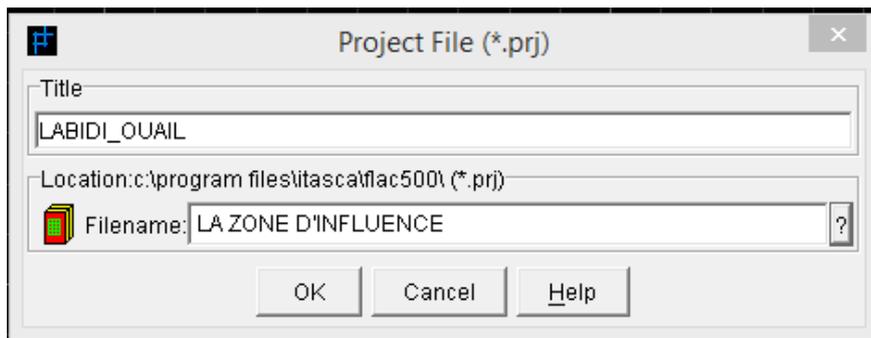


Figure III- 4: Fichier Projet.

III.2.3.3. Introduction de la géométrie et le maillage de la pente étudiée :

Dans le menu <BUILD><Slope> on spécifie les dimensions de la pente et on choisit le maillage approprié.

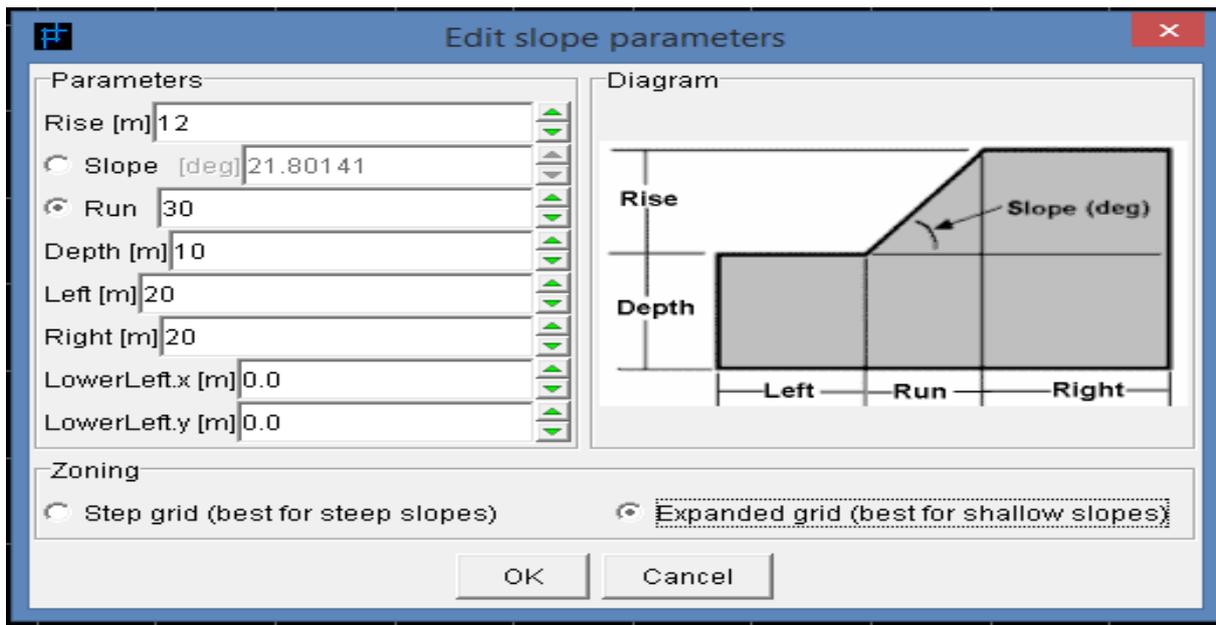


Figure III- 5: Géomètre de la pente.

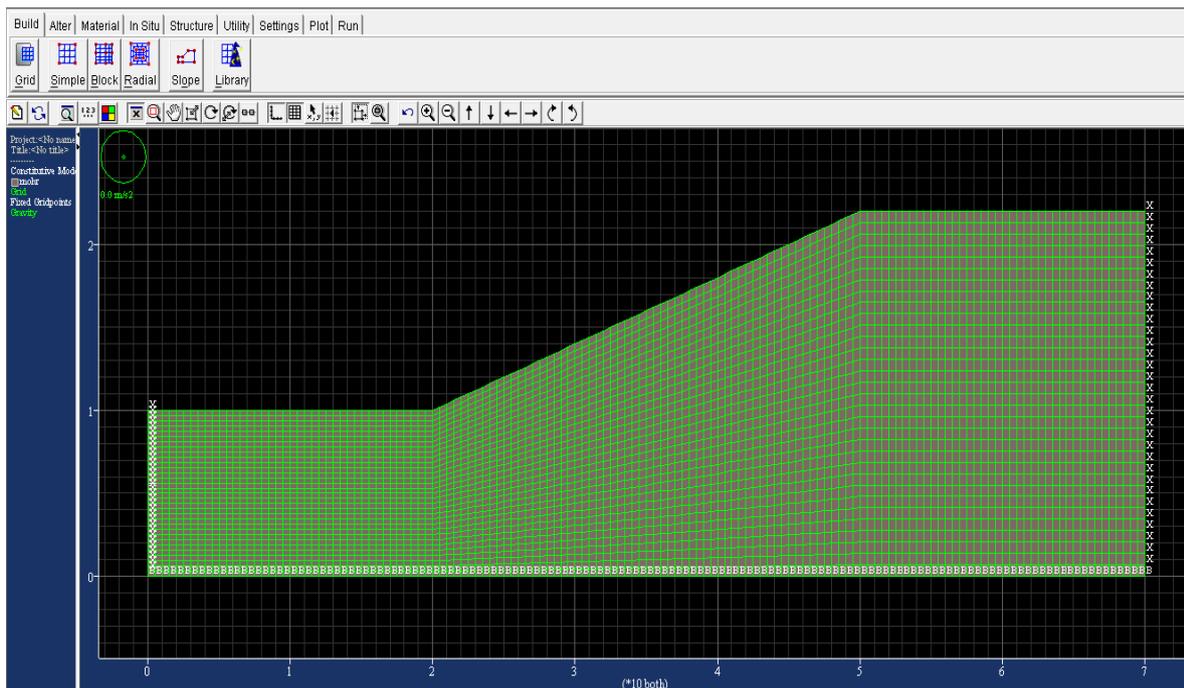


Figure III- 6: la pente étudiée.

III-2-3-4- Spécification et affectation des propriétés des matériaux aux différentes couches du sol:

Par le menu <Matériel puis <Assign> puis <Create> on spécifie les caractéristique de chaque couche du sol puis on affecte ce type de matériau à la région concernée.

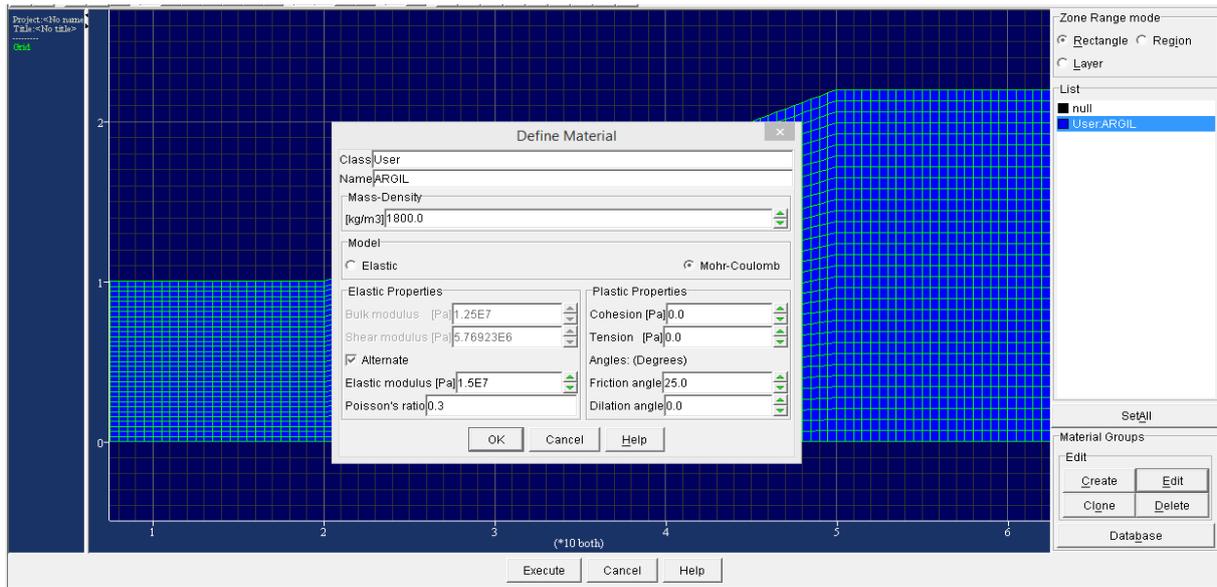


Figure III- 7: Affectation des matériaux aux couches du sol.

III-2-3-5- Spécification des paramètres de calcul initial (calcul élastique à petite déformation) :

A l'aide du menu <Settings>: puis Graviton donne l'accélération gravitaire pour tenir compte du poids propre. Et par le bouton solve on spécifie le nombre d'étapes de calcul avant que le programme s'arrête et la précision du calcul.

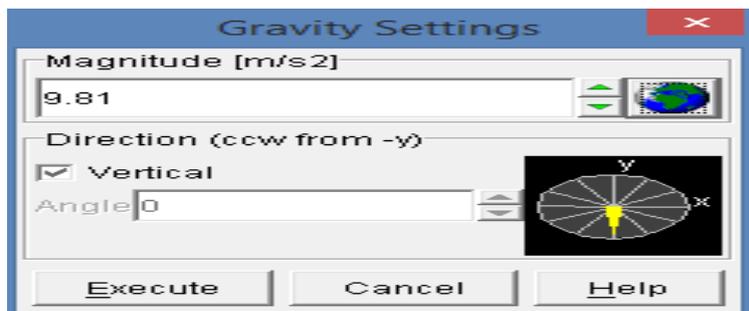


Figure III- 8 : Fenêtre de configuration de la charge gravitaire.

III-2-3-6- Analyse de la stabilité de la pente seule (sans renforcement) :

a- Exécution du calcul à petite déformation : en appuyant sur le bouton < Run > puis < Solve >.

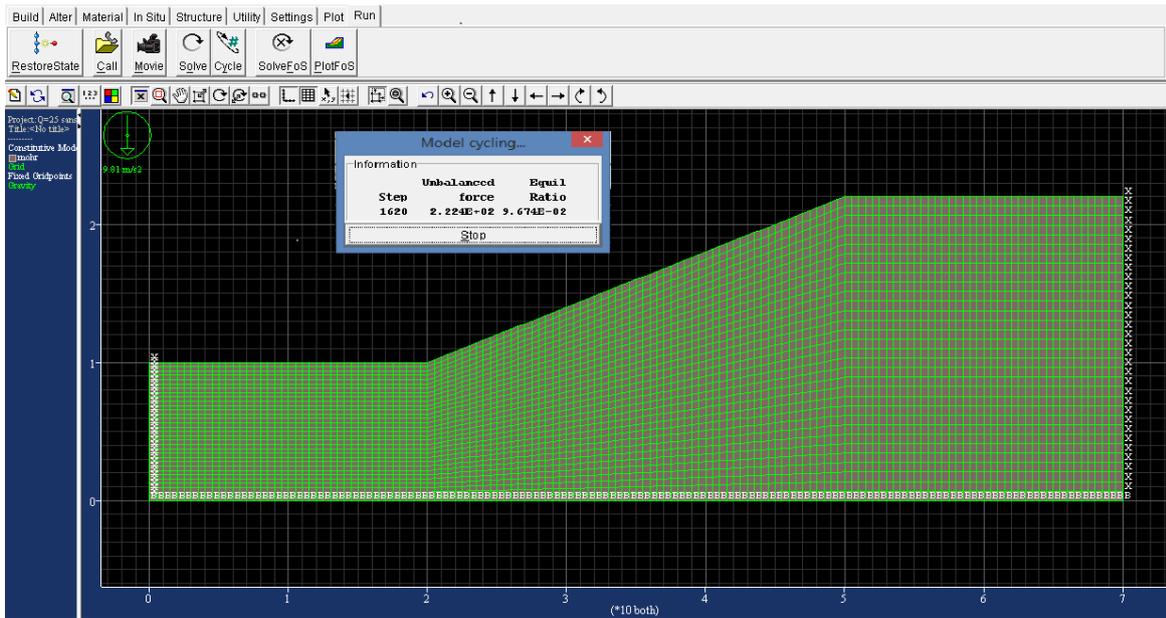


Figure III- 9 :Fenêtre de calcul de l'état de l'équilibre élastique initial.

b- Calcul plastique à grande déformation :

Pour passer à l'étape du calcul plastique à grandes déformations on doit d'abord Spécifier ce mode de calcul en tapant sur le bouton <settings> -<mech>. Et en cochant la case large strain puis en spécifiant le nombre de steps à utiliser pour assurer que la précision de calcul voulue est atteinte, on effectue ensuite le calcul plastique à grande déformation en appuyant le bouton <Cycle > de < Run>.

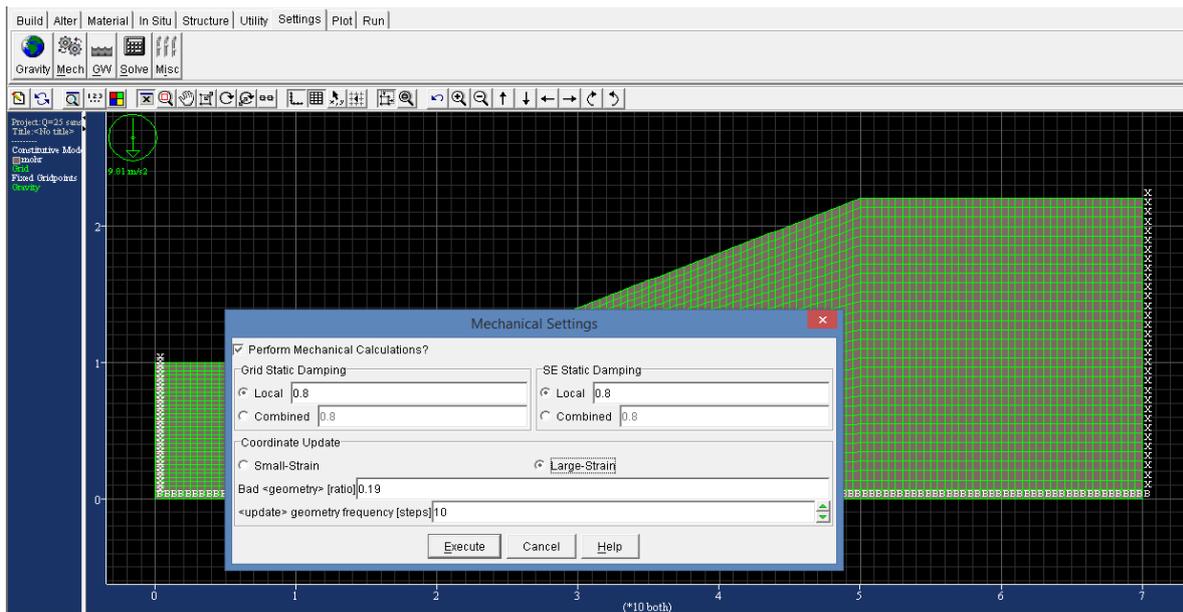


Figure III- 10: Fenêtre mechanical setting.

c- **Calcul du coefficient de sécurité** : le calcul du facteur de sécurité est ensuite calculé par le bouton <Run> puis <SolveFoS>.

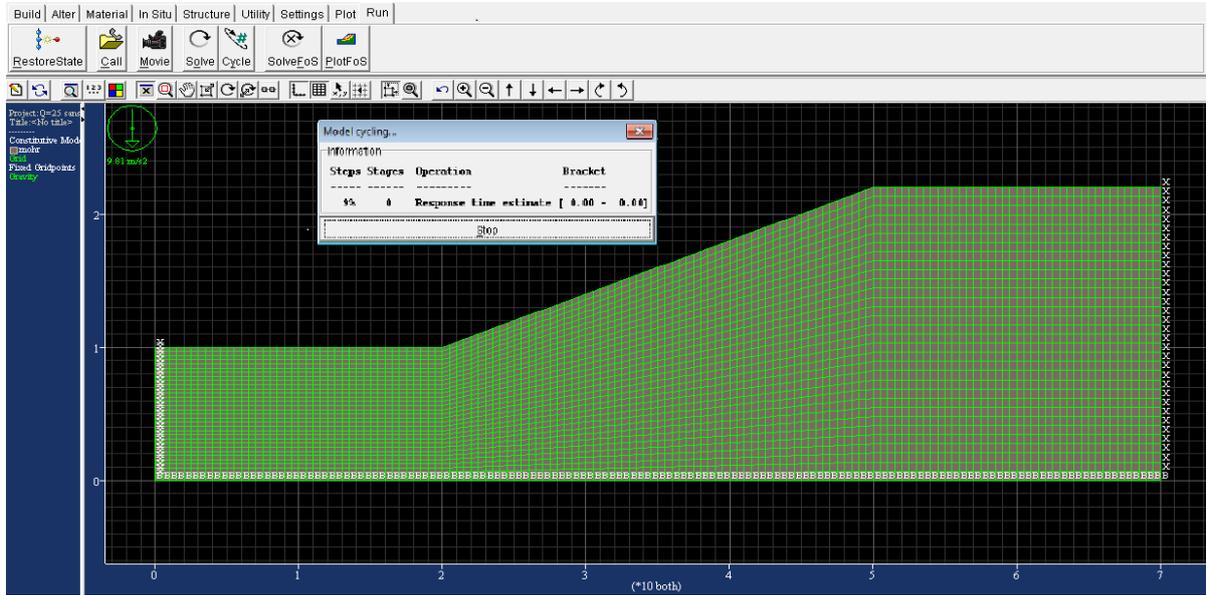


Figure III- 11: Fenêtre du calcul coefficient de sécurité.

III-2-3-7- Calcul de la pente renforcée à grande déformations et calcul du facteur de sécurité avec pieux:

a- **Introduction des éléments de renforcements** : Par le menu <Structures> puis <pile> on place le pieu dans une position spécifique.

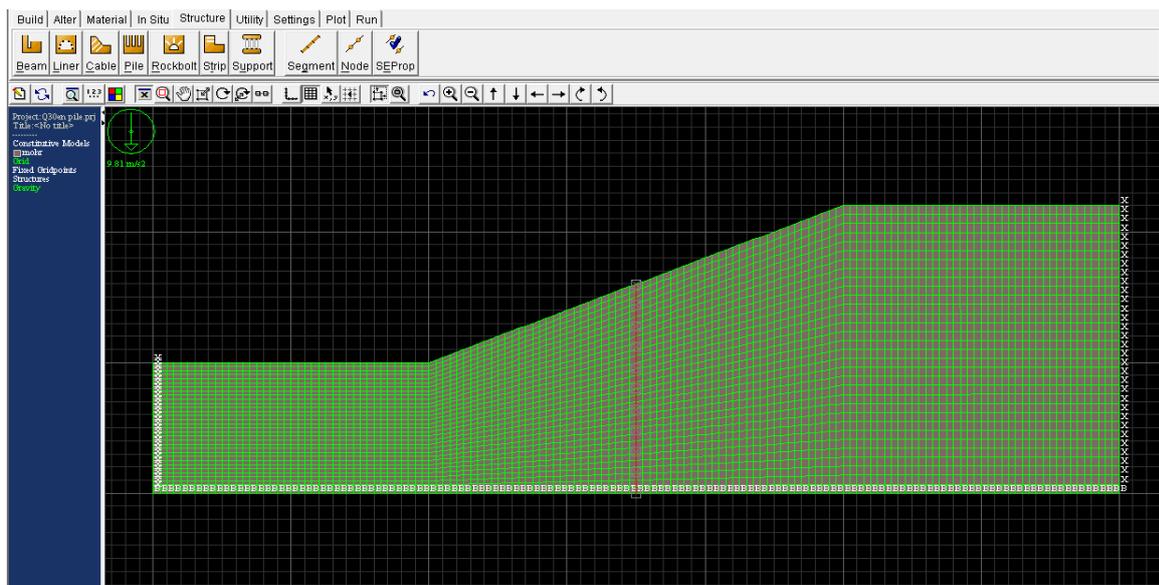


Figure III- 12: Introduction de pieu.

b- Introduction des propriétés du pieu : en allant à l'état du calcul élastique et par le menu <Structures> puis <SEProp > on introduit les propriétés du matériau constituant le renforcement ainsi que les caractéristiques de l'interface.

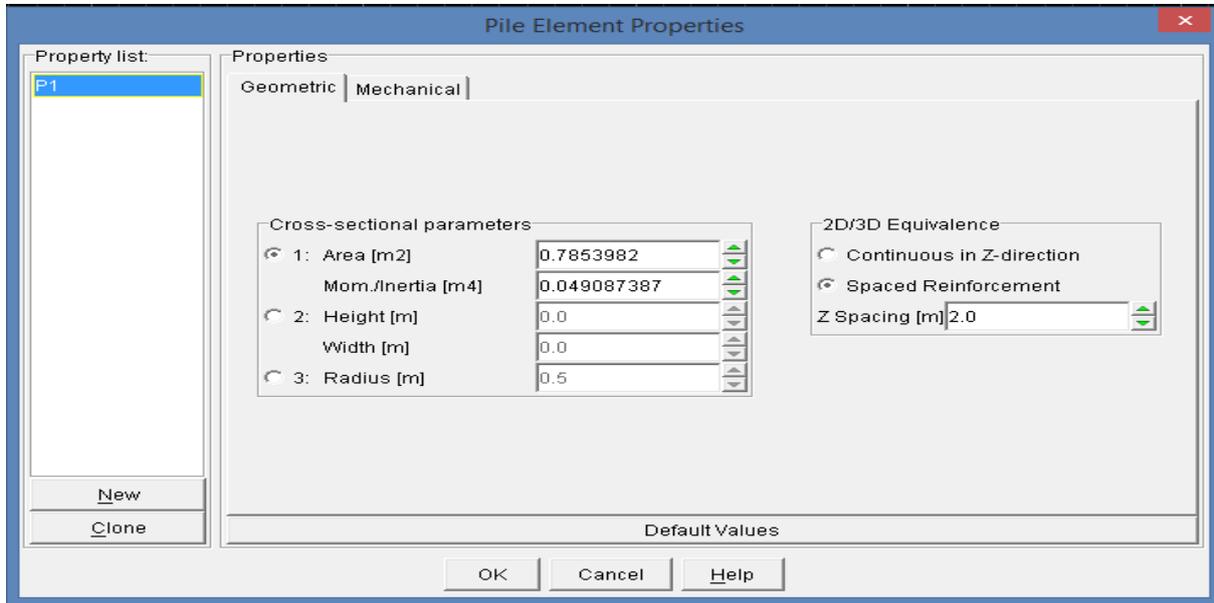


Figure III- 13 Fenêtre du changement les caractéristiques du pieu.

On spécifie d'abord dans les paramètres de configuration du calcul mécanique le calcul grande déformations Large strain et en choisissant un nombre d'étape de calcul suffisant pour ne pas dépasser la tolérance spécifiée et d'atteindre la précision désirée, on lance le calcul par <Run>< Cycle>. Une fois le calcul de cet état est achevé on lance le calcul du facteur de sécurité de la pente renforcée en spécifiant dans le menu <Run>< Solve Fos> la tenue en compte des éléments de renforcement.

III.3 Présentation des éléments et de la procédure de l'étude

L'idée de base proposée pour estimer la largeur de la zone d'influence des pieux est de comparer les iso contraintes et les iso déformations des pentes sans et avec pieux, la zone influencée par la présence des pieux est celle pour laquelle les iso contraintes ou les iso déformations sont nettement décalées les uns par rapport aux autres. On se limitera ici aux iso contraintes.

La procédure adoptée pour atteindre les objectifs de l'étude est la suivante :

Pour une pente donnée on détermine les iso contraintes σ_x , σ_y et τ_{xy} pour les deux cas : pente naturelle et pente renforcée, l'analyse est faite ici à l'aide du logiciel Flac

Pour une analyse grossière on superpose les figures des iso contraintes et on détermine la zone pour laquelle les iso contraintes sont nettement décalées, on néglige les variations ne dépassant pas 5% , la superposition peut se faire par un logiciel SIG, ici on a utilisé Global mapper

Pour une analyse détaillée, et pour un même 'j' de la grille de discrétisation (maillage), on trace la variation des contraintes σ_x , σ_y et τ_{xy} en fonction de la distance au pieu pour la pente sans et avec pieux et on détermine l'abscisse de part et d'autre du pieu à partir de laquelle les deux courbes

La pente étudiée ici est une pente constituée d'une seule couche considérée comme homogène, la pente inclinée d'un angle 21.80° et de 12 m de hauteur, la profondeur de la base rigide ou du bede rock est de 10 m en dessous de la surface du sol au niveau du pied de la pente, Le sol constituant la couche en argile ou en sable présentant les caractéristiques suivantes :

- La densité de sol : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- Le module d'élasticité : $E = 15000 \text{ KN/ m}^2$
- le coefficient de Poisson : ν est proche de 0.3
- Les caractéristiques C et ϕ dépendent du cas considéré

Cette pente est renforcée par une rangé de pieux dont les caractéristiques sont :

- Le module d'élasticité est $E_p = 32. 10^6 \text{ KN/m}^2$
- Le diamètre du pieu dépend du cas étudié
- Les caractéristiques d'interaction sol pieu :
 - La rigidité normale $k_n = 10^7$
 - La rigidité tangentielle $k_s = 10^7$
 - L'angle de frottement et la résistance de cohésion normale et tangentielle dépend du cas étudié

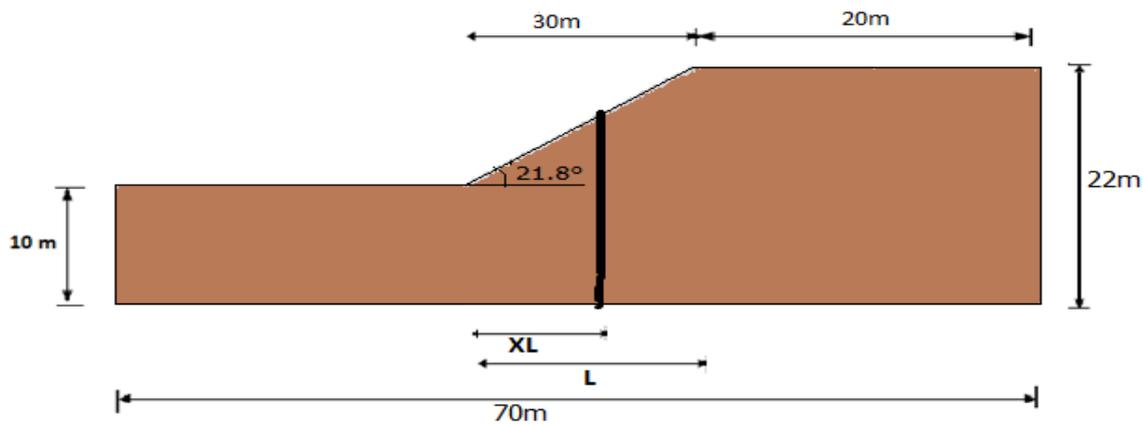


Figure III- 14: La géométrie de la pente étudiée.

Les cas étudiés sont les suivants :

3 sols frottants (sable pur) avec $\phi=25$, $\phi=30$ et $\phi=35$, chaque cas est renforcée par une série de pieux espacés de $2D$ avec un diamètre de $0.5m$, puis $1m$ et enfin $2m$

3 sols cohérents (argile pure) avec $C=30$, $C=40$ et $C=50$, chaque cas est renforcée par une série de pieux espacés de $2D$ avec un diamètre de $0.5m$, puis $1m$ et enfin $2m$.

Les cas étudiés sont résumés dans le tableau suivant :

Phi1d1	$\phi=25^\circ$ D=0.5m	Phi1d2	$\phi=25^\circ$ D=1m	Phi1d3	$\phi=25^\circ$ D=2m
Phi2d1	$\phi=30^\circ$ D=0.5m	Phi2d2	$\phi=30^\circ$ D=1m	Phi2d3	$\phi=30^\circ$ D=2m
Phi3d1	$\phi=35^\circ$ D=0.5m	Phi3d2	$\phi=35^\circ$ D=1m	Phi3d3	$\phi=35^\circ$ D=2m
C1d1	C=30 D=0.5m	C1d2	C=30 D=1m	C1d3	C=30 D=2m
C1d1	C=40 D=0.5m	C1d2	C=40 D=1m	C1d3	C=40 D=2m
C1d1	C=50 D=0.5m	C1d2	C=50 D=1m	C1d3	C=50 D=2m

Tableau III- 1: Les cas étudiés

III.4 Présentation, interprétation et discussion des résultats :

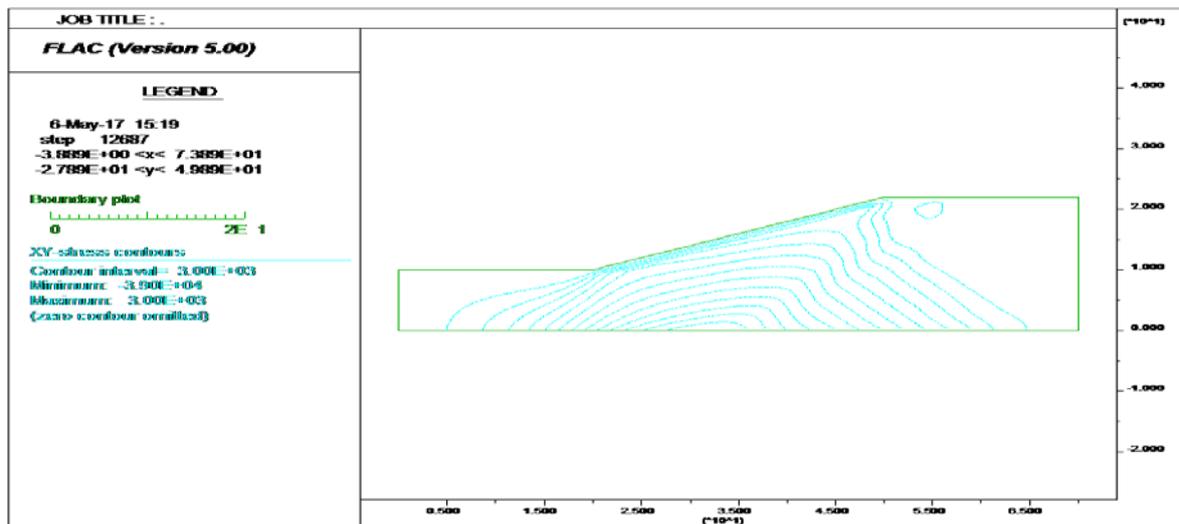
III-4-1 Détermination grossière de la largeur d'influence :

Pour chaque sol on a tracé les iso contraintes dans la pente naturelle et dans la pente renforcée, on a ensuite superposé les deux figures et on a déterminé la zone influencée par la présence des pieux, la figure III.15 montre les iso contraintes τ_{xy} notées dans Flac s_{xy} pour le

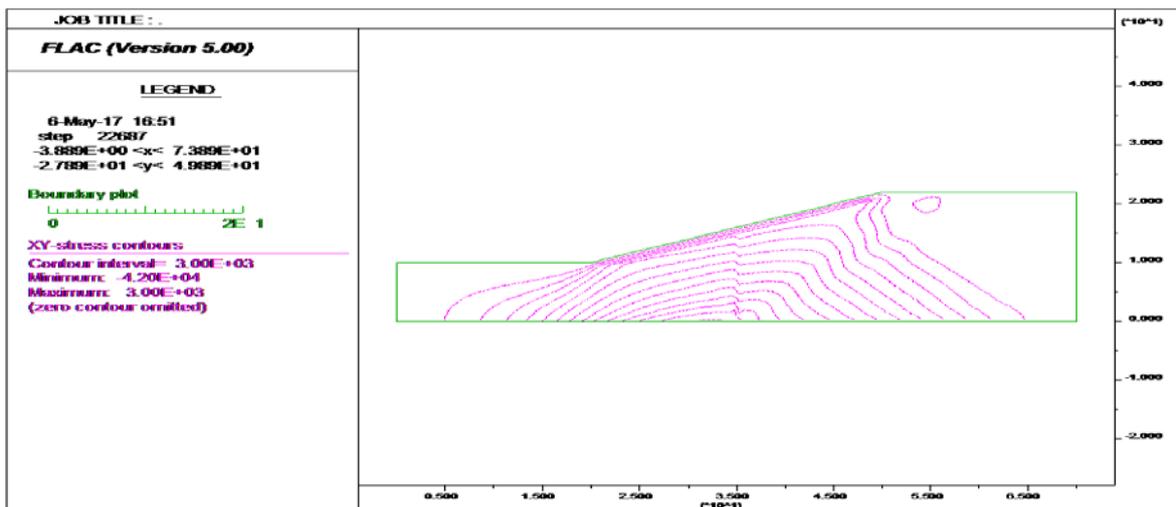
cas Phi1d1

La figure III.16 montre pour ce même cas la zone influencée par la présence des pieux, c'est la zone où les iso contraintes de la pente traitée et non traitée sont décalées les uns par rapport aux autres, en dehors de cette zone les iso contraintes sont parfaitement confondus

Comme on le constate sur cette figure, La zone d'influence est comprise entre les abscisse 30.5 m ou 31 m et 40 m, qu'on peut approcher en fonction de D : 10D de part et d'autre du pieu



(a)



(b)

Figure III- 15 : Iso contraintes τ_{xy} . Cas Phi1d1 (a : sans pieux, b : avec pieux)

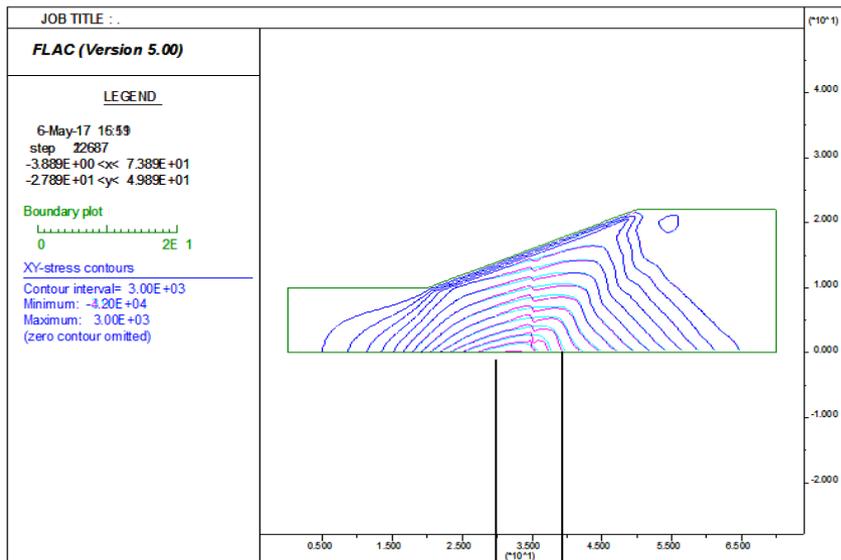


Figure III- 16 : Zone influencée par la présence des pieux cas phi1d1

Une légère dissymétrie est constatée, la partie en aval de la zone influencée est moins étalée que la partie amont, mais elle est grossièrement négligeable

Les figures III.17, III.18 illustrent les cas phi1d2 et phi1d3, on constate aussi qu'approximativement la largeur de la zone influencée est de 10 D de part et d'autre du pieu

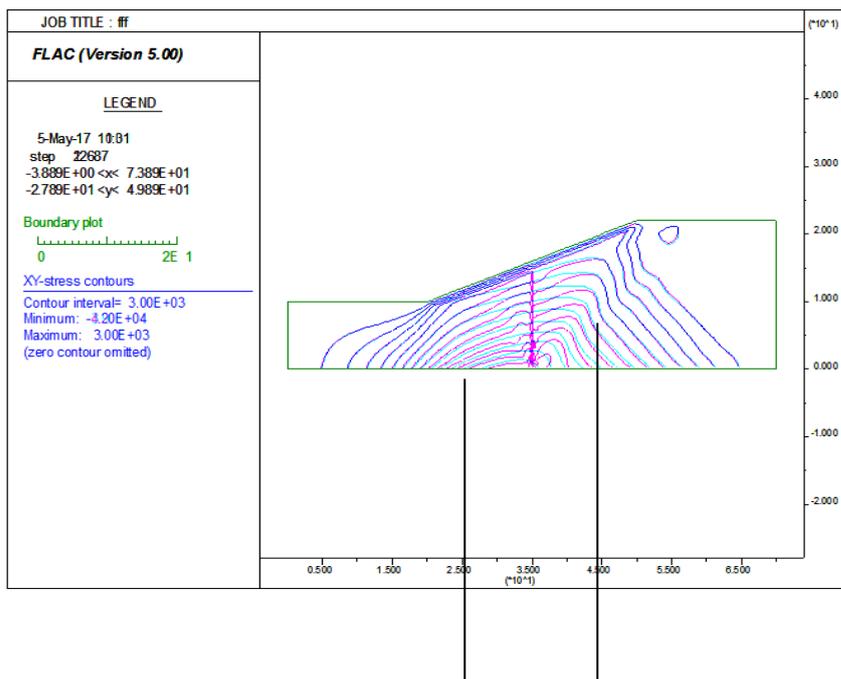


Figure III- 17 : Zone d'influence des pieux cas Phi 1 d2

La zone est comprise entre les abscisse 26 m et 45 m approchée en fonction de D à 10D de part et d'autre du pieu

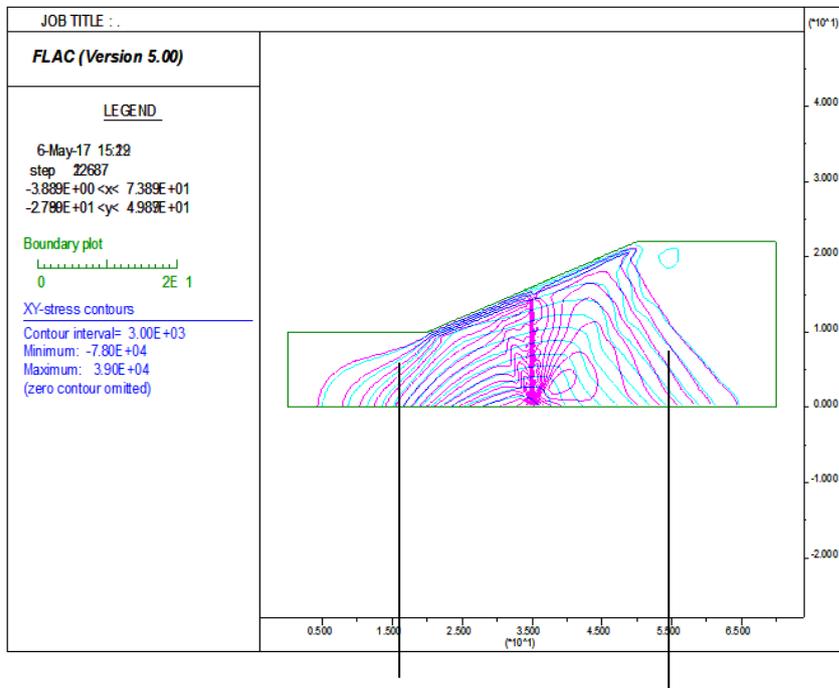


Figure III- 18 :Zone d'influence des pieux cas Phi 1 d3

La zone est comprise entre l'abscisse 29 m et 55 m approchée en fonction de D à 10D de part et d'autre du pieu

De ces trois figures on conclut que pour $\varphi=25^\circ$ la largeur de la zone d'influence augment proportionnellement à D et elle est approximativement étalée sur une distance 10 D de part et d'autre du pieu

En examinant les cas phi2d1, phi2d2, phi2d3, phi3d1, phi3d2, phi3d3, C1d1,C1d2,C1d3, C2d1,C2d2,C2d3, C3d1,C3d2,C3d3, on trouve pratiquement la même largeur de la zone influencée par la présence des pieux, les figures montrent illustrent respectivement les cas phi 2d1, phi2d2 , C2d1 et C2d2

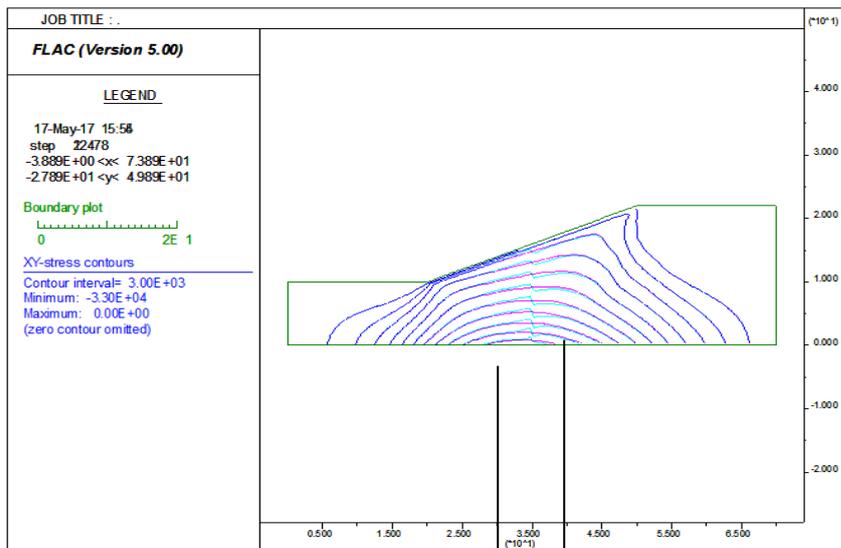


Figure III- 19 : Zone d'influence des pieux cas Phi 2 d1

La zone est comprise entre l'abscisse 30.5 m et 40 m approchée en fonction de D à 10D de part et d'autre du pieu

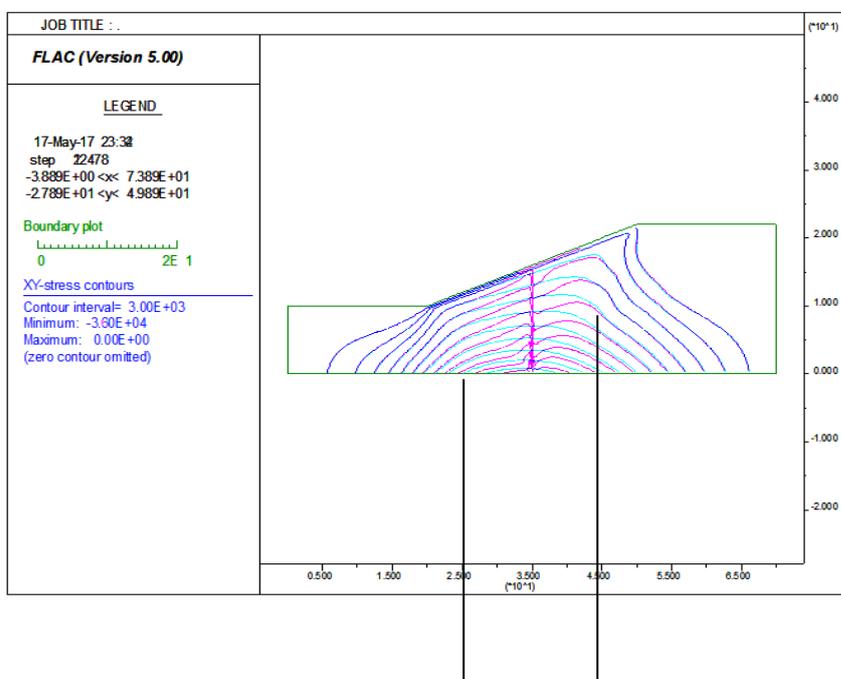


Figure III- 20 : Zone d'influence des pieux cas Phi 2 d2

La zone est comprise entre les abscisses 26 m et 45 m approchée en fonction de D à 10D de part et d'autre du pieu

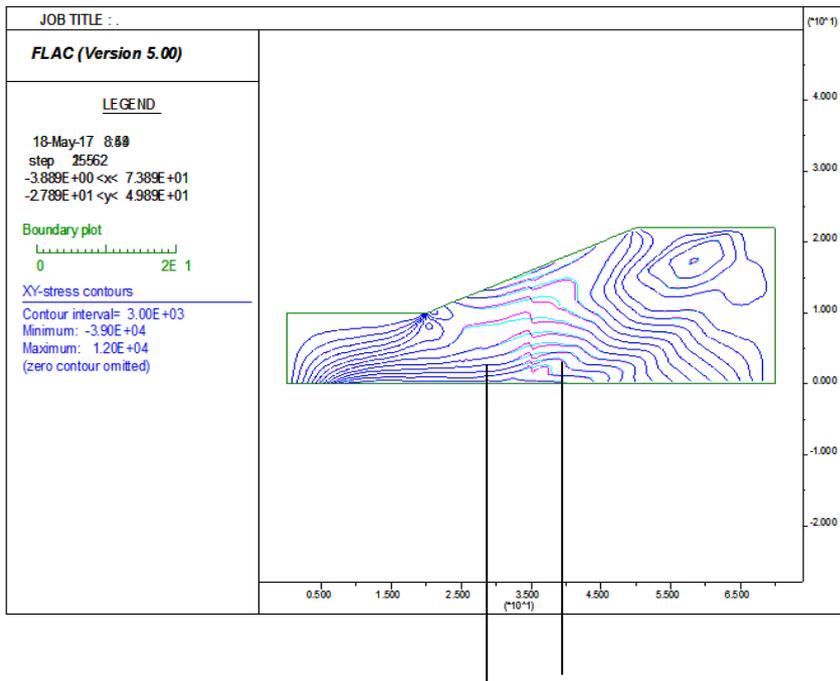


Figure III- 21 : Zone d'influence des pieux cas C2d1

La zone est comprise entre les abscisses 29 m et 40 m approchée en fonction de D à $10D$ de part et d'autre du pieu

Une légère dissymétrie est constatée, la partie en aval de la zone influencée est plus étalée que la partie amont, mais elle est grossièrement négligeable

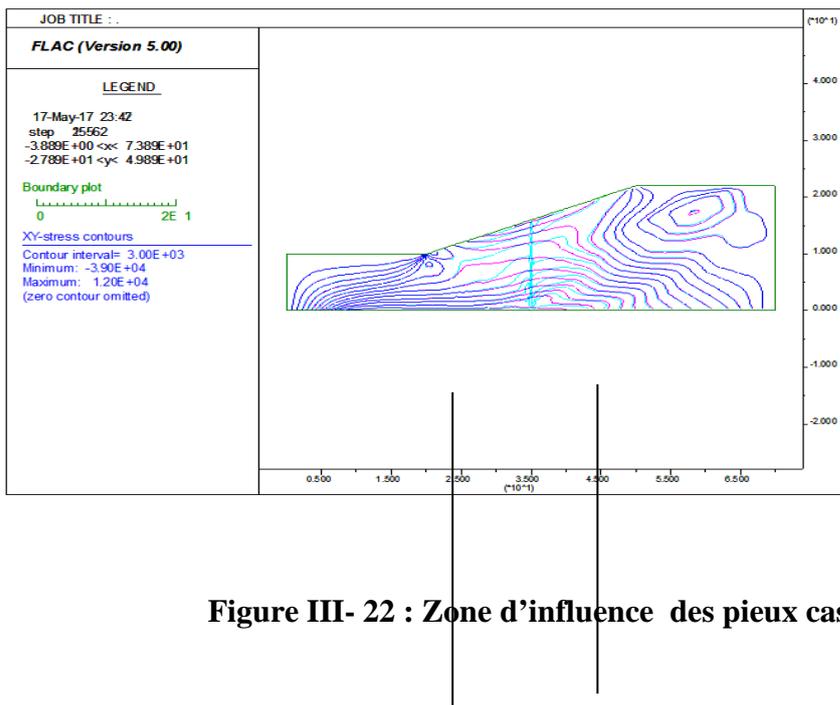


Figure III- 22 : Zone d'influence des pieux cas C2d2

La zone est comprise entre les abscisses 24 m et 45 m approchée en fonction de D à $10D$ de part et d'autre du pieu

On conclut que les caractéristiques C et j du sol n'ont pas d'effet significatif sur la largeur de la zone d'influence de la série de pieux.

III-4-2 Détermination détaillée de la largeur d'influence :

Dans l'étude grossière nous avons considéré la zone d'influence des pieux en dehors de laquelle les iso contraintes n'ont subi aucune modification. Pour déterminer la largeur de la zone d'influence efficace, c'est-à-dire celle pour laquelle les modifications apportées aux contraintes sont significatives examinons en détail pour le cas $\phi 1d1$ la variation que subit la contrainte en un ' $j=27$ ' de la grille du maillage en fonction de la distance à la série de pieux ' i ' (l'emplacement du pieu correspond à $i=71$)

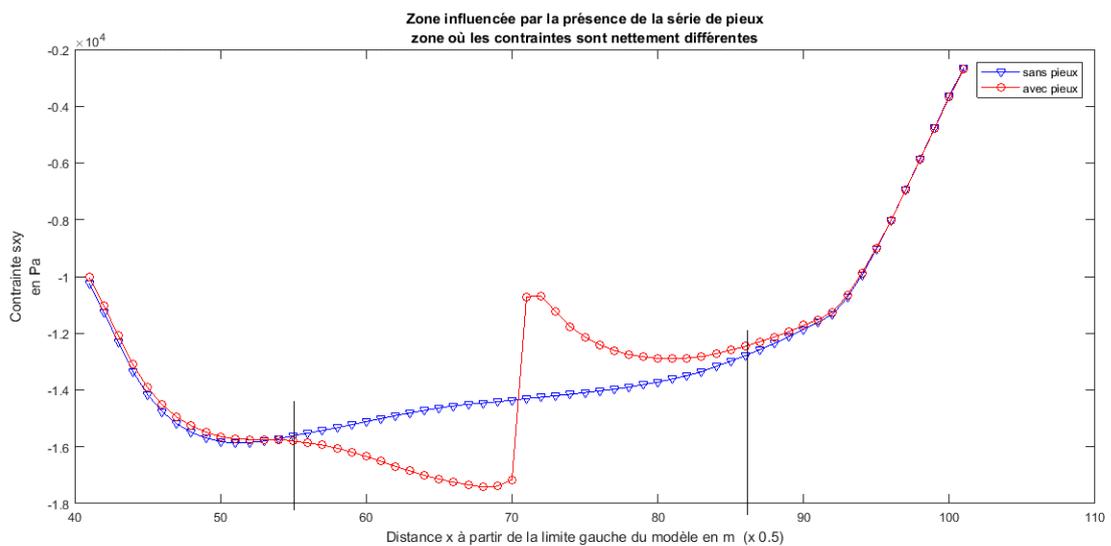


Figure III- 23 : Zone d'influence de la série de pieux

Comme le montre la figure ci-dessus, les deux courbes (variation de la contraintes s_{xy} en fonction de la distance x des pentes sans et avec pieux) sont totalement confondues au-delà de la zone comprise entre $i=52$ et $i= 88$, i.e entre $x= 26$ et 44 , mais le décalage entre les deux courbes reste faible sur une certaine largeur aux extrémités de cette zone, sur la figure on a limité la zone efficace par deux lignes verticales d'abscisses $i=56$ et 84 correspondant à une différence relative maximale = 0.05 ce qui donne une largeur efficace de la zone d'influence de $(71-56)/2= 7.5D$ ou $(84-71)/2=7.5D$ de part et d'autre de la série de pieux

III-5 Conclusion :

Les résultats obtenus de l'étude menée dans ce chapitre montrent que les caractéristiques du sol sont peu influentes sur la largeur de la zone influencée par la présence de la série de pieux. La largeur efficace en négligeant les faibles différences relatives ne dépassant pas 5% entre les contraintes dans la pente sans pieux et dans la pente avec pieux est estimée en fonction du diamètre des pieux à $7.5D$ de part et d'autre de la série de pieux.

CONCLUSION GENERALE :

Le travail effectué dans ce mémoire nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- L'utilisation de pieux pour améliorer la stabilité des pentes a montré son efficacité dans plusieurs cas pratiques. Toutes les méthodes utilisées pour l'analyse de la stabilité de telles pentes ont prouvé que la présence des pieux dans le sol de la pente améliore la stabilité, et le facteur de sécurité se trouve augmenté, les différents auteurs ont expliqué cette amélioration par le fait que le sol entre pieu se comporte comme une voûte qui prend appuis sur les pieux de renforcement.
- Plusieurs approches ont été utilisées pour évaluer la performance et la conception des pieux de renforcement des pentes instables.: Les méthodes classiques de l'équilibre limite et de l'analyse limite qui suppose un déplacement rigide d'une partie de sol par rapport à une autre partie ; les méthodes numériques (MEF et MDF) basées sur la réduction de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à la rupture.
- Les recherches présentées dans l'étude bibliographique ont montré que :
 - L'espacement efficace des pieux dans une série de pieux est $<4D$, la zone d'influence des pieux est $5D$.
 - Qu'au sujet de l'emplacement les résultats sont moins concordants, mais la majorité prescrivent le milieu de la surface de glissement comme emplacement maximal, certaines de ces études préconisent de décaler cet emplacement vers le tiers supérieur de la pente pour les pentes plus raides.
 - Que la rigidité des pieux est peu influentes sur la stabilité.
- Les résultats obtenus de l'étude ont montré que :
 - Les caractéristiques du sol sont peu influentes sur la largeur de la zone influencée par la présence de la série de pieux
 - La largeur efficace, en négligeant les faibles différences relatives ne dépassant pas 5% entre les contraintes dans la pente sans pieux et dans la pente avec pieux, est estimée en fonction du diamètre des pieux à $7.5D$ de part et d'autre du pieu

- [1] G.Philipponant. B.Hubert, Fondations et ouvrages en terre. Livre. Edition 5. Eyrolles(2005).
- [2] J.Costet, G.Sanglerat, Cour pratique de mécanique de sol, Tom 2, Calcul des ouvrages,Livre, Edition 3,dunad (1983)
- [3] Kamal BELHADJ. Méthodes de Confortement des Pentés Instable Application au déblai PK34. (2011).
- [4] G.SANGLERAT Problème mécanique des sols et de fondation
- [5] Reiffsteck Ph. LCPC div. MSRGI sec. CSOG .Mécanique des Sols Avancée- Stabilité des pentes.
- [6] : ABDELKADER BENAÏSSA .Les glissements de terrain (calcul de la stabilité).
- [7] LCPC (Février) (guide technique) Stabilisation des glissements de terrain
- [8] I-hsuan Ho, Optimization of pile reinforced slopes using finite element analyses. (2009).
- [9] Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers (Glissements de terrain Processus).
- [10] Mendjel Djenatte, analyse inverse dans le calcul géotechnique-application au calcul de la stabilité des talus-, thèse doctorat, université badji-mokhtar- Annaba (2012).
- [11] Lee CY, Hull TS, Poulos HG. Simplified pile-slope stability analysis. Comput Geotech (1995);17(1):1–16.
- [12] FLAC .Fast Lagrangian Analysis of Continua, user's manuals, version 3.3, Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis. (1995).
- [13] W.B. Wei, Y.M. Cheng .Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles. Computers and Geotechnics 36 (2009).
- [14] Limit Analysis versus limit equilibrium for slope stability By H.S.YU, Membre ; ASCE,R.Salgado , Associate –Membre ,ASCE, s.w.sloan , and J.M.KIM
- [15] Stability analysis of slopes reinforced with piles

[16] E. Ausilio*, E. Conte, G. Dente Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria, 87036 Rende, Cosenza, Italy

[17] Received 18 August 2000; received in revised form 22 March 2001; accepted 29 March 2001

Résumé :

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objectif la détermination de la largeur efficace de la zone influencée par la présence des pieux de stabilisation.

Une analyse des contraintes de la pente sans et avec renforcement en faisant varier les caractéristiques du sol e des pieux a été effectué à l'aide du logiciel Flac 2D

La comparaison des contraintes développées dans le sol des pentes sans et avec pieux a permis d'estimer la largeur d'influence de la série de pieux à $7.5D$ de part et d'autre des pieux

Mots clés : Glissement ,stabilité, pente, pieux, la zone influencée, iso contrainte FLAC.