

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

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 pratique, 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 objectif de l'étude :

La répartition efficace des séries de pieux, offrant une stabilité optimale à la pente traitée, est un domaine de recherche important.

Et dans ce cadre que s'inscrit ce travail dont le but est d'analyser le comportement en contraintes et déformations du sol de la zone de sol situé entre deux séries de pieux et d'examiner l'effet de l'interférence des réponses de sols autour de chaque série.

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

La présente introduction générale : décrivant la problématique et donnant la structure du mémoire

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain: dans lequel nous avons présenté 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) suivie d'une étude bibliographique sur le renforcement des pentes

et talus par des pieux.

Chapitre II : Ch2 Etude bibliographique sur la stabilisation des pentes par les pieux: 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 zone entre les séries de pieux de la pente :

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 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, il est impératif la connaissance approfondie de leurs types, les causes qui favorisent leur survenue, les méthodes nécessaires pour les quantifier ainsi que les techniques et mesures préventives ou de réparation à apporter.

Dans ce chapitre, une présentation sommaire du risque de glissement est donnée (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) suivie d'une étude bibliographique sur le renforcement des pentes et talus par des pieux.

I-1-1 Définition et classification des mouvements de terrain :

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 comme les glissements, les affaissements et les tassements, et d'autre Part, des événements plus rapides et discontinus, comme les effondrements, les éboulements et les chutes.

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 un 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 écroulements :

Les écroulements 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 écroulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises (calcaire, roches cristallines et cristallophylliennes).

1-1-1-2 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 [19]

1-1-1-3 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.

1-1-1-4 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.

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°/50°) 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.

1-2 Les glissements de terrain :

1-2-1 Définition

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.

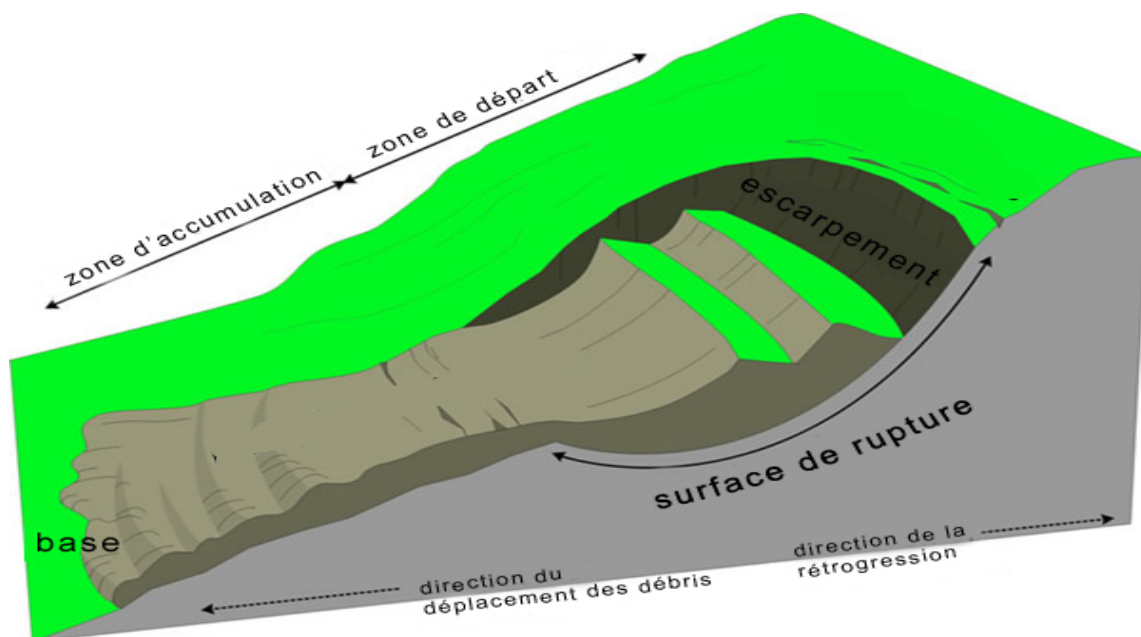


Figure 1.1 : Glissement de terrain.

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 des pressions interstitielles, etc.) ;
- Les terrassements ;

- L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges) ;
- Les accélérations produites par des séismes.

1-2-2 Types d'un glissement de terrain :

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.

1-2.2-1 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.

1-2-2-2 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.

1-2-2-2-1 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.

1-2-2-2-1 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.

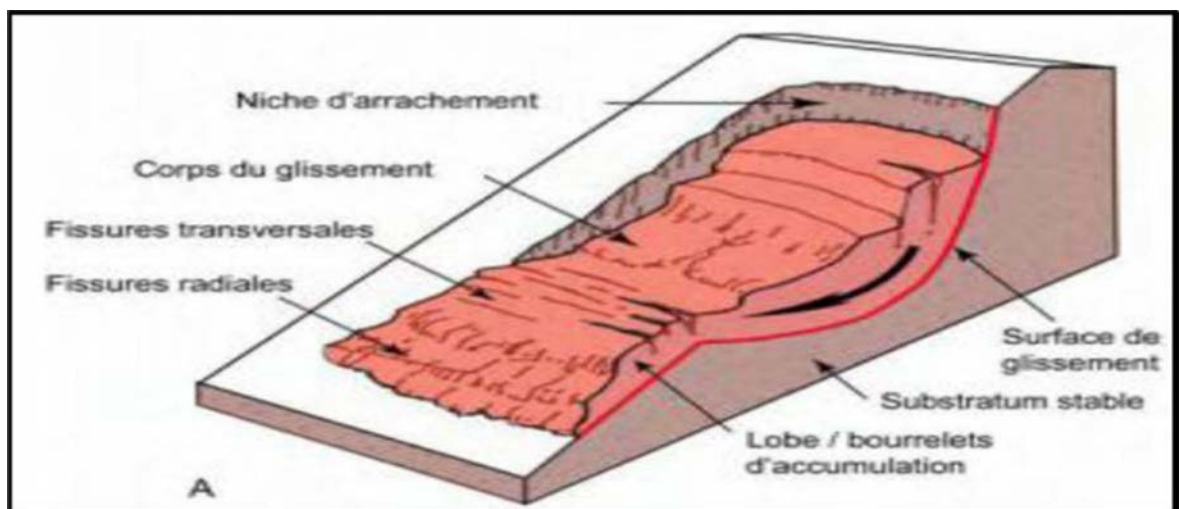
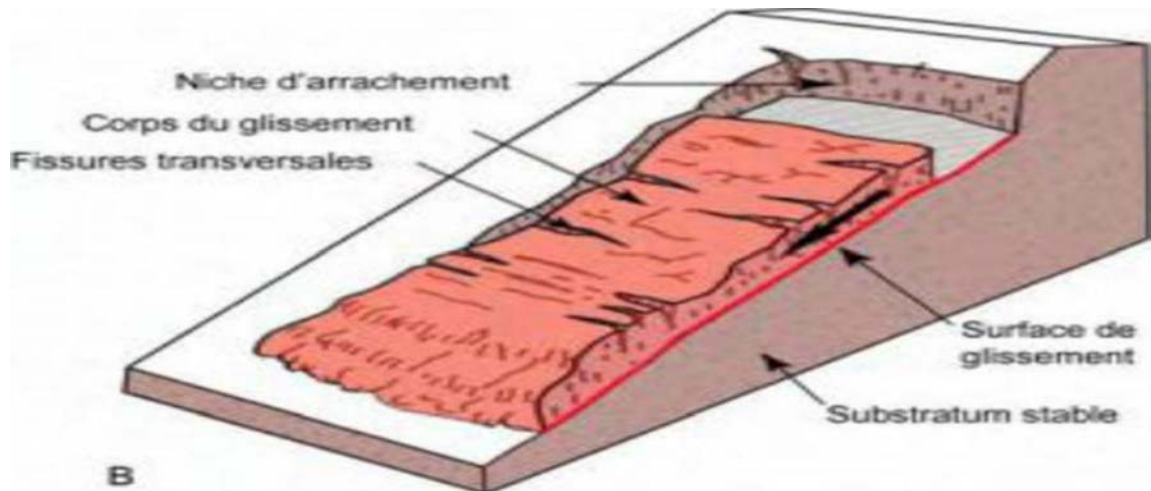


Figure 1-3 : Glissements rotationnel. [9]

Glissements rotationnel et plans (modifié d'après Varnes, 1978 ; USGS, 2004) [9]



L'Aspect général des glissements rotationnels peut être schématisé de la façon suivante:

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 1-6) :

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

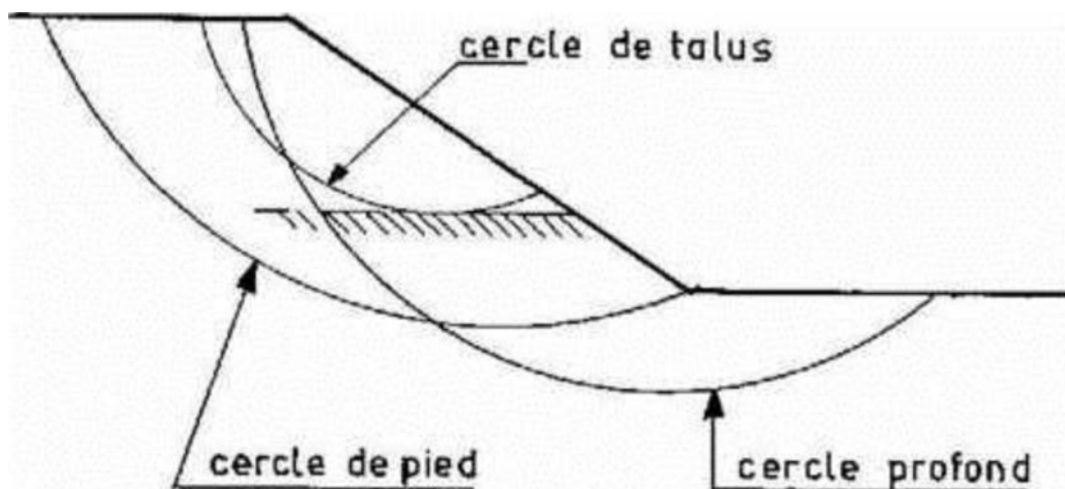


Figure 1-6 : Différentes formes du cercle de rupture.

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.

1-2-3 Principales causes des glissements de terrain :

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de : **1-**

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 long terme ;
- La résistance au cisaillement résiduelle.

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables (marnes oligocènes du bassin de la Limagne, argile des Flandres, marnes du Keuper, argile du lias, etc.), 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 hydraulique 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.

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:

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau (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.

> Les actions anthropiques :

Ce sont les actions externes apportés par l'homme, et qui sont susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, et qui résultent principalement de la modification de la géométrie, de chargements et de déchargements

Par exemple, la construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, aussi l'action de raidissement d'une pente de talus joue défavorablement sur la stabilité de ce dernier.

1-3 Calcul de la Stabilité des pentes :

1-3-1 Généralités

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

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

La stabilité des pentes peut être améliorée avec différentes manières : aplatissage de la pente en modifiant la géométrie extérieure du sol (terrain), en effectuant un drainage extérieur, en utilisant des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement tels que des murs de soutènement ou des pieux. La première solution mène à la réduction des forces qui provoquent le glissement ; les autres solutions, mènent en général à l'augmentation des forces de résistance.

2 Notion de coefficient de sécurité

1-3-2-1 Définition :

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_s est défini par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (1.1)$$

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 (1) peut être exprimée comme :

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

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 (1.1) est écrite comme :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \phi}{F_s} \quad (1.3)$$

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 (1) est écrite en termes effectifs, comme suit

$$: \quad (1.4)$$

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

I-3-2-2 Calcul du coefficient de sécurité :

Considérons un élément carré d'unité ($dx = dy = 1$) exposé aux contraintes normales σ_1 et σ_2 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 τ_f et la contrainte normale mobilisée σ_f au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ_1 et σ_3 . [8]

Contrainte normale au plan de rupture :

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \quad (4)$$

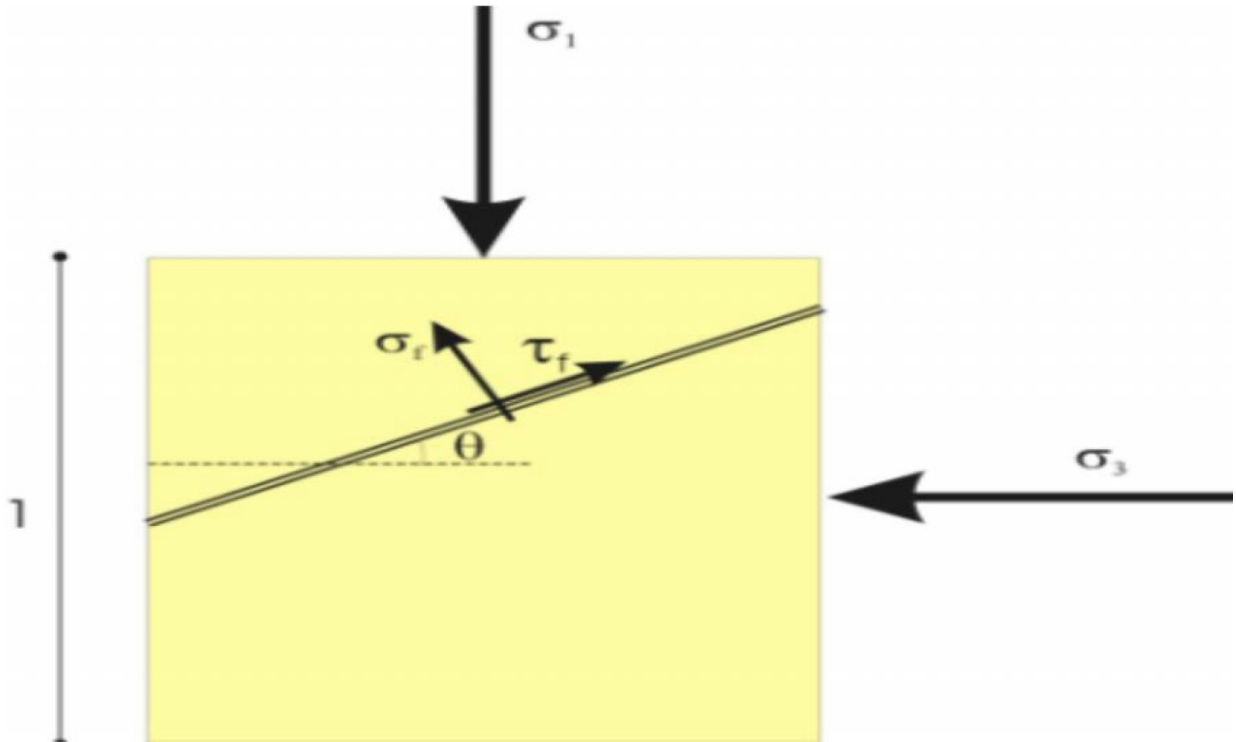


Figure I-7 : Calcul du coefficient de sécurité

Contrainte tangentielle au plan de rupture

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

On définit le facteur de sécurité FS comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la contrainte de cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité que dispose le terrain sous cette sollicitation (σ_1 ; σ_2) et en fonction du critère de rupture (c , f).

FS = Résistance au cisaillement disponible / Contrainte de cisaillement mobilisée

Donc, on peut écrire:

$$FS = \frac{c + \sigma_f \cdot \tan \varphi}{\tau_f}$$

(1.6)

En remplaçant les équations (1.4) et (1.5) dans l'équation (1.6), on trouve

$$\frac{c + \left(\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \right) \tan \varphi}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta} \quad (1.7)$$

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 $45 + \varphi / 2$ dans la relation (1.8), nous trouvons :

$$F_S = \frac{\tau_m}{\tau_d} \approx \frac{[c/\tan\varphi + 0.5 \times (\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sin\varphi] \tan\varphi}{0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \cos\varphi}$$

-3-2-3 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Le facteur de sécurité minimal F_S 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 drainée 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 F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent.

FS	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

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.

1-3-3 Classes de méthodes de calcul de la stabilité des pentes :

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 1-8).

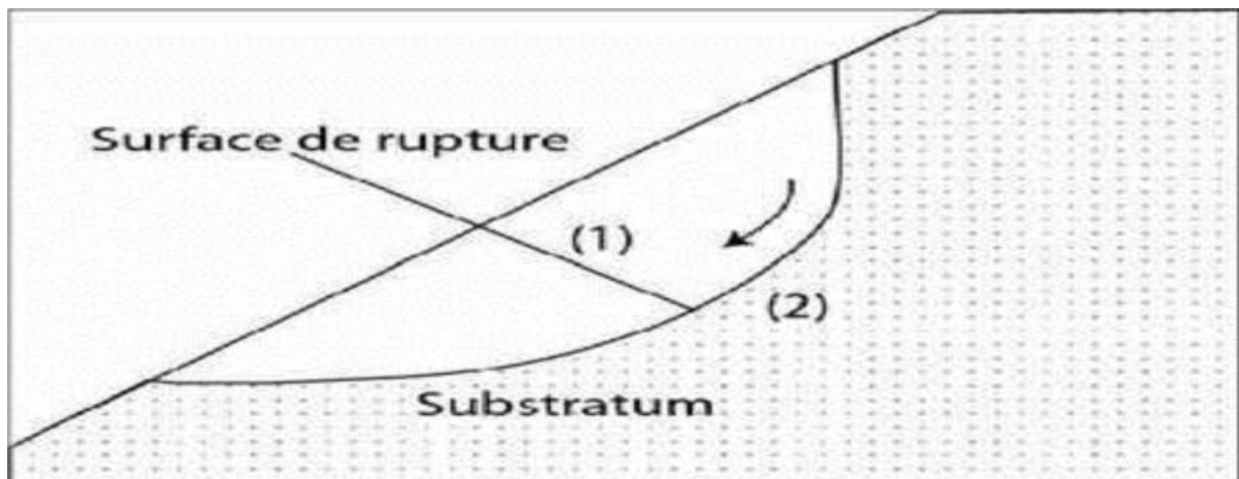


Figure 1-8 : Surface de rupture

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

- Les méthodes classiques basées sur l'équilibre limite et de l'analyse limites, La méthode de l'analyse limite (LAM) qui est une approche cinématique faisant pour un champ de vitesses admissible l'équilibre entre les puissances des forces stabilisantes et des forces motrices e;
- Les méthodes de la réduction de la résistance au cisaillement (Shear strength réduction method SSR) utilisées par les codes utilisant la méthode des éléments finis ou celle des différences finies est mise au point pour l'étude de la stabilité des pentes renforcées ou non par pieux.

1-3-3-1 Méthode de l'équilibre limites pour l'étude de pentes renforcées par pieux :

1-3-3-1-1 Principes de la méthode :

Les méthodes dites d'équilibre limite sont très nombreuses, mais elles sont toutes basées sur le déplacement rigide d'une partie du sol de la pente par rapport à une autre selon une surface critique de glissement, la mise en équations entre les variable est facile ; mais, sauf

pour les cas les plus simples, le nombre des variables est bien supérieur au nombre d'équations.

Pour pouvoir résoudre le problème, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires simplificatrices, de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande

considérée. Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité $F S$ est minimal.

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe.

Pour évaluer la stabilité des pentes par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de $F S$ et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

Ces méthodes sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb.

Ces hypothèses fortes des calculs à l'équilibre limite, distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas:

- Le calcul d'équilibre est fait à la rupture;
- Les équations résolvantes sont des équations de la statique;
- Le coefficient de sécurité $F S$ est spatialement bien déterminé (on peut considérer par exemple $F S$ constant partout).

1-3-3-2 Méthodes des tranches dans le calcul à l'équilibre limite:

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales (figure 1-10) a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes.

Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs:

- les bords des blocs sont devenus verticaux;
- Le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de cette

base;

- Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

Ces méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche, le dénombrement des inconnues et des équations du problème permet de comparer facilement les méthodes.

Par tranche, il y a les forces situées à droite et à gauche (deux forces et leurs points de passage, soit $6n$ inconnues, n est le nombre des tranches), les forces à la base $2n$ inconnues, et le coefficient de sécurité qui est pris constant le long de la courbe de rupture, ce qui fait au total $8n+1$ inconnues. Le principe d'action et de réaction entre tranches fournit $3(n-1)$ équations, l'équilibre de chaque tranche $3n$ équations ; on a aussi n équations de type Coulomb à la base des

tranches et les 6 équations correspondant à des forces nulles aux extrémités du glissement, ce qui fait au total $7n+3$ équations. Il manque $(n-2)$ équations pour résoudre. Le choix de ces $(n-2)$ équations différencie les méthodes.

1-3-3-2-1 Hypothèses utilisées dans la méthode des tranches

Pour pouvoir résoudre le système il faut faire des hypothèses supplémentaires soit :

1. Sur les efforts inter tranches:
 - Méthode de Fellenius.
 - Méthode de Bishop.
2. Sur la ligne de poussée:
 - Méthode de Jumbu.
3. Sur l'orientation des efforts inter-tranchent :
 - Méthode de Spencer.
4. Sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement :
 - Méthode des perturbations.

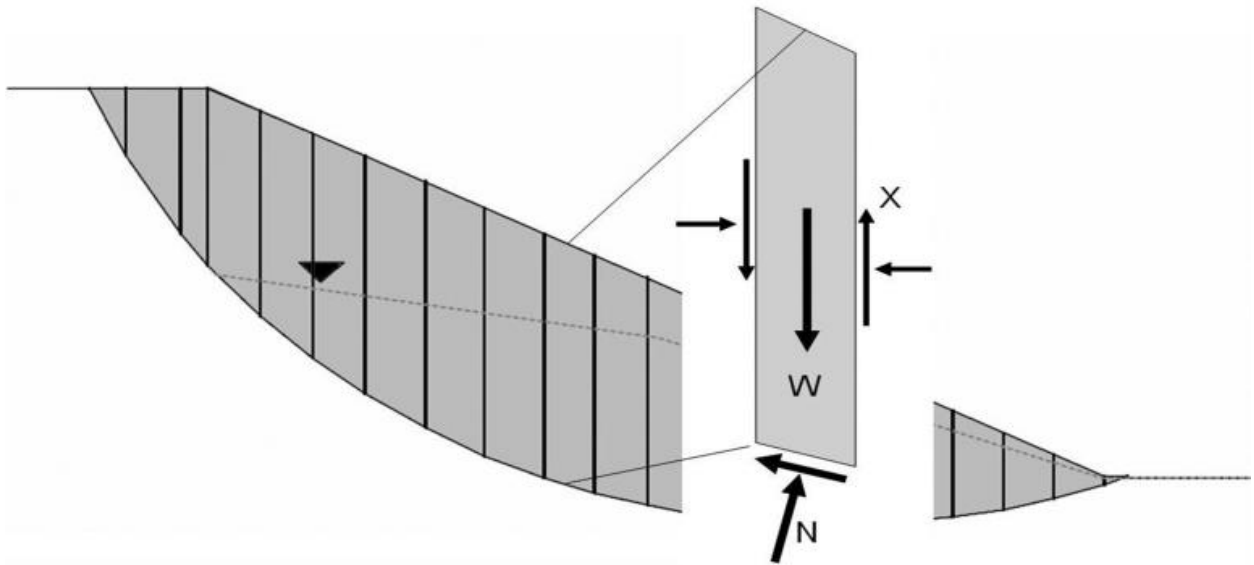


Figure I-9 : Méthode de tranche.

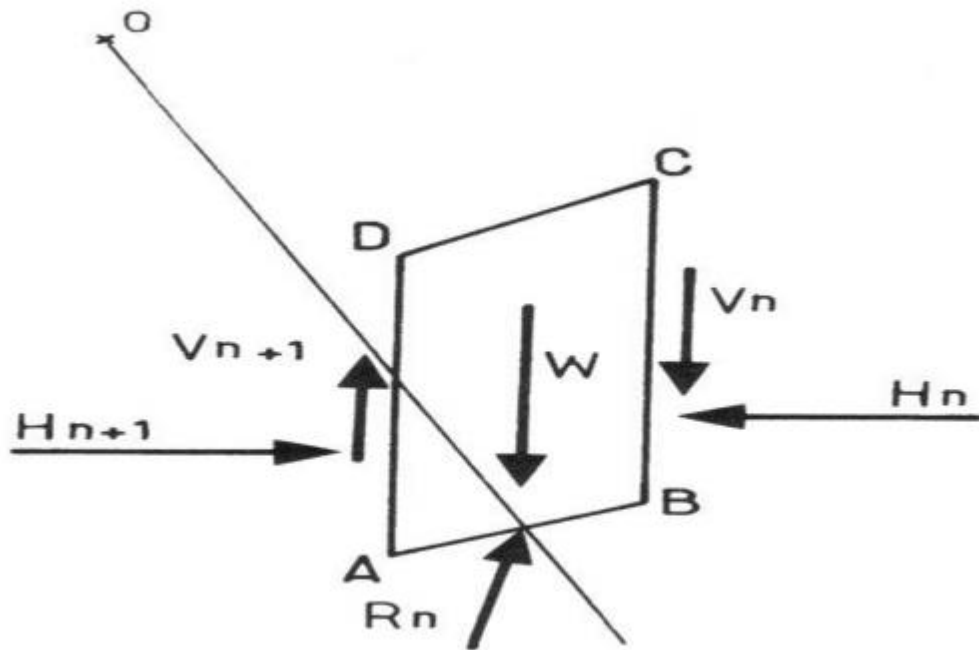


Figure I-10 : Les inconnues d'une méthode des tranches.

Le tableau ci-dessous résume les différentes méthodes de l'équilibre limites basées sur la méthode des tranches avec les hypothèses considérées pour chacune d'elles:

La Méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibre	Les inconnus recherchés	Remarques
Fellenius (1927)	<ul style="list-style-type: none"> • La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. 	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement.	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. 	<ul style="list-style-type: none"> • Moins précise • sûre pour des sols homogènes seulement.
Bishop simplifiée (1955)	<ul style="list-style-type: none"> • La surface de rupture est circulaire • Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches). 	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement. Σ des forces dans le sens vertical.	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture. 	<ul style="list-style-type: none"> • plus précise que celle de Fellenius • le calcul se prête bien au traitement par ordinateur.
Spencer (1967)	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche. 	Σ Moments de n'importe quel point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des forces inter-tranches (δ). • Résultante des forces inter-tranches (Z). • Emplacement des forces latérales. 	<ul style="list-style-type: none"> • précise • Applicable à toutes les géométries et types de sol.

<p>Morgenster n et Price (1965)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter tranche de cisaillement sont Liée au forces normale par: $= \int f(x)E.$ • La force base de la tranche. 	<p>Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (k). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée). 	<ul style="list-style-type: none"> • précise • applicable à toutes les géométries et types de sol.
<p>JANB U (1956)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • glissement quelconque • les forces entre les tranches sont horizontales. 	<p>γ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. 	

1-3-3-3 Méthode de l'analyse limite pour l'étude de pentes renforcées par pieux :

1-3-3-3-1 Analyse limites des pentes sans pieux :

Dans l'analyse limite, la solution d'un problème de stabilité de la pente est habituellement exprimée soit en termes de la hauteur critique de pente ou d'une charge limite appliquée sur la partie du pieu au-dessus de la surface de rupture.

S'il n'y a aucun chargement, la rupture peut-être provoqué par le poids du sol lui-même.

L'analyse de la stabilité de la pente est traditionnellement formulée en termes de facteur de sécurité par rapport des paramètres au sol, ce qui est analytiquement définis comme

$$F_s = \frac{c}{c_n} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m} \quad (1)$$

FS indique où le facteur de sécurité; c et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol; c_m et ϕ_m sont la cohésion et l'angle de frottement mobilisés. En d'autres termes, FS est définie comme étant le facteur par lequel les paramètres du sol devraient être divisés pour donner déclencher le début de du glissement.

Le mécanisme cinématiquement admissible considéré dans cette méthode est représenté sur la Figure (I.11), où la surface de glissement est décrite par l'équation 'log-spirale

$$r = r_0 e^{(\theta - \theta_0) \frac{tg\phi}{FS}} \quad (2)$$

Où r_0 = rayon initial de la spirale logarithmique correspondant à l'angle θ_0 , La masse de sol à défaut tourne comme un corps rigide autour du centre de rotation avec une vitesse angulaire $\dot{\omega}$. C mécanisme, précédemment considéré par Chen, est géométriquement définie par les angles β , θ_0 , θ_h et l'angle de frottement de la résistance au cisaillement mobilisée $tg\phi/FS$, la géométrie de la pente est spécifiée par la hauteur H , α et β les angles, qui sont également indiqué dans la Figure(I.11).

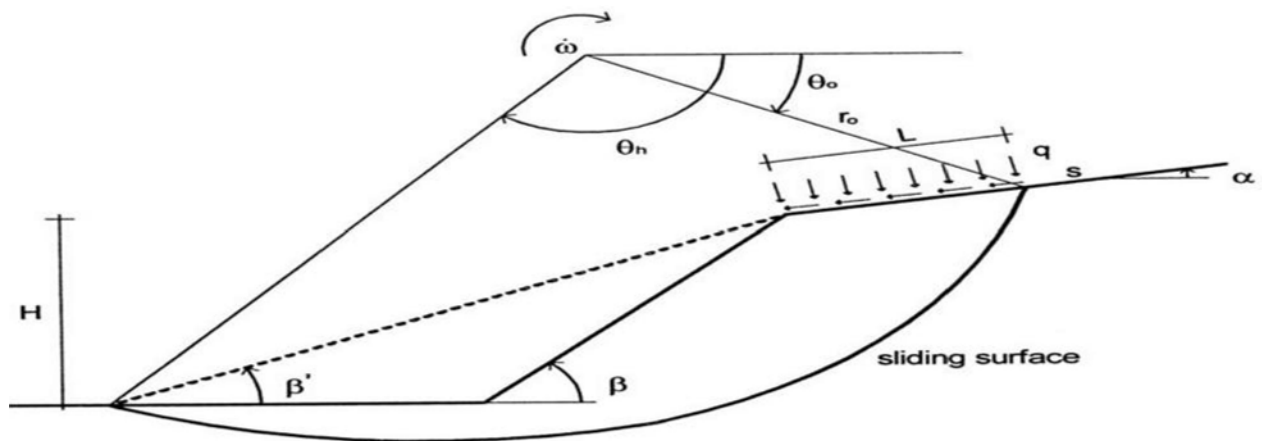


Fig.(I.11) : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente

Le taux de travail externe est dû à poids du sol et aux surcharges Q . Ces deux composantes du taux de travail externe sont indiqués dans cette étude comme W et Q : respectivement. Le taux de travail en raison du poids du sol prend la forme.

$$\dot{W} = \gamma r_0^3 \dot{\omega} [f_1 - f_2 - f_3 - f_4]$$

où γ est le poids unitaire du sol; les fonctions f_1 - f_4 dépendent des angles θ_0 , θ_h , α , β et β_0 , et l'angle de frottement de la résistance au cisaillement mobilisée. Les expressions de f_1 - f_4 peuvent être trouvées dans plusieurs ouvrages. Dans la dérivation de l' Eq. (3), il est supposé que la surface de glissement passe au-dessous de la base de la pente (Fig.2). Toutefois, pour le

cas dans lequel la surface de glissement passe par le pied de la pente, la même expression pour W : peut être utilisé à condition $f_4=0$ et $\beta_0= \beta$.

Lorsque la pente est soumise à une surcharge, comme le montre la Figure I-10, le taux de travail effectué par cette charge est :

$$Q' = q L \dot{\omega} \left[r_0 \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{L}{2} \right] + s L \dot{\omega} r_0 \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (4)$$

Où L : est la distance entre la surface de rupture à la partie supérieure de la pente et le bord de la pente (Fig.I-7); q = surcharge de traction normale appliquée et s est la surcharge et tangentielle appliqué.

Pour le mécanisme bloc rigide considéré, la seule dissipation d'énergie a lieu le long de la surface de glissement. Le taux de dissipation d'énergie, \dot{D} ; peut être écrit comme suite :

$$\dot{D} = \frac{c r_0^2 \dot{\omega}}{2 t g \varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{t g \varphi}{F S}} - 1 \right] \quad (5)$$

En égalisant à la limite de rupture le taux de travail externe au taux de dissipation de l'énergie, nous avons

$$\dot{W} + \dot{Q} = \dot{D} \quad (6)$$

Le remplacement dans cette dernière équation par les expressions W : Q : et D : donne

$$\gamma \frac{H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + q B \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + s B \sin(\theta_0 - \alpha) = \frac{c}{2 t g \varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{t g \varphi}{F S}} - 1 \right] \quad (7)$$

$$A = \frac{\sin \beta'}{\sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{t g \varphi}{F S}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (8)$$

$$B = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin(\theta_h + \alpha) \sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (9)$$

Les quantités A et B peuvent être liées à H et L, respectivement, de la manière expressions suivante :

$$H = A r_0 \quad (10)$$

$$L = B r_0 \quad (11)$$

Où la distance L est indiquée dans la figure 2.

Pour une valeur de FS donnée, une limite supérieure pour la hauteur de la pente est obtenu en résolvant l'équation.(7), à savoir :

H

$$= \frac{A}{\gamma} \frac{c}{2 tg\varphi} \left[\frac{e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - 1 - q B \left[\cos(\theta_0 - \alpha) - \frac{B}{2} \right] - s B \sin(\theta_0 + \alpha)}{f_1 - f_2 - f_3 - f_4} \right]$$

La borne supérieure de H peut être trouvé en minimisant la fonction $H = f(\theta_0; \theta_h; \beta')$ par rapport à $\theta_0; \theta_h$ et β' . Les angles ainsi obtenus définissent la surface de glissement potentiel. En outre, en remplaçant ces angles dans l'équation. (12) la hauteur critique de la pente est déterminée. Ceci est la hauteur maximale à laquelle il est possible pour la pente reste stable avec la valeur de FS supposé où H désigne la hauteur réelle de pente. Dans l'équation. (13), les quantités inconnues sont $\theta_0; \theta_h; \beta'$ et FS. Par conséquent, la solution de l'équation. (13) donne à la fois les valeurs de FS et la position de la surface de glissement potentiel. La vraie valeur du coefficient de sécurité pourrait alors trouvé par une procédure itérative dans laquelle les paramètres de résistance de sol sont progressivement modifiés en fonction de l'équation. (2), jusqu'à ce que la hauteur critique est égale à la hauteur réelle la Pente.

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \beta'} = 0 \\ H = H_{\text{actual}} \end{cases} \quad (13)$$

L'approche cinématique de l'analyse limite est utilisée aussi pour l'analyser de la stabilité des pentes renforcées avec une rangée de pieux.

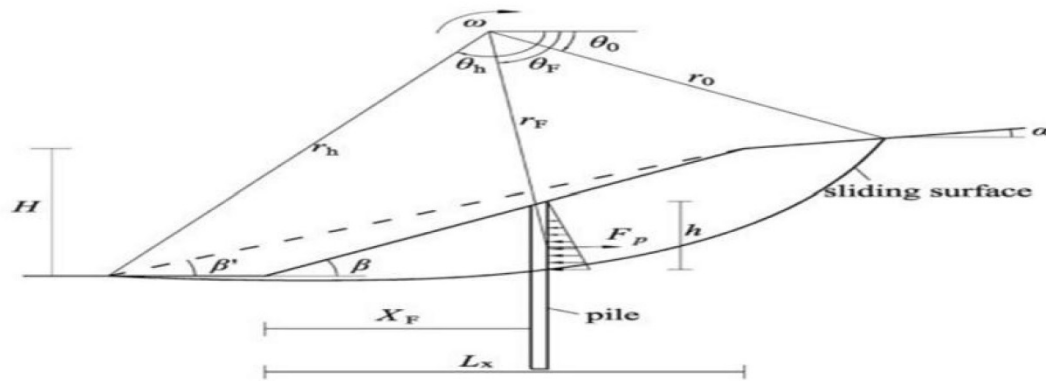


Fig.(I.12) :Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente renforcée avec une rangée de pieux.

Dans ce cas le taux de travail extérieur est toujours obtenu par l'équation 1, Alors que le taux de dissipation d'énergie est composé de deux parties:

Celle due à la résistance du sol qui peut être écrite sous la forme

$$D_1 = C r_0^2 \omega \quad (1)$$

Et celle due à la présence du pieu prise en compte par la force latérale est supposé être appliqué à la masse de sol au-dessus de la surface de rupture. Ainsi, le taux de la dissipation d'énergie par des piles peut être calculé comme suite :

$$D_2 = F_p \sin \theta_f r_f \omega \quad (2)$$

Où F_p est la force exercée sur la largeur de l'unité de glissement masse par les pieux, r_f est le rayon de la rotation sur le centre, et l'angle θ_f spécifie la position de la conservant pieu Le taux total de la dissipation de l'énergie est donnée par la somme de D_1 et D_2 . Par conséquent, en égalisant le taux de travail externe au taux de dissipation de l'énergie la valeur de la force F_p dans les pieux est

$$F_p = \frac{8 r_0 (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) - c r_0^2 f r}{\sin \theta_f r_f} \quad (3)$$

L'équation (3) donne la force par unité de largeur de sol que doit être fourni par une rangée de pieux pour atteindre la valeur du facteur de sécurité de la pente. Dans l'équation. (3), F1-f5 sont fonctions de F, les propriétés du sol et la géométrie de la pente. Pour toute surface de rupture connu, le seules inconnues sont Fp et F .Si Fp est connu, le facteur de sécurité peut être obtenu. En considérant toutes les surfaces de glissement possibles, un facteur de sécurité minimum de la pente peut être trouvé.

La valeur de Fp est estimée en utilisant la théorie de la plasticité développée par Ito et Matsui, pour calculer les pressions des terres sur une rangée de pieux passives. Le sol autour des piles est supposé être dans équilibre plastique, satisfaisant le critère d'écoulement de Mohr-Coulomb la charge latérale agissant sur les piles peut être calculé indépendamment de l'état d'équilibre du pente. Selon ces hypothèses, la force latérale par unité d'épaisseur de la couche

$$\begin{aligned}
 P(Z) = c A \frac{1}{N\varphi \operatorname{tg}\varphi} \left\{ \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N\varphi \operatorname{tg}\varphi \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right] - 2 N\varphi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\varphi - 1 \right\} \frac{2\operatorname{tg}\varphi + N\varphi^{\frac{1}{2}} + N\varphi^{-\frac{1}{2}}}{N\varphi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\varphi + N\varphi - 1} \\
 - C \left(D_1 \frac{2\operatorname{tg}\varphi + N\varphi^{\frac{1}{2}} + N\varphi^{-\frac{1}{2}}}{N\varphi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\varphi + N\varphi - 1} - 2 D_2 N \varphi^{-\frac{1}{2}} \right) \\
 + \frac{\gamma z}{N\varphi} \left\{ A \exp \left[\left(D_1 - \frac{D_2}{D_2} \right) N\xi \cdot \operatorname{tg}\xi \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\pi}{4} \right) D_2 \right] \right\} \quad (4)
 \end{aligned}$$

Où D1 = centre-à-centre espacement entre les pieux
de sol agissant sur les pieux, p est estimée par l'équation suivante :

D2 = ouverture entre les piles,

D1-D2 = diamètre du pieu,

c = unité de masse de sol, z = profondeur de la couche de sol à partir de la surface du sol $N\varphi =$

$$\operatorname{tg}^2 = \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\pi}{2} \right) \text{ et } A = D1 \left(\frac{D1}{D2} \right)^{N\varphi^{\frac{1}{2}} \operatorname{tg}\varphi + N\varphi - 1} \quad (5)$$

La force latérale totale agissant sur le pieu en raison de la déformation plastique de la couche du sol, Fp, Peut être obtenue en intégrant l'équation. (5) le long de la profondeur du pieu au-dessus de la surface de glissement.

Comme la valeur de Fp est en relation avec la longueur des pieux entre la surface de rupture et la surface du sol, à chaque fois qu'une nouvelle surface est sélectionnée, la valeur de

la force F_p est calculée en fonction de la surface de rupture. Cette force est alors utilisée dans l'équation. (3) afin de déterminer un nouveau facteur de sécurité [5].

I-3-3-3 Les avantages et Les inconvénients de la méthode d'analyse limite :

► Les avantages :

Les avantages d'une approche des éléments finis à l'analyse de la stabilité des pentes sur les méthodes de l'analyse limite traditionnelles peuvent être résumés comme suit:

1. Aucune hypothèse ne doit être faite à l'avance sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture. L'échec survient «naturellement» à travers les zones au sein de la masse de sol dans lequel la résistance au cisaillement des sols est incapable de résister aux contraintes de cisaillement appliquées.
2. Comme il n'y a pas de notion de tranches dans l'approche par éléments finis il n'y a pas besoin d'hypothèses sur les forces latérales de tranche. La méthode des éléments finis préserve l'équilibre global jusqu'à ce que "l'échec" soit atteint.
3. Si les données de compressibilité du sol réaliste est disponible, les solutions d'éléments finis donnent des informations sur des déformations au travail des niveaux de stress.
4. La méthode des éléments finis est capable de surveiller la défaillance progressive jusqu'à et y compris une insuffisance globale de cisaillement.

► Les inconvénients :

Les inconvénients majeurs d'utiliser cette approche sont récapitulés comme (1) les suppositions sont trop simples, (2) on ne considère pas de mécanismes d'interaction de structure de sol. [6]

I-3-3-4 Méthode de réduction de la résistance au cisaillement du sol :

I-3-3-4-1 Principe de la méthode :

Cette méthode, basée sur le calcul dans le domaine plastique du terrain de la pente, et la détermination des déplacements et des déformations en tout point du sol, et par la suite les contraintes de cisaillement développées, ce qui nécessite l'utilisation des approches numériques et qui justifie que cette méthode ne peut être utilisée qu'avec la méthode des différences finies ou des éléments finis avec un maillage approprié de la pente, la surface de glissement probable est celle correspondant aux points où les contraintes de cisaillement sont maximales,

Pour calculer le facteur de sécurité on diminue progressivement la résistance au cisaillement du sol jusqu'à la rupture, le facteur de sécurité local = la résistance du sol initial / la résistance du sol à la rupture, Le facteur de sécurité global de la pente est la moyenne de tous les facteurs de sécurité locaux de la surface de glissement.

I-3-3-4-2 Détermination du coefficient de sécurité :

L'évaluation du facteur de sécurité local en tout point de cette surface est effectuée en diminuant les caractéristiques de résistance du sol au cisaillement jusqu' à la rupture, le coefficient de sécurité dans ce cas est le rapport :

$$F = \frac{\text{Résistance du sol initial}}{\text{Résistance critique du sol donné rupture}}$$

Le coefficient de sécurité (FS) d'une pente du sol est défini ici comme le facteur par lequel les paramètres originaux de résistance au cisaillement doivent être divisés afin d'apporter la pente au point de rupture, les paramètres de résistance au cisaillement pris en compte c' et θ' sont donc donnée par:

$$r = c' / SRF$$

$$\phi = \tan^{-1} \frac{\tan \phi'}{SRF}$$

Où SRF "Strength Reduction Factor" est un "coefficient de réduction de résistance ". Cette méthode est appelée la technique de réduction de résistance au cisaillement" (par exemple. Matsui et 1992 San) et permet l'option intéressante d'appliquer des facteurs de réduction de force différents au c' et θ' . [7]

I-3-3-4-3 Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au cisaillement :

► Les avantages :

- ◆◆◆ Aucune hypothèse ne doit être faite à l'avance sur la forme ou l'emplacement de la surface de rupture. L'échec arrive "naturellement" par les zones dans la masse de sol dans

laquelle le sol dans lequel la résistance au cisaillement du sol est incapable de résister aux contraintes de cisaillement appliquées.

- Comme il n'y a pas de notion de tranches dans l'approche par éléments finis, il n'est pas nécessaire d'émettre d'hypothèses supplémentaires sur les forces latérales de tranche. La méthode des éléments finis préserve l'équilibre global jusqu'à ce que la rupture soit atteinte.
- Si des données réelles de compressibilité du sol sont disponibles, les solutions par éléments finis donnent des informations sur des déformations subies par le sol sous des contraintes données
- La méthode des éléments finis est capable de surveiller la rupture progressive jusqu'au bout y compris la rupture globale de cisaillement

► Les inconvénients :

Les principaux inconvénients de la méthode de réduction de la résistance au cisaillement est le temps de nécessaire à construire le modèle et à le résoudre cependant cette difficulté est largement dépassées par l'évolution et la baisse des coûts de matériel informatique. Un ordinateur de bureau avec un processeur standard suffisent pour des calculs d'ordre ordinaire.

Dans ce qui suit un résumé des travaux de recherche sur l'analyse des pentes renforcées par pieux sera donné suivi d'une présentation des principes, hypothèses et les points forts et faibles de chacune des deux méthodes : la méthode de l'analyse limite et celle de la réduction de la résistance au cisaillement.

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.

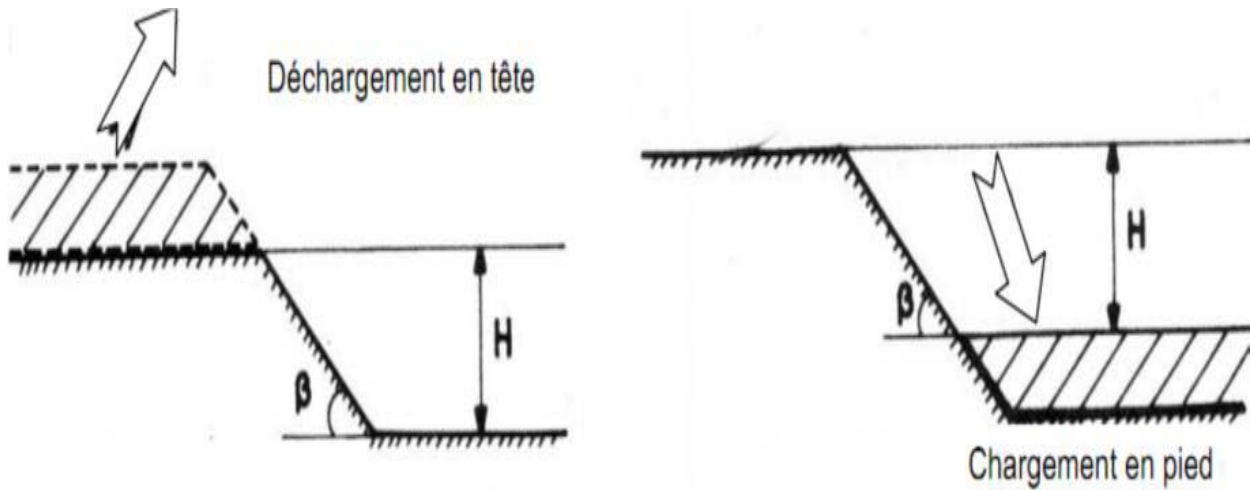


Figure I-13 : Diminution de la hauteur d'un talus de déblai.

Si l'on ne peut modifier la hauteur du talus, on peut alors essayer d'en abaisser la pente B par reprofilage (Figure 1.13). 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.

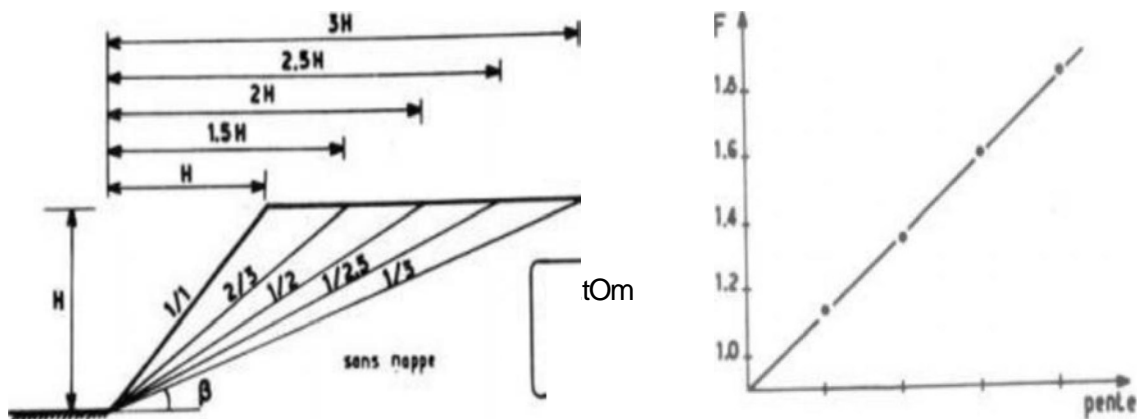


Figure 1-14 : Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité 1-

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 par 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 par 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-4-3 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 utilisée.

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.

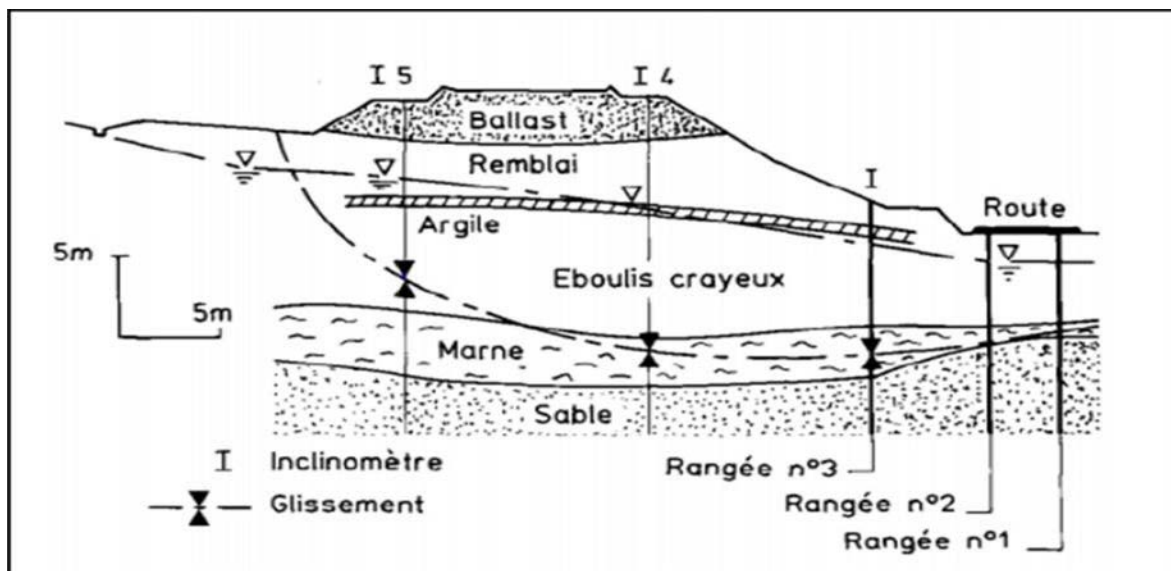


Figure 1-15 : Stabilisation par clouage du glissement de « la Membrolle » (d'après Cartier et Gigan, 1983)

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.

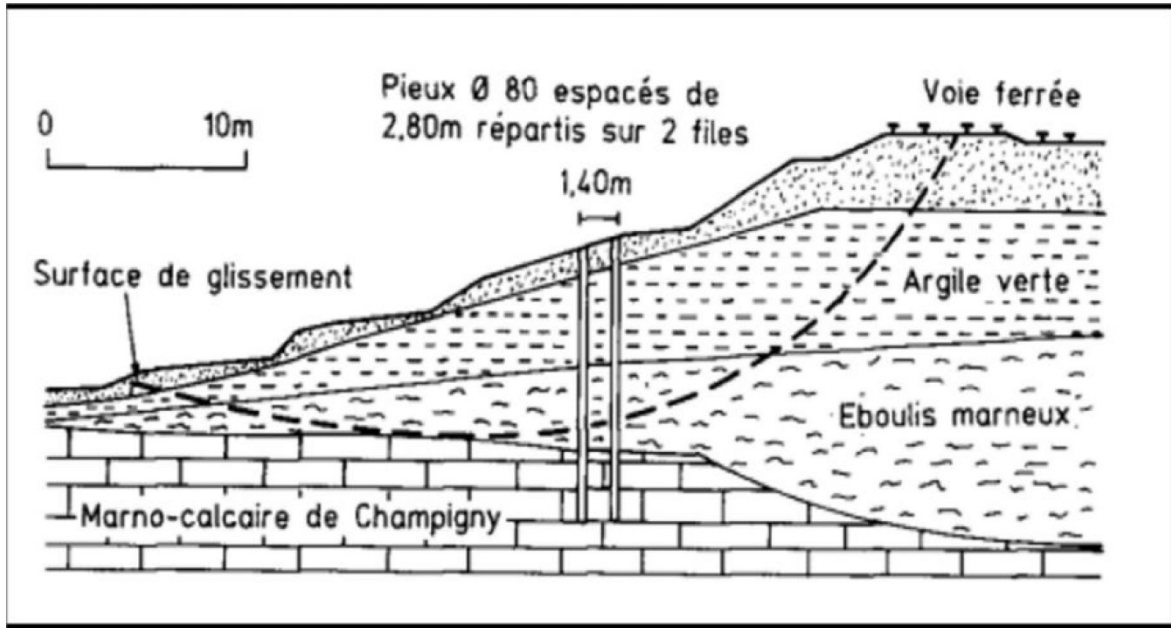
Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- 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 pressiomètre 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-16 : 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 incohérents et contradictoires.

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

1-6 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.

I-5-1 Etudes utilisant les méthodes de l'équilibre limite :

Pour ces méthodes le coefficient de sécurité du talus 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, l'utilisation des poutres sur appuis élastiques et d'autres formulations ont été utilisées.

En utilisant l'approche du cercle de glissement de la méthode de Bishop simplifiée, Ito et Al. (1965) ont déterminé que les pieux placés au milieu de la pente pouvaient fournir la force de cisaillement requise maximale sans prise en considération de l'interaction sol-pieu Ito et Matsui (1975) ont supposé pour étudier le problème de la stabilisation des pentes par une rangée de pieux que le sol entre pieux se comporte comme un bloc rigide à la rupture par cisaillement et ont proposé une formulation théorique d'évaluation de la force latérale s'exerçant sur le pieu. La grandeur de cette force est liée au mouvement du sol entourant le pieu. La formulation présentée par Ito et Matsui (1975) estime la valeur de la force latérale à l'état initial du mouvement de glissement de terrain, et cette valeur est inférieure à la force à l'état limite ultime du mouvement de glissement de terrain.

Lee et al. (1995) et Poulos (1995) ont développé une approche pour la conception de pieu renforçant la pente. La procédure de conception selon Poulos (1995) suit les étapes suivantes:

- le calcul de la force de cisaillement total requis pour améliorer la stabilité de la pente à un niveau souhaité
- l'évaluation de la force de cisaillement maximale que chaque pieu peut offrir pour empêcher la masse de sol potentiellement instable de glisser par l'analyse de l'interaction sol-pieu ; et
- la détermination du type et du nombre de pieu, et la position de pieu optimale

La méthode d'équilibre limite a été également employée par Chugh. et Poulos, pour analyser la stabilité des talus renforcés par pieux. Dans ces deux approches, on suppose que les pieux fournissent une résistance au cisaillement additionnel le long de la surface de glissement critique, qui devrait augmenter le coefficient de sécurité du talus à une valeur choisie.

Poulos a indiqué que la rangée de pieux doit être située dans le voisinage du centre de la surface de glissement critique pour éviter de déplacer la surface de rupture devant ou derrière les pieux.

Hassiotis et al. (1997) ont utilisé l'approche dlto pour analyser les pentes renforcées par une rangée de pieux, ils ont conclu que l'emplacement approprié du pieu est dans la moitié

supérieure de la pente, et que lorsque la pente est plus raide, les pieux doivent être placés plus près de la crête.

Lee et Al. (1995), ont trouvés que des pieux placées au niveau du pied ou de crête à rapport d'amélioration plus élevé que des pieux situées dans la partie médiane de la pente.

La méthode d'équilibre limite a été également employée par Chugh. et Poulos. Pour analyser la stabilité des talus renforcés par pieux. Dans ces deux approches, on suppose que les pieux fournissent une résistance au cisaillement additionnel le long de la surface de glissement critique, qui devrait augmenter le coefficient de sécurité du talus à une valeur choisie

Yamagami et Al. (2000) a présenté une méthode de conception d'équilibre limite pour les pentes renforcées avec une rangée de pieux. Dans ce procédé, deux surfaces de ruptures individuelles sont supposés sur la partie supérieure et la partie inférieure du pieu. Sur la base de la surface de glissement présumé, les forces s'exerçant sur les pieux de stabilisation peuvent être évalués en fonction de la marge de sécurité prescrite. [4]

I-5-2 Les Etudes par les méthodes numériques

Duncan a conclu que l'analyse par éléments finis est principalement concentrée sur la déformation plutôt que sur l'analyse de la stabilité des pentes, cependant, l'attention a été attirée que celles-ci sont utilisés pour évaluer la stabilité

Smith et Hobbs (1974) ont rapporté des résultats obtenus pour de pentes (dont $\phi_U=0$) en accord raisonnable de Taylor (1973).

Zienkiewicz et al (1975) ont étudié une pente avec les caractéristique drainés: c' , ϕ' et ont obtenu un bon accord avec les solutions classiques du cercle de glissement.

Griffiths (1980) et al ont étendu ce travail et ont obtenu des résultats fiables de stabilité de la pente sur une large gamme de propriétés et géométries en comparaison avec les méthodes de Bishop et Morgenstern (1960).

Wong (1984) donne un résumé utile des sources potentielles d'erreurs dans la modélisation par éléments finis de stabilité de la pente.

Chow (1996) a présenté une méthode numérique pour l'analyse du pieu pour stabiliser la pente. Dans ce procédé, les pieux sont simulés par des barres en éléments finis et le sol est simulé par une approche hybride, dans laquelle le module de réaction est utilisé pour modéliser la réponse du sol, et la théorie élastique est utilisée pour modéliser l'interaction entre le pieu et le sol

Cai et Ugai (2000) ont effectué une analyse à trois dimensions de la stabilité de la pente renforcée par des pieux à l'aide de la méthode des éléments finis utilisant la technique de réduction de résistance au cisaillement et l'influence de l'espacement des pieux, des conditions de têtes de pieux, rigidité à la flexion, et les lieux de pieu sur la stabilité des pentes ont été considérés., ils ont montré que le pieu doit être situé au milieu de la pente pour atteindre le facteur de sécurité maximum .

Won et al. (2005) ont analysé le même modèle de pente comme Cai et Ugai (2000) par un modèle à trois dimensions par le code de différence finie FLAC3D utilisant la méthode de

réduction de la résistance au cisaillement. Dans l'analyse de pente renforcée par pieux par Gagné et al. Et Cai et Ugai, l'emplacement de la surface de glissement critique a été déterminé par la force de cisaillement maximale dans le pieu de sorte que la surface de glissement critique très profonde a été déterminée alors que la maximum déformation de cisaillement.

Gagné et al., en utilisant FLAC3D, ont tiré la conclusion que les pieux doivent être installés au milieu de la pente où la pression agissant sur les pieux est la plus grande.

Wei et Cheng, en utilisant également FLAC3D, ont considéré le problème de la pente renforcée par une rangée de pieux. Leurs résultats numériques ont montré que la position optimale des pieux se trouve entre le milieu de la pente et le milieu de la surface critique de glissement de la pente sans pieu et est très proche de la moyenne de la pente.[5]

I-5-3 Etudes par la méthode de l'analyse limite :

Ausilio et Al. Développé une méthodologie pour l'analyse de la stabilité des pentes renforcées 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 I-3 ci-dessous

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	1.05	1.04
1:1	30	15	1.81	1.85	1.75	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 I.3: Comparaison du facteur de sécurité de pente calculée en utilisant des méthodes différentes.

I-5-4 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.[5]

En résumé, l'utilisation de pieux pour améliorer la stabilité des pentes a montré son efficacité dans plusieurs cas pratiques.

Plusieurs efforts ont été fournis par plusieurs chercheurs pour quantifier l'apport des pieux à la sécurité vis-à-vis du glissement.

Certains de ces travaux ont élargi la méthode de l'analyse limite précédemment utilisée pour l'analyse des pentes seules à l'étude des pentes renforcées par pieux est supposant que la présence des pieux crée une force stabilisante dans le sol

D'autres chercheurs ont utilisé la méthode de réduction de la résistance au cisaillement avec les moyens et les techniques des différences finies et des éléments finis. Cette méthode, basée sur le calcul dans le domaine plastique du terrain de la pente calcule les déplacements et les déformations dans la masse du sol puis au moyen de la loi de comportement les contraintes de cisaillement développées en tout point du sol sont déterminées.

La surface potentielle de rupture est celle pour laquelle les contraintes de cisaillement calculées sont maximales.

INTRODUCTION

De nombreuses études ont été menées sur les pentes ayant des pieux de stabilisation elles sont classée en deux groupes :

- Etudes basée sur les méthode d'équilibre limite ;
- Etudes utilisent les méthodes numérique telles que méthode des éléments finis ou différences finis

L'approche cinématique sera présentée pour une pente avec un rangée de pieux ou ils sont appelés pieux passif ,pour améliorer de la pente

L'effet de l'emplacement des pieux pas seulement sur la stabilité globale de la pente mais aussi sur l'économie de la conception, par conséquent, l'un des problème les plus importants dans la conception du système pente/pieux est de déterminer l'emplacement approprié des pieux dans la pente .

Les méthodes d'analyse des pentes renforcées par pieux

Les méthodes d'analyse de stabilité des pentes renforcés par pieux divisés en deux grandes parties :

- la méthode analytiques ;
- les méthode numérique ;

1 Méthodes analytiques

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et al. 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente contenant de 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, 1995) 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 illustrée dans la figure 1.

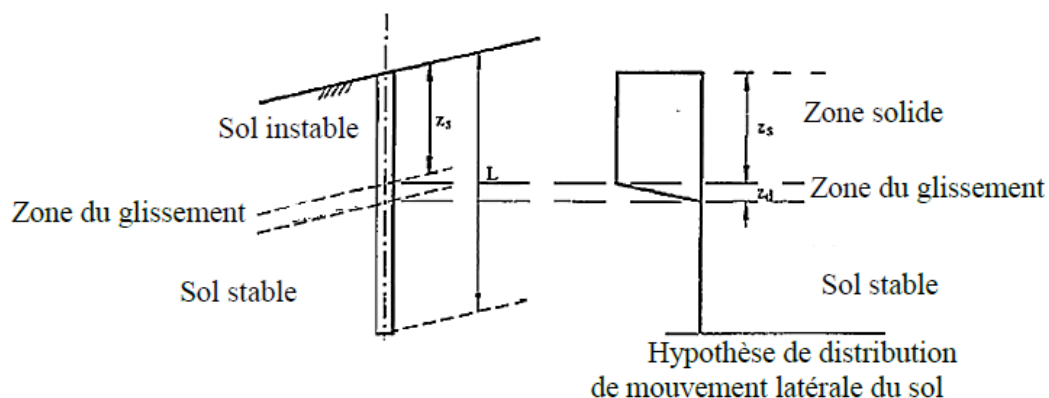


figure1

Une approche simplifiée a été présentée par (Lee et al. 1995) pour étudier une rangée des pieux utilisés pour la stabilisation de 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 a un déplacement latéral du sol extérieur a 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 figure2 ci-dessous montre la partie des pieux intégrés dans la pente de glissement soumise a des grands mouvements latéraux du sol ou les mouvements verticaux. Du sol sont ignorés ici.

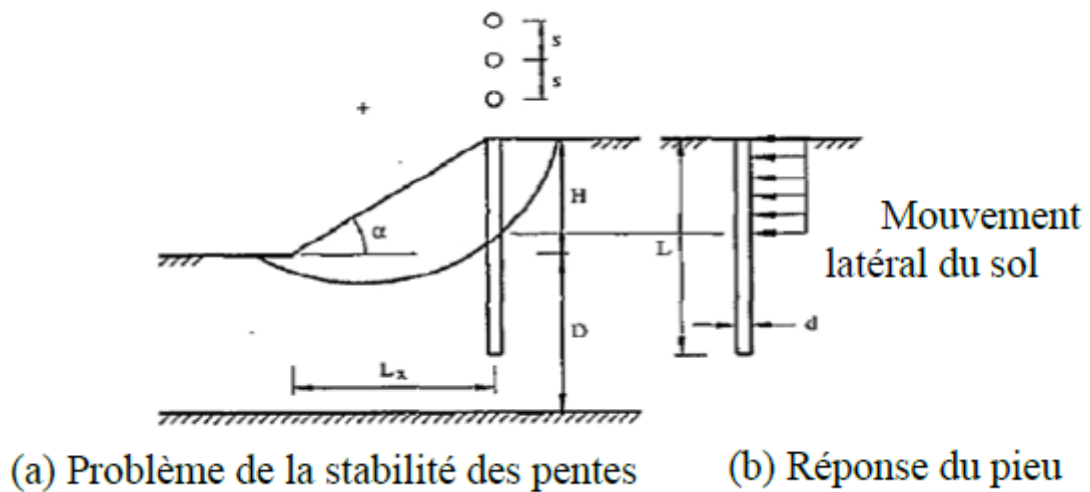


figure2

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

(Chow, 1996) a présenté une approche pour analyser les pieux de la stabilisation de pente, ou 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 (Tand 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.

Ensuite, la stabilité d'une pente contenant des pieux est analysée. L'évaluation de la force de résistance (F_d), qui doit être fournie par les pieux pour atteindre la valeur désirée du facteur de sécurité de la pente, une procédure itérative a été utilisée 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.

Etude de la stabilité des pentes par l'approche cinématique

Pour cette étude, on va présenter une méthode analytique pour calculer la stabilité des pentes. L'analyse de la stabilité des pentes est généralement exprimée du coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m}$$

équation1

D'où c et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol, c_m est la cohésion mobilisée et φ_m est l'angle de frottement mobilisé.

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Tout d'abord, nous considérons cette approche pour le cas d'une pente sans pieux, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, que sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol. Ensuite la stabilité des pentes renforcées par pieux sera analysée. Pour prendre en compte la présence des pieux, (Ausilio et al. 2001) supposent qu'une force latérale et un moment, sont appliqués à la profondeur de la surface de glissement potentielle. Pour la simplicité, la pente est supposée être constituée de sol homogène, isotrope, sèche. L'effet de la pression interstitielle sur la stabilité des pentes n'est pas pris en compte.

2 Pente sans renforcements :

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régi par la règle de normalité et aussi compatible avec la vitesse limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible).

Le mécanisme cinématiquement admissible est montré dans la figure 3 où la surface de glissement est décrite par l'équation suivante :

$$r = r_0 \exp \left[(\theta - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{F} \right]$$

équation 2

D'où :

r_0 : le rayon de la spirale logarithmique qui dépend de l'angle θ_0 . la masse du sol en mouvement (rupture) tourne comme un corps rigide autour du centre de rotation avec une vitesse angulaire $\dot{\omega}$. ce mécanisme qui a été considéré par (chen, 1975),est géométriquement définie par les angles θ_0 θ_h et β' figure 3 l'angle de la résistance au cisaillement mobilisé tg/Fs .la géométrie de la pente est déterminée par la hauteur H, et les angles α et β qui sont également indiqués

le taux du travail externe est du au poids propre du sol et au chargement surfacique externe. Les deux composantes du taux du travail externe sont indiquées par \dot{W} et Q respectivement. Le taux du travail du au poids propre du sol est exprimé par l'équation suivante :

$$\dot{W} = \gamma r_0^3 \dot{\omega} [f_1 - f_2 - f_3 - f_4]$$

équation 3

D'ou γ = poids (volumique) spécifique du sol, les fonction f_1 - f_4 dépendent des angles θ_0 , θ_h , α , β et β' et l'angle mobilisé de la résistance au cisaillement $tg\phi/Fs$.

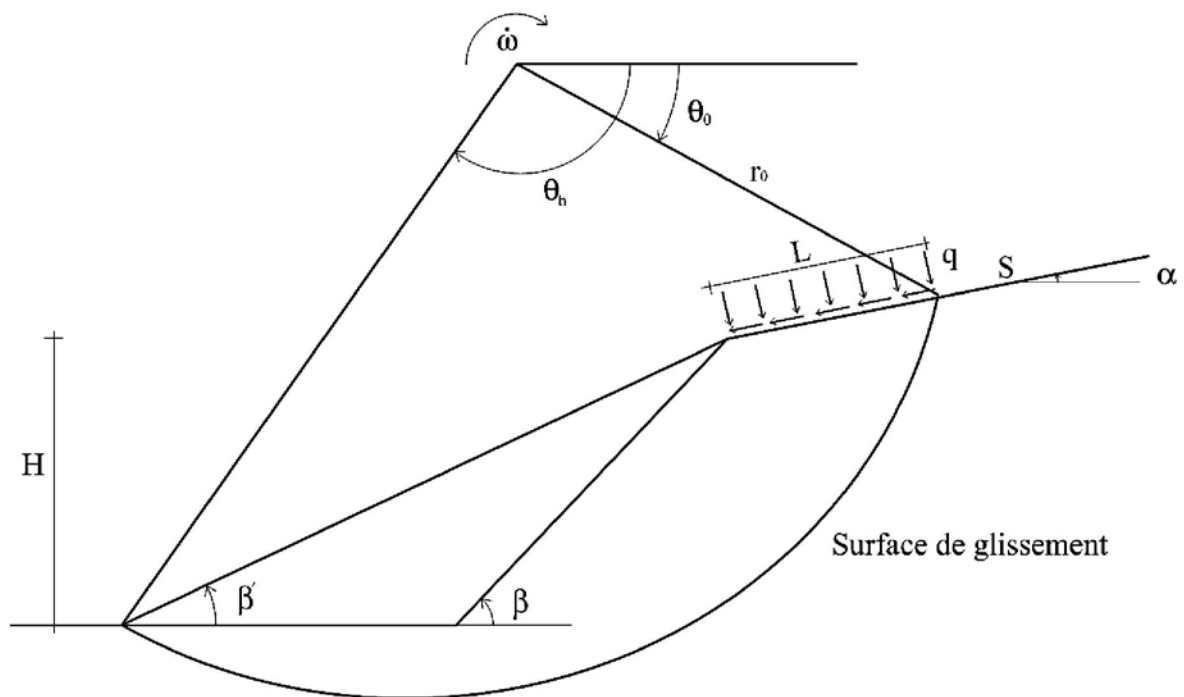


Figure 3 Mécanisme de rupture d'une pente (Ausilio et al, 2001).

En dérivant l'équation (3) on suppose que la surface du glissement passe au-dessous du pied de la pente. Dans le cas où la surface du glissement passe par la limite du pied de la pente, la même équation pour W peut être utilisée à condition que $f_4 = 0$ et $\beta = \beta'$ (Chen, 1975)

D'où :

$$f_1 = \frac{\{(3 \tan \varphi^* \cos \theta_h + \sin \theta_h) \exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi^*] - 3 \tan \varphi^* \cos \theta_0 - \sin \theta_0\}}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi^*)}$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \left(2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha \right) \sin(\theta_0 + \alpha)$$

$$f_3 = \frac{1}{6} \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi^*] \left[\sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin(\theta_h + \alpha) \right] \times \left\{ \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha + \cos \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi^*] \right\}$$

$$f_4 = \frac{H^2}{r_0^2} \frac{\sin(\beta - \beta')}{2 \sin \beta \sin \beta'} \left[\cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha - \frac{1}{3} \frac{H}{r_0} (\tan^{-1} \beta' + \tan^{-1} \beta) \right]$$

Dans ces expressions les quantité H/r_0 et L/r_0 sont données pas les équation (10) et ,respectivement, et $\tan \varphi^* = \tan \varphi / F_s$

Dans le cas ou la pente est soumis a une charge surfacique externe comme il est montré sur la figure 3 le taux de travail de cette charge est:

$$\dot{Q} = qL\dot{\omega} \left[r_0 \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{L}{2} \right] + sL\dot{\omega}r_0 \sin(\theta_0 + \alpha)$$

équation 4

D'ou L: Est la distance entre la surface de rupture au-dessus du talus et le bord du talus (figure3); q: La force normale appliquée; s La force tangentielle appliquée.

Si on considère un mécanisme de bloc rigide, seul l'énergie de dissipation qui est prise en compte le long de la surface de glissement. le taux d'énergie de dissipation D, peut être exprimé comme suit:

$$\dot{D} = \frac{cr_0^2 \dot{\omega}}{2 \tan \varphi} \left[\exp\left[2(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}\right] - 1 \right]$$

équation 5

En égalisant le taux du travail externe et le taux d'énergie de dissipation on a

$$\dot{W} + \dot{Q} = \dot{D}$$

équation 6

en remplaçant \dot{W} , Q et D dans l'équation(6) on a :

$$\gamma \frac{H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + qB \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + sB \sin(\theta_0 + \alpha) = \frac{c}{2 \tan \varphi} \left[e^{2(\theta_0 - \theta_h) \frac{\tan \varphi}{FS}} - 1 \right]$$

équation 7

D'ou:

$$A = \frac{\sin \beta'}{\sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\}$$

équation 8

et

$$B = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin(\theta_h + \alpha) \sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\}$$

équation 9

les valeurs de A et B peuvent être reliées à H et L respectivement par les expressions suivantes :

$$H = A r_0$$

$$10$$

$$L = B r_0$$

$$10$$

D'ou la distance L est indiquée la figure 3

pour une valeur donnée de FS, la limite supérieure pour la hauteur de la pente est obtenue en résolvant l'équation suivante:

$$H = \frac{A}{\gamma} \frac{c}{2 \tan \varphi} \frac{\left[e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - 1 \right] - qB \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] - sB \sin(\theta_0 + \alpha)}{(f_1 - f_2 - f_3 - f_4)}$$

équation 11

La plus petite limite supérieure pour H peut être obtenue, en réduisant au minimum la fonction $H = f(\theta_0, \theta_h, B')$. Les angles obtenus définissent la surface de glissement potentielle.

En plus, on remplace les angles trouvés dans l'équation (11) on trouve la taille critique de la pente. C'est la hauteur maximale à laquelle il est possible que la pente soit stable avec la valeur supposée de FS. La vraie valeur du coefficient de sécurité pourrait être trouvée par un procédé itératif duquel les paramètres de résistance du sol sont changés progressivement selon l'équation (1), jusqu'à ce que la taille critique soit égale à la taille réelle de la pente.

Éventuellement, le coefficient de sécurité peut être directement trouvé en résolvant l'ensemble d'équations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \beta'} = 0 \\ H = H_{actuel} \end{cases}$$

équation 12

D'où *Hactuel* représente l'auteur réel de la pente. Dans l'équation (12), les valeurs inconnues sont $\theta_0, \theta_h, \theta'$ et *FS*. Par conséquent, la solution de l'équation (12) donne les valeurs de *FS* et la position de la surface de glissement potentielle.

Pente avec renforcements

Dans cette partie, l'approche cinématique est appliquée pour évaluer la force supplémentaire que les pieux doivent fournir pour l'augmentation de la stabilité de la pente. Dans ce cas, le taux de dissipation d'énergie devient :

$$\dot{D} = \frac{c r_0^2 \dot{\omega}}{2 \tan \varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - 1 \right] + F r_0 \sin \theta_F \dot{\omega} e^{2(\theta_F - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - M \dot{\omega}$$

équation 13

dans *FS* est le coefficient de sécurité cible de la pente ; l'angle θ_F indique la position de la structure stabilisante (pieux) le long de la surface de glissement (figure 4); *F* est la force stabilisante, par unité de largeur du sol, que les pieux doivent fournir pour améliorer la stabilité de la pente ; le moment *M* explique la distribution de *F* avec la profondeur dans la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement, il est indiqué par :

$$M = Fmh$$

équation 14

d'où *h* est la hauteur de la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement (figure 4), et *m* est un coefficient réducteur. Par exemple, si on suppose que *F* est linéairement distribué entre la surface du sol et la surface de glissement, *m* est égal à 1/3.

Quand $m=0$, la présence des pieux dans la stabilité des pentes est exprimé par une résistance au cisaillement supplémentaire le long de la surface de glissement potentielle, comme a été supposé également par (Poulos, 1995). La hauteur H peut être calculée en utilisant l'une des expressions suivantes selon l'abscisse x_F qui est mesurée à partir du bout de la pente (figure 4) :

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h \quad \text{si} \quad D \leq x_F \leq 0$$

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h + x_F \tan \beta \quad \text{si} \quad 0 \leq x_F \leq H \tan^{-1} \beta$$

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h + H + (x_F - H \tan^{-1} \beta) \tan \alpha \quad \text{si} \quad x_F > H \tan^{-1} \beta$$

équation 15

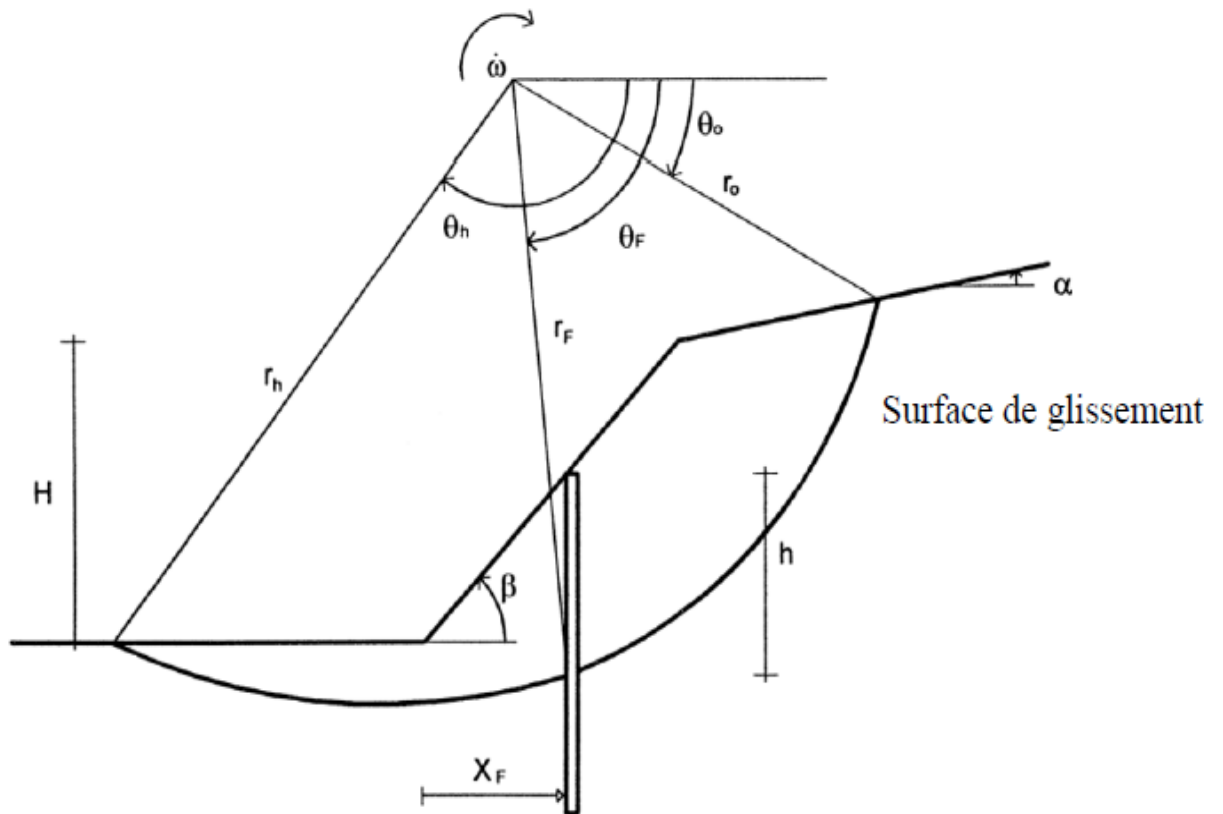


Figure4 Stabilité d'une pente renforcée par des pieux (Ausilio et al. 2001).

d'où:

$$x_F = r_F \cos \theta_F - r_h \cos \theta_h - D$$

$$D = \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin \beta \sin \beta'} H$$

$$r_F = \frac{H}{A} e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} \quad \text{et} \quad r_h = \frac{H}{A} e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}}$$

équation 16

Pour une valeur choisie de FS , h est une fonction des angles $\theta_0, \theta_h, \theta_F$ et β' .

Le taux de travail externe est donné par la somme de W et Q . Ces derniers sont exprimés par les équations (3) et (4), respectivement. Par conséquent, l'égalisation du taux de travail externe au taux de dissipation d'énergie mène à l'expression suivante pour F :

L'équation (17) donne la force, par unité de largeur du sol, qui doit être fournie par une structure de soutènement pour réaliser la valeur désirée du facteur de sécurité de la pente.

Quand une structure de soutènement est insérée dans une pente, la résistance supplémentaire fournie par cette structure modifie à la fois le coefficient de sécurité de la pente et le mécanisme de rupture potentielle par rapport au cas sans pieux. Par conséquent, d'autres surfaces de glissement possibles ont pu être plus critiques que celle trouvée pour la pente sans pieux. La surface la plus critique est celle pour laquelle la valeur de F la plus élevée est exigée pour augmenter le coefficient de sécurité à la valeur désirée. Du point de vue informatique, cette surface peut s'avérer maximiser la fonction $F = F(\theta_0, \theta_h, \theta_f, \beta')$ en ce qui concerne les angles, θ_h et β' à condition que la position des pieux dans la pente est donnée. À cet effet, l'ensemble suivant d'équations doit être résolu

D'où x_F indique la position des pieux par rapport au pied de la pente (figure 4). La valeur de x_F devrait être admise pour la surface de glissement critique trouvé pour la pente sans pieux. Cette surface indique, en fait, les différentes situations où les pieux doivent être positionnés pour augmenter efficacement la stabilité de la pente. Une structure de soutènement en dehors de la région du sol affectée par cette surface de glissement n'a pu avoir aucune influence sur la stabilité de la pente.

Dans l'équation (18), les quantités inconnues sont $\theta_0, \theta_h, \theta_F$ et β' . Les angles θ_0, θ_h et β' indiquent la surface de glissement potentielle critique, et la valeur maximal de F est calculée en remplaçant ces angles dans l'équation (17). Cependant, il convient à noter que, si on suppose que m n'est pas nul, F dépend de la taille h qui peut être déterminée à partir de $\theta_0, \theta_h, \theta_F$ et β' en utilisant les équations (15) et (16). Ceci implique que l'équation (18)

doit être résolue, considérant l'expression pour h approprié avec une valeur de x_f , selon l'équation (16).

Une fois que la force F est obtenue, la géométrie du pieu, la distance de centre à centre auxquelles les pieux doivent être mises en place, et les conditions structurales pour les pieux peuvent être déterminées à partir de l'analyse d'interaction pieu-sol. Le déplacement maximum, le cisaillement et les moments de flexion agissant sur les pieux devraient être pris en considération pour s'assurer que la conception est adéquate. Ce sujet est cependant en dehors de la portée de notre sujet actuel.

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 micro pieux 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 Ardalán, 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.

L'effet du positionnement des pieux sur la stabilité des pentes

De nombreuses études ont été menées pour déterminer l'emplacement optimal d'une rangée de pieux pour renforcer et stabiliser les pentes.

(Poulos, 1995) a utilisé l'analyse de la réponse latérale repose sur l'utilisation d'une analyse simplifié des éléments finis. Il a souligné que la rangée de pieux doit être placée à proximité du centre de la partie qui glisse, afin d'éviter tout simplement le déplacement de la surface de rupture derrière ou devant les pieux.

(Lee et *al.*, 1995) ont présenté l'approche de cercle de glissement de Taylor, ils ont trouvé que les positions les plus efficaces des pieux sont entre la base et la crête de la pente, pour les pentes de sol cohérent homogène, et entre le milieu et la crête de la pente

pour un sol de pente de deux couches où la couche supérieure souple repose sur une couche rigide.

D'après la méthode du cercle de frottement prolongée et l'approche d'Ito qu'ont été usés par (Hassiotis et *al*, 1997), ils ont trouvé qu'il faut les pieux doivent être situés près du haut de la pente pour atteindre le coefficient de sécurité maximale, surtout lorsque la pente supporte une forte inclinaison.

(Ausilio et *al*, 2001), ont appliqué l'approche cinématique de l'analyse limite. D'après leurs études, l'emplacement optimal des pieux est proche de la base de la pente. Ils ont également découvert que les pieux semblent être très efficaces lorsque sont installés à partir du milieu jusqu'à la base de la pente.

(Nian et *al*, 2008) ont employé la méthode d'analyse limite. Ils ont conclu que l'emplacement optimal des pieux est près de la base de la pente où la force nécessaire pour augmenter la stabilité de la pente et où le facteur de sécurité prendre la valeur la plus forte.

Les méthodes numériques sont aussi très populaires pour ce problème. (Cai et Ugai, 2000) ont utilisé la méthode des éléments finis en trois dimensions, ils ont montré qu'il faut que les pieux doivent être situés au milieu de la pente pour atteindre le coefficient de sécurité maximale.

(Won et *al*, 2005) ont noté à partir la méthode des différences finies en trois dimensions (FLAC3D) que les pieux doivent être installées au milieu de la pente où la pression agissant sur les pieux est la plus grande pour assurer un facteur de sécurité maximale.

Aussi, (Wei et Cheng, 2009), ont utilisé le code FLAC3D. Ils ont examiné un problème de pente renforcée par une rangée de pieux. Leurs résultats numériques montrent que la position optimale des pieux se trouve entre le milieu de la pente et au milieu de la surface critique de glissement.

Le code des différences finies en deux dimensions (FLAC 2D) a été employé par (Li et *al*, 2011) pour examiner l'effet du positionnement des pieux sur le facteur de sécurité de la pente. Leurs modèle a été répété par (Li et *al*, 2012), mais ils ont utilisé une combinaison entre l'analyse limite et la théorie de (Ito et Matsui, 1975) qu'a été employée pour déterminer la force latérale que la masse du sol en rupture exercée sur une rangé de pieux. Pour les deux cas, ils ont trouvé que les pieux semblent également être très efficaces lorsque sont installés dans la partie supérieure du milieu de la pente.

(Munawir et *al.*, 2013), ont fait une étude de laboratoire pour traiter un problème de glissement de pente. Ils ont utilisé une boîte expérimentale de 1,50 m de longueur, 1,0 m de largeur et 1,0 m de hauteur. Le sol a été présenté par un sable de gradation fine et un renforcement par pieux en bambou composé avec des longueurs et des emplacements différents, (figure 5). Ils ont observé que l'emplacement optimal des pieux est lorsque le rapport entre l'emplacement des pieux de sous pente à la longueur horizontale de la pente (Lx/L) égale à 0,69.

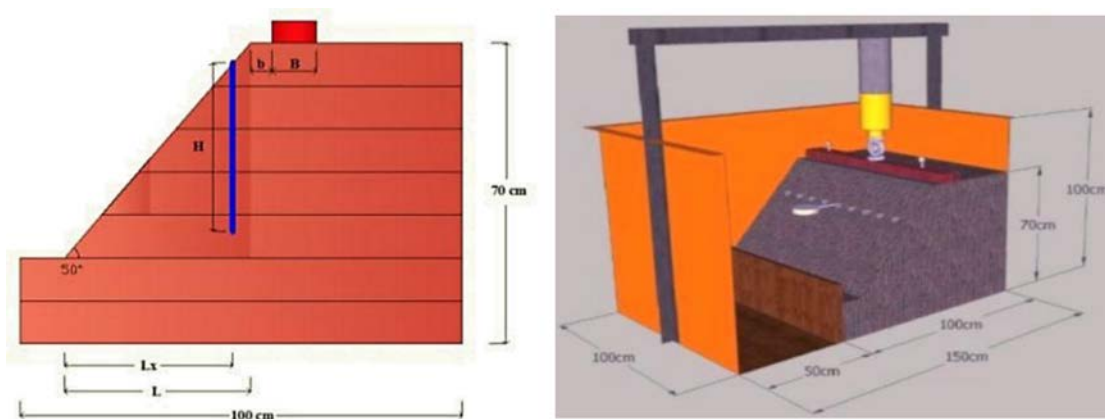


Figure 5 Boîte expérimentale, (Munawir et *al.*, 2013).

L'étude la plus récente a été examinée par (Güllü, 2013). Il a choisi l'analyse numérique par la méthode des éléments finis de deux dimensions à l'aide de PLAXIS. À fin de son étude, il a conclu que dans l'application d'un rangé de pieux, le coefficient de sécurité diminue quand les pieux sont installés dans la partie la plus haut de la pente.

Conclusion

À travers les études signalées ci-dessus, les méthodes d'analyse les plus fréquentes sont soit analytiques ou numériques. La plupart des résultats numériques montrent que l'emplacement optimal des pieux est très proche du milieu de la pente (le côté supérieur). Par contre, Il y a une divergence dans les résultats obtenus par les méthodes analytiques plus qu'obtenus par les méthodes numériques.

Introduction :

L'étude du comportement de la zone entre les séries de pieux nécessite la comparaison de la réponse du sol de la pente sans et en présence des deux séries 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 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 séries de pieux est donnée, enfin une étude paramétrique est menée pour estimer l'espacement efficace des deux séries de pieux et l'analyse du comportement du sol de la zone influée

III.1 Présentation des éléments et de la procédure de l'étude

L'idée de base proposée pour étudier le comportement du sol entre les deux séries de pieux est de comparer les iso contraintes et les iso déformations des pentes sans et avec deux séries de pieux tout en faisant varier l'espacement des deux séries de pieux pour déterminer la distance maximale au-delà de laquelle il n'y'aura pas d'interférence de l'effet d'une des deux séries sur l'effet de l'autre , 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 avec deux séries de pieux, l'analyse est faite ici à l'aide du logiciel Flac

Pour l'étude de l'interférence des effets des deux séries de pieux 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

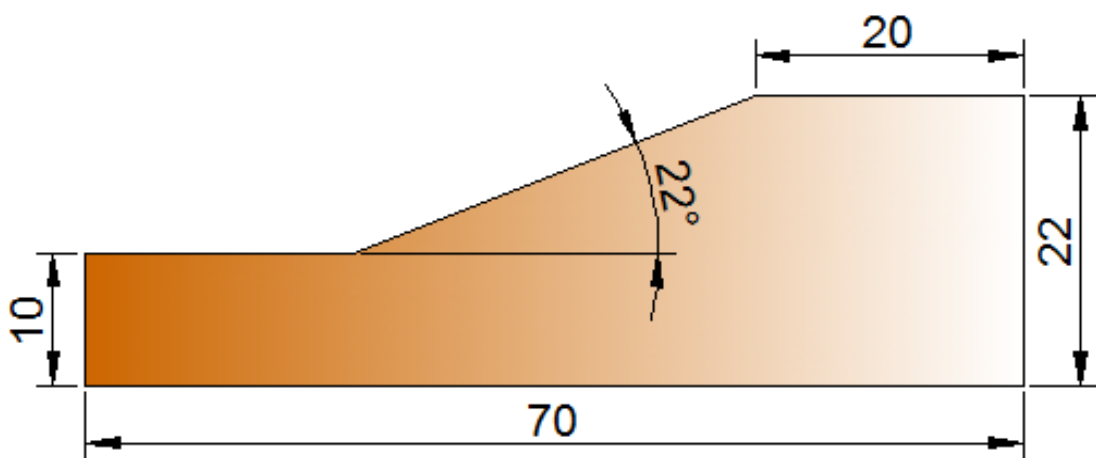
La pente étudiée ici est une pente constituée d'une seule couche considérée comme homogène, la pente inclinée d'un angle 21.80° et de 12 m de hauteur, la profondeur de la base rigide ou du bede rock est de 10 m en dessous de la surface du sol au niveau du pied de la pente, Le sol constituant la couche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

Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

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

- Le module d'élasticité est $E_p = 32 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^2$
- 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



FigureIII.1 : la géométre de la pente étendue.

Les cas étudiés sont les suivants :

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

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

Les cas étudiés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

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

•

Pour mettre en évidence l'influence des deux rangé de pieux sur le comportement de sol dans de la zone entre les deux rangé des pieux dans une pente, On a opté d'étudier la variation de la distribution de contraintes pour un sol d'une pente renforcer et sans renforcement

III-2- Présentation du logiciel de calcul utilisé :

III-2-1- Généralités :

Le logiciel Flac (Fast lagrangian analysis 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 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. L'utilisateur pour 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 contrant/déformation linéaire aux chargements appliqués ou 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 inclus dans FLAC .celui-ci permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphique, 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

Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

- Dimensionnement des fondations superficielles et profondes ;
- Etude des barrages en terres ou en béton ;
- Dimensionnement des travaux souterrains ;
- Dimensionnement des planifications d'une exploitation manière ;
- 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 ;

- Maillage automatique ;
- Capacités dynamique, 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 de forme quelconque, cette méthode est aussi souple que la méthode des éléments 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 (éléments finis implicites) pour la résolution des problèmes géotechniques, lesquels doivent en général prendre en compte de fortes non linéarités, des plastifications importantes, et de grande déformation.

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

Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

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, géologique 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 .
- ❖ Modèles dynamiques: 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 de Mohr-Coulomb a été modifié afin de modéliser le changement de déformation volumétrique pendant un chargement cyclique non drainé. Le changement dans les déformations volumétriques ou les pressions interstitielles ont été modélisés 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 de

Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

structure. 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 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, ...etc.

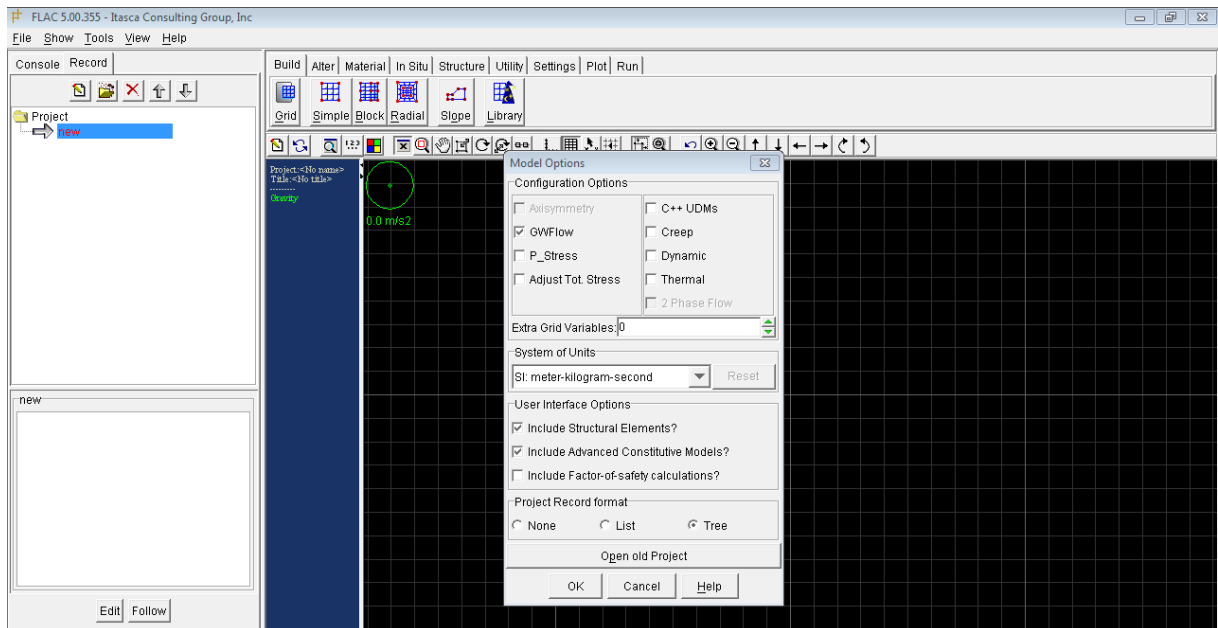
FLAC est une code développé pour résoudre des problèmes de géo-mécanique : mécanique seule ; hydraulique et un couplage ou pseudo-couplage hydromécanique.

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,...ect.) et son exploitation (lois de comportement, étude paramétrique visualisation des résultats) peuvent se faire par la ligne de commande ou à l'aide de l'interface graphique de FLAC.



FigureIII.2: Lancement du flac en mode commande line.



FigureIII.3 : le bureau de démarrage dans l'interface graphique de FLAC.

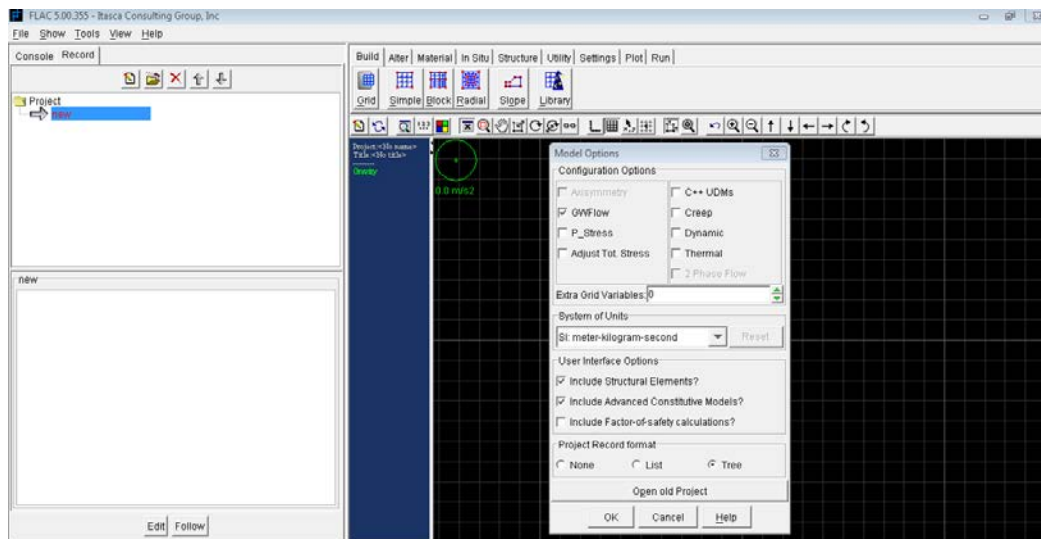
III-2-3- Création du modèle de la pente et l'exécution des calculs :

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

Dans la fenêtre de dialogue « Model Option » qui apparaît à du chaque lancement du logiciel FLAC ou 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,

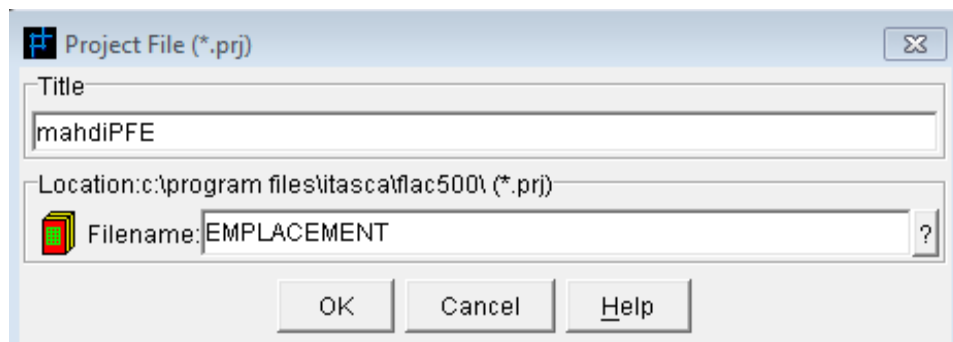
Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

kilogramme, second) et en spécifiant que le modèle comprend l'introduction des éléments de renforcement et le calcul du coefficient de sécurité et les contraintes.



FigureIII.4 : entrée des options du modèle.

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



FigureIII.5 : 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.

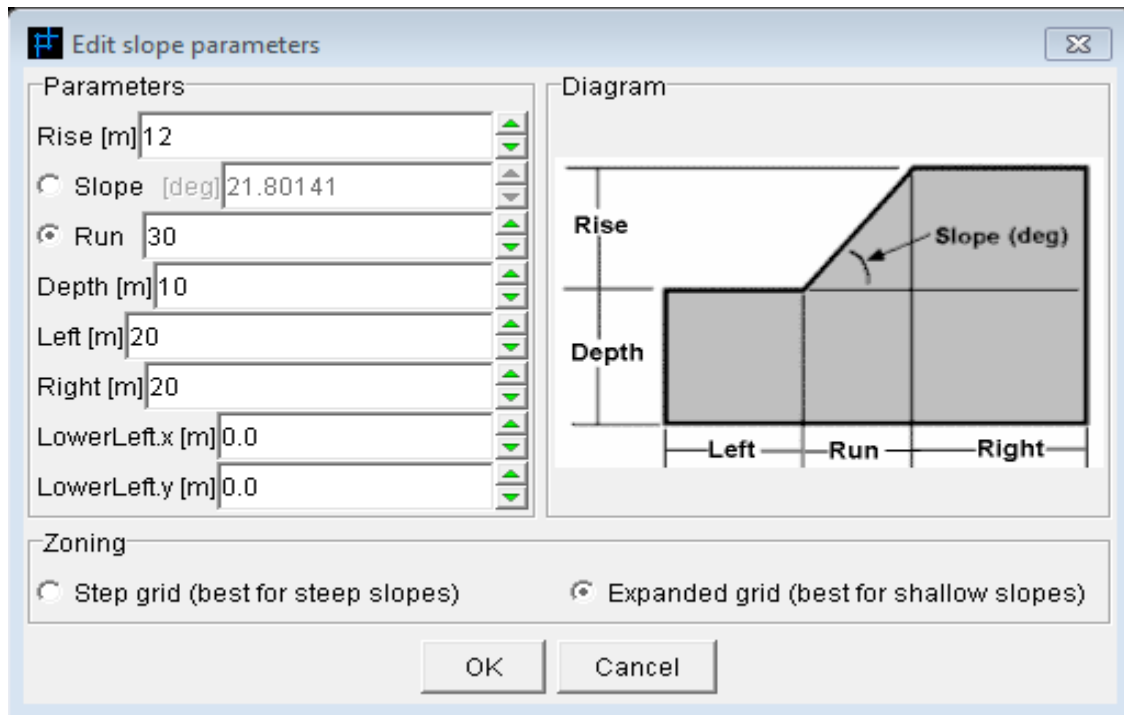


Figure III.6 : Géomètre de la pente.

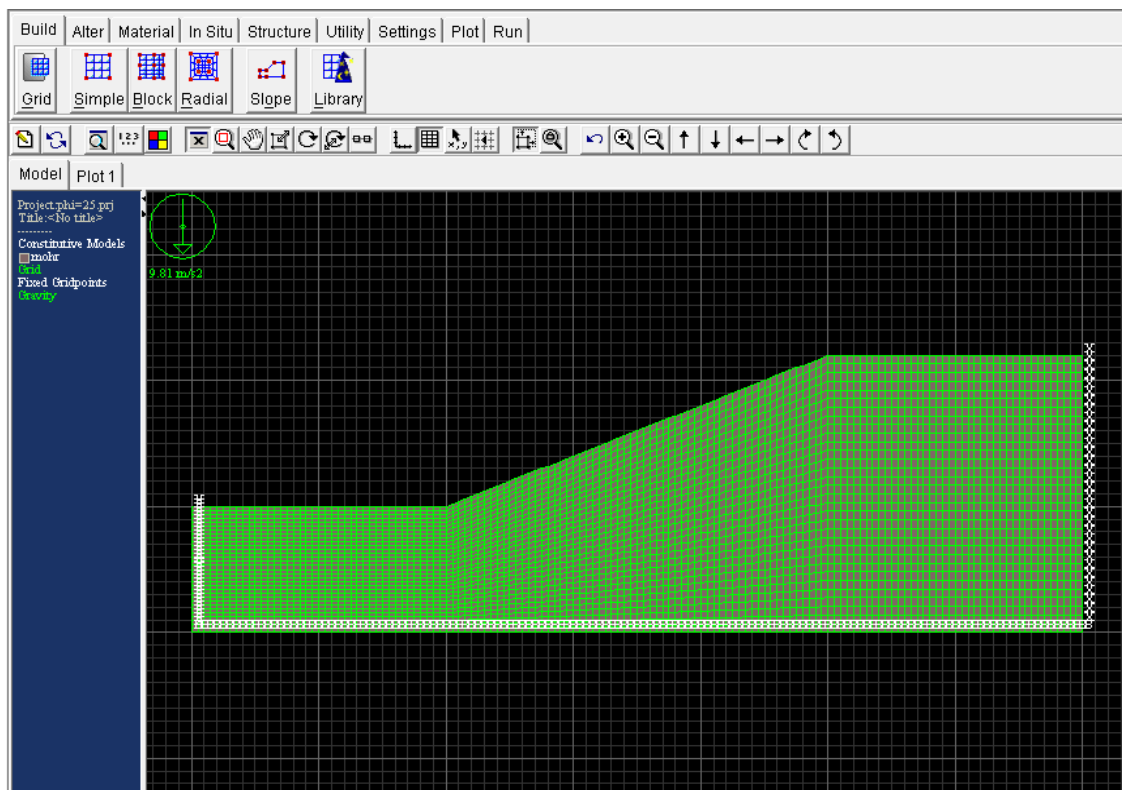


Figure III.7: la pente étudiée.

III-2-3-4- Spécification des paramètres de calcul initial (calcul élastique à petite déformation) :

Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

A l'aide du menu <Settings puis Gravity on 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.

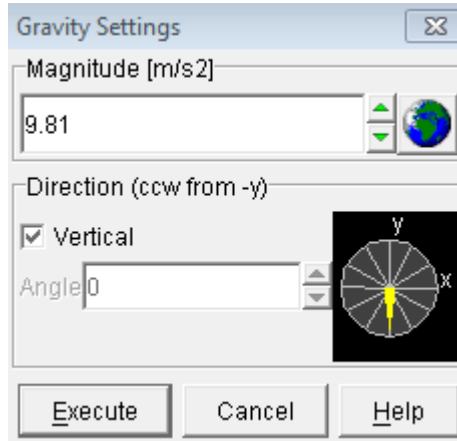


Figure III.8 : Fenêtre de configuration de la charge gravitaire

III-2-3-5- Analyse de la stabilité de la pente seule (sans renforcement) :

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

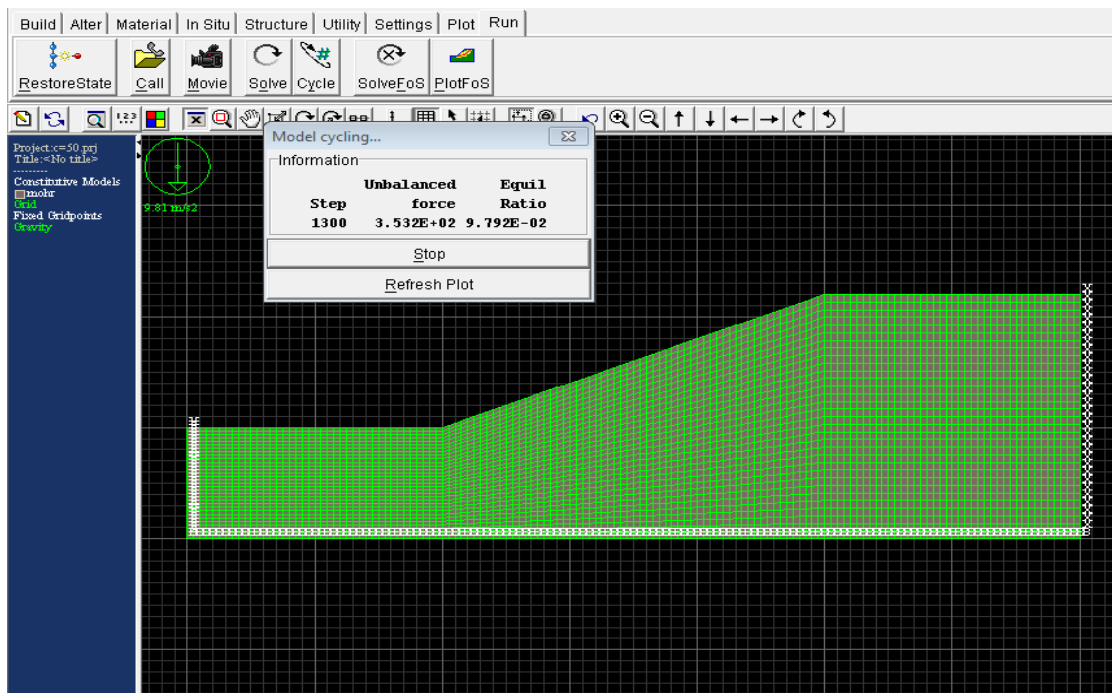


Figure III.9 : Fenêtre de calcul de l'état de l'équilibre élastique initial.

b- Calcul plastique a grande déformation :

Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

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>.

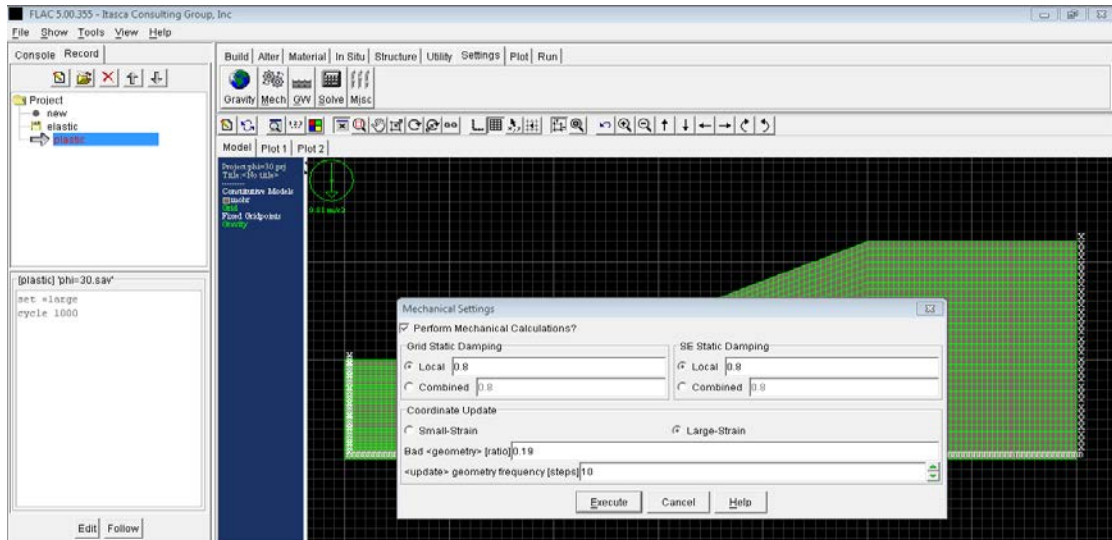


Figure III.10 : Fenêtre mechanical setting.

III-2-3-6- calcul la stabilité de pente à grande déformation renforcée par deux séries de pieux :

- a- **Introduction des éléments de renforcement** : par le menu <Structures> puis <pile> on place les deux rangées de pieux symétriques

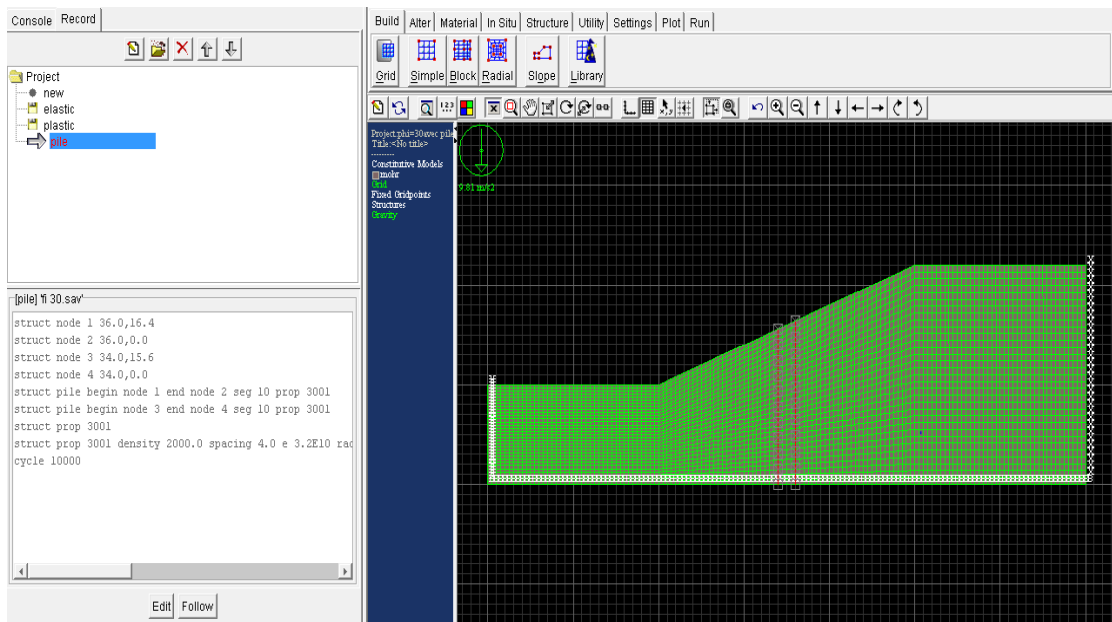


Figure III.11 : introduction des pieux.

Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

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 ainsi que les caractéristiques de l'interface.

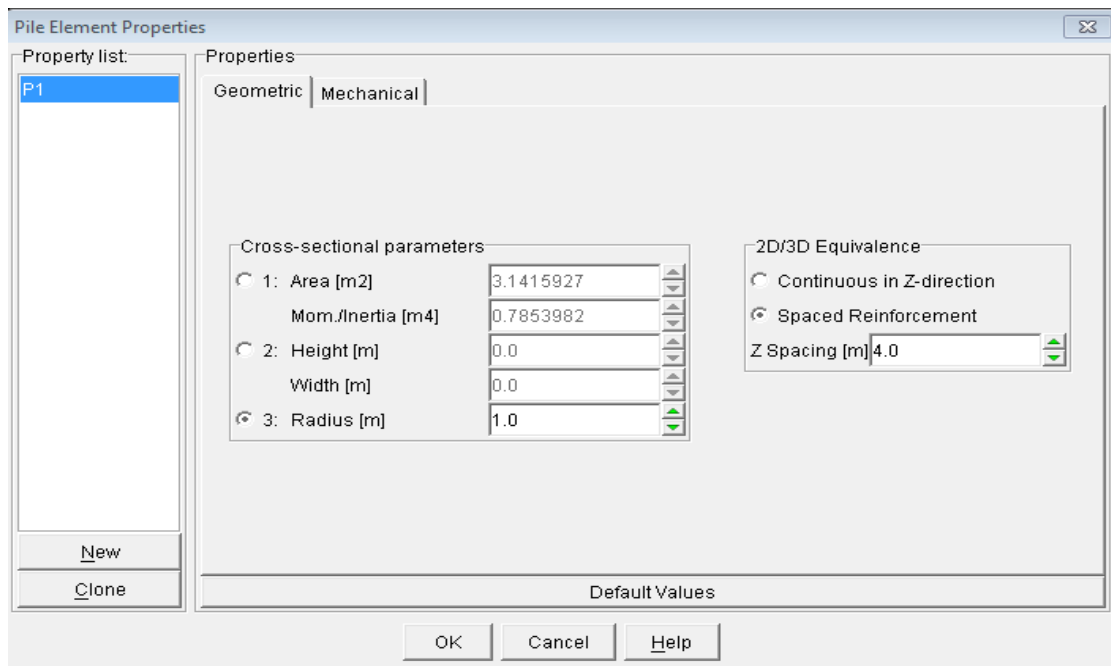


Figure III.12 : fenêtre du changement les caractéristiques du pieu.

On spécifie d'abord dans les paramètres de configuration du calcul mécanique le calcul à grande déformation large strain et en choisissant un nombre d'tape de calcul suffisant pour ne pas dépasser la tolérance 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><SolveFos>la tenue en compte des éléments de renforcement.

III.3 Présentation, interprétation et discussion des résultats :

Une étude préliminaire sur l'effet des caractéristiques du sol sur l'influence des séries de pieux a montré que C et j n'ont pratiquement aucun effet. On se limite donc dans la présentation des résultats au cas $\phi 1d2$

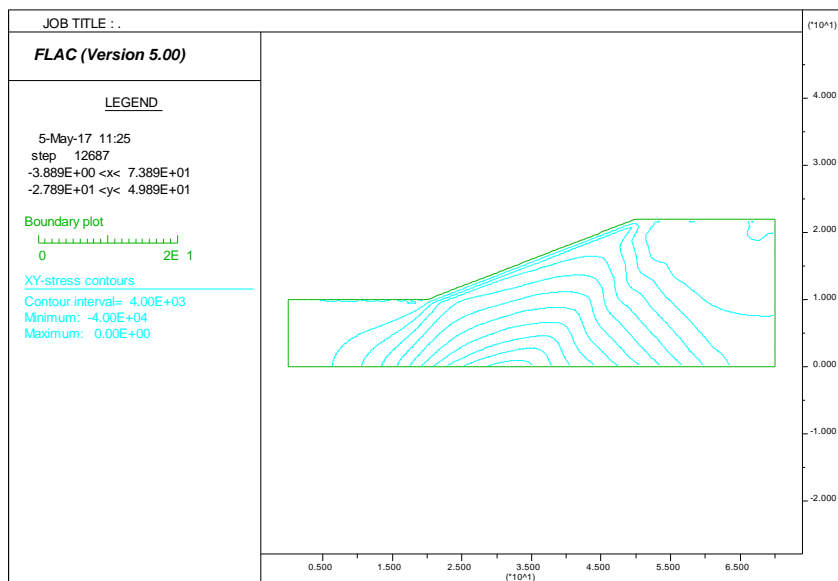
Etude de l'espacement efficace des séries de pieux :

Pour chaque sol on a tracé les iso contraintes dans la pente naturelle et dans la pente renforcée par deux séries de pieux en faisant varier l'espacement entre les deux séries, on a ensuite superposé pour chaque espacement les iso contraintes de la pente renforcée et ceux de la pente non renforcée pour estimer l'étendu de l'effet de l'interférence des réponses dues à chacune des deux séries de pieux

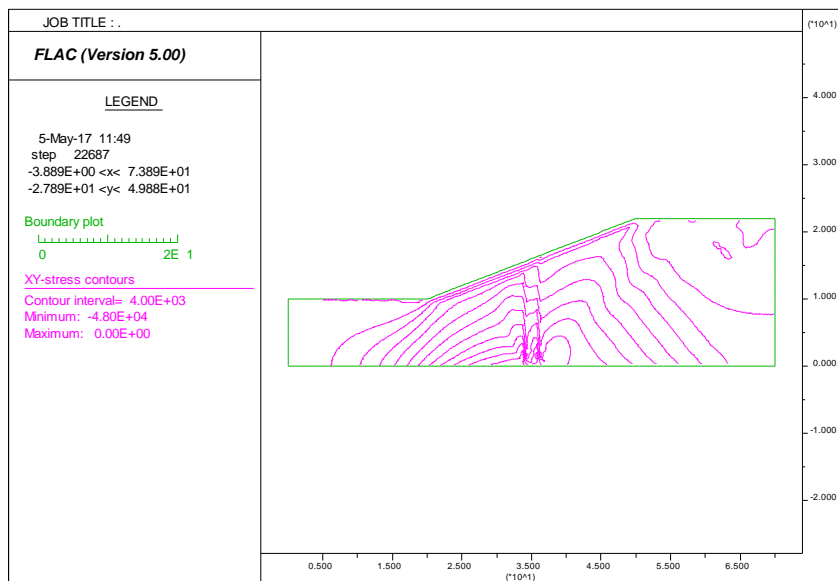
La figure III.13 illustre les iso contraintes dans la pente sans pieux (a) et avec pieux (b) pour le cas $\phi 1d2$

Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

La superposition de deux figures (a) et (b) montre la variation du comportement en contraintes sxy du sol de la pente entre les deux séries de pieux



(a)



(b)

Figure III 13 iso contraintes de sxy dans la pente pour le cas phi1d2

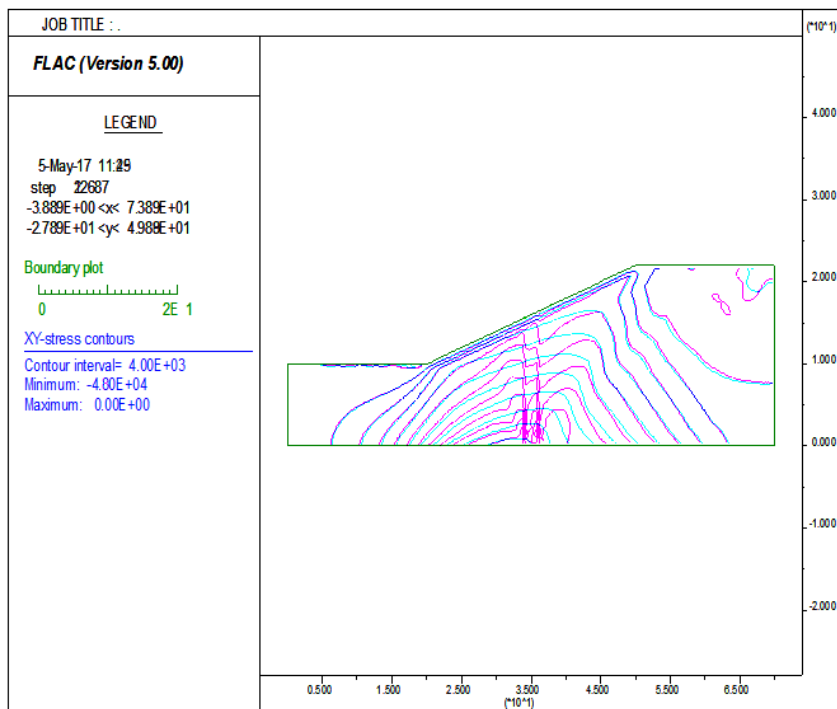
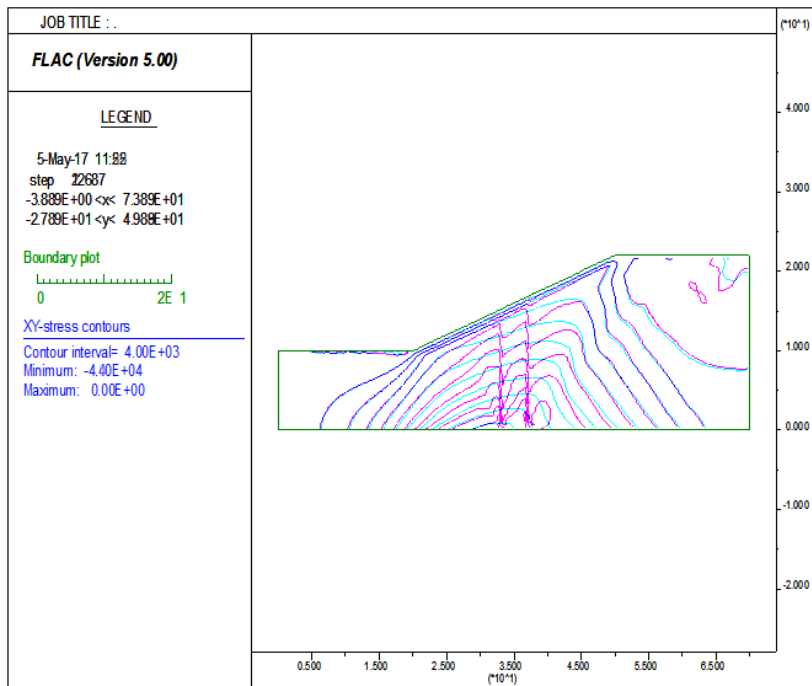


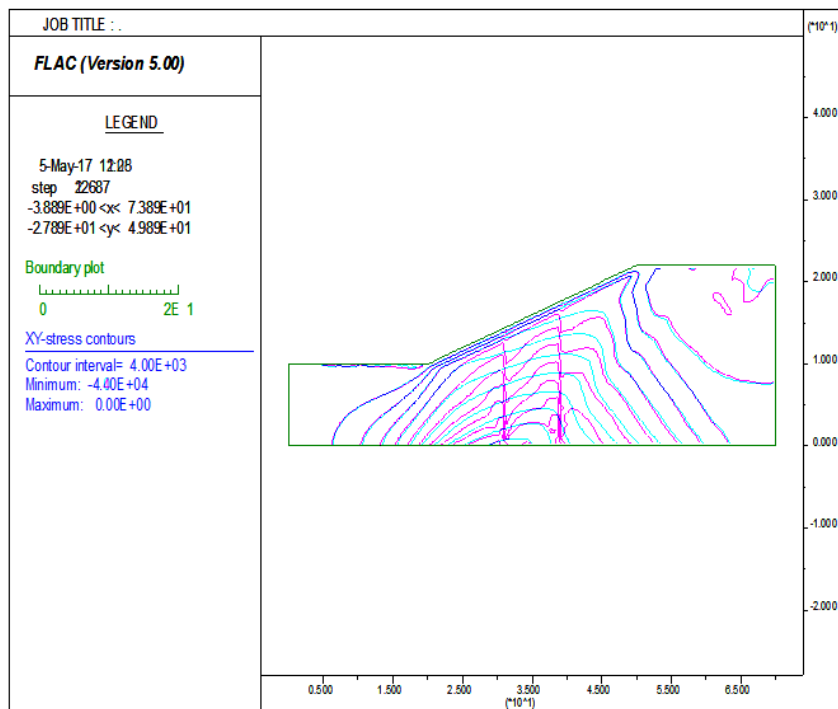
Figure III.14 variation des iso contraintes sxy due à la présence des séries de pieux $esp=2D$

Les figures de III.15 à III.22 illustrent le même phénomène pour des espacements variant de $4D$ à $34D$, On constate que toute la zone entre les séries de pieux est influée et que les iso contraintes de la pente traitée et non traitée qui sont nettement décalées les uns par rapport aux autres pour les espacements faibles jusqu'à un espacement de $28D$ où les iso contraintes sans et avec pieux dans la zone médiane de la partie de la pente entre séries de pieux se rapprochent de plus en plus jusqu'à ce qu'ils deviennent pratiquement confondus à $D=34$

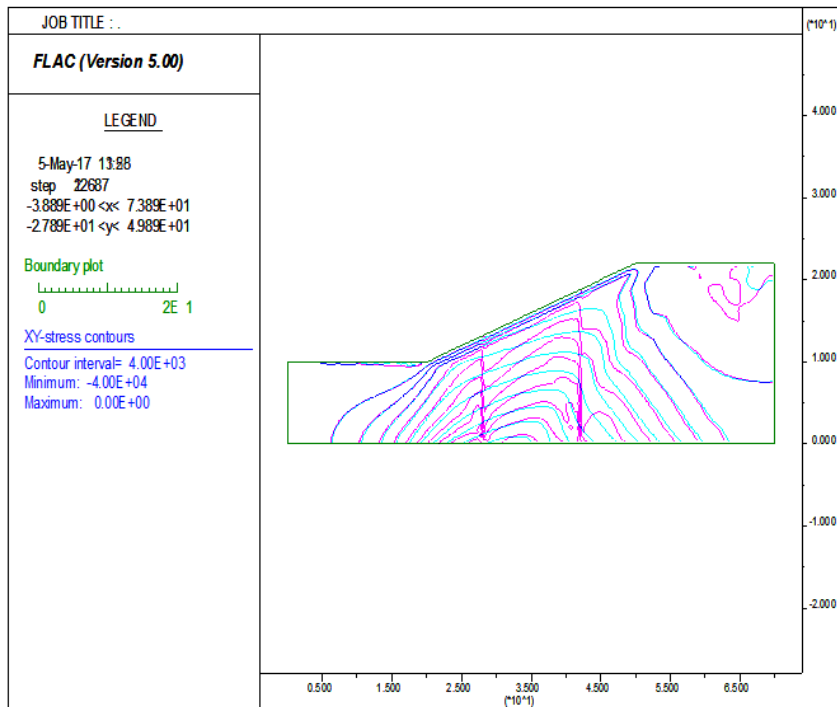
Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente



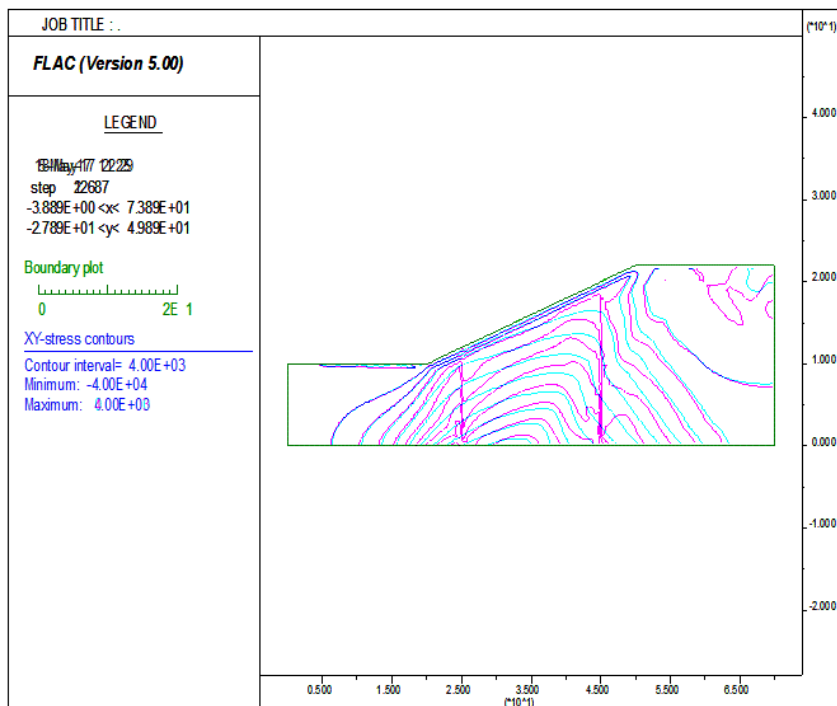
Figures III.15 variation des iso contraintes sxy due à la présence des séries de pieux esp=4D



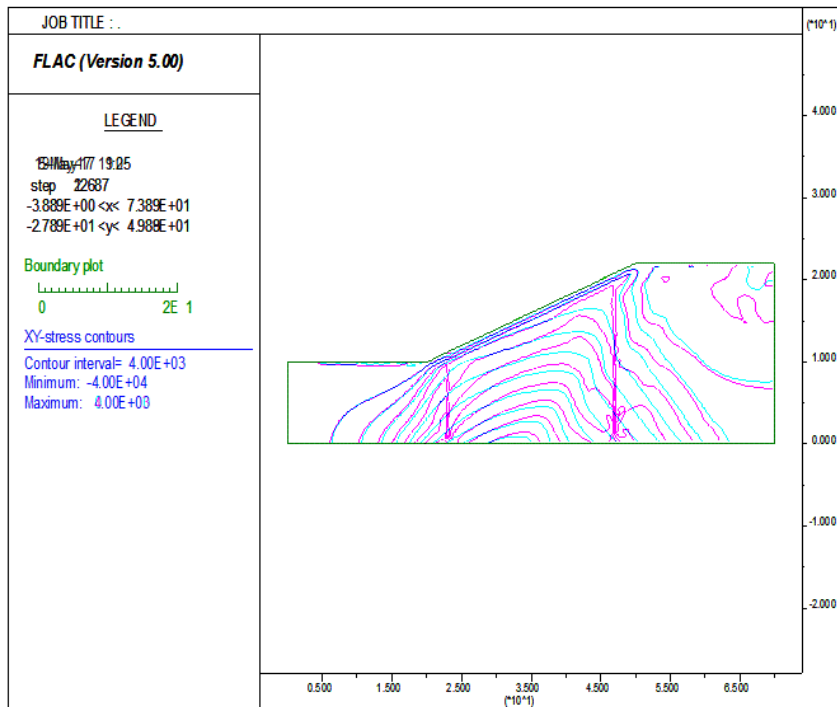
Figures III.16 variation des iso contraintes sxy due à la présence des séries de pieux esp=8D



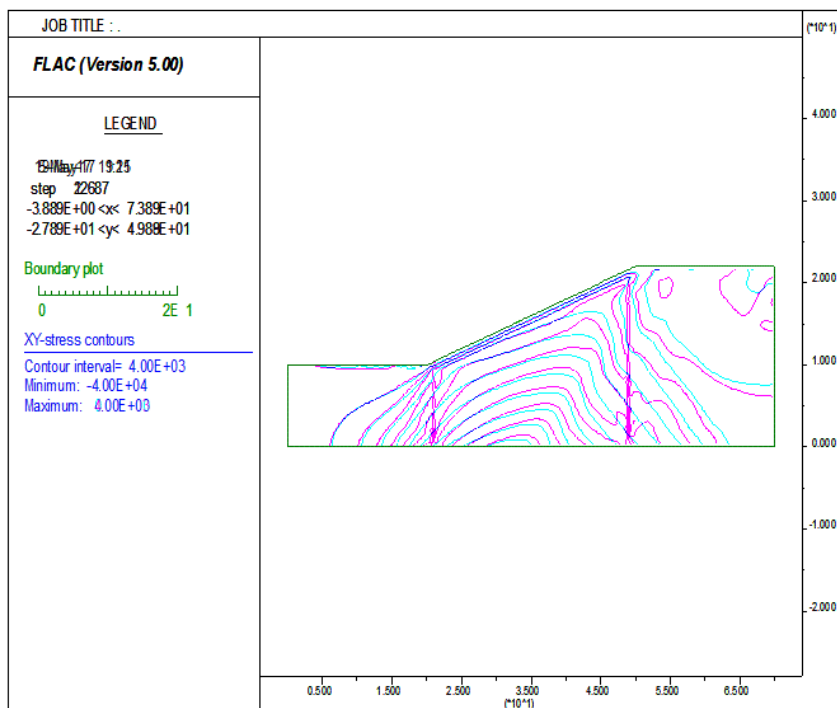
Figures III.17 variation des iso contraintes sxy due à la présence des séries de pieux esp=14D



Figures III.18 variation des iso contraintes sxy due à la présence des séries de pieux esp=20D

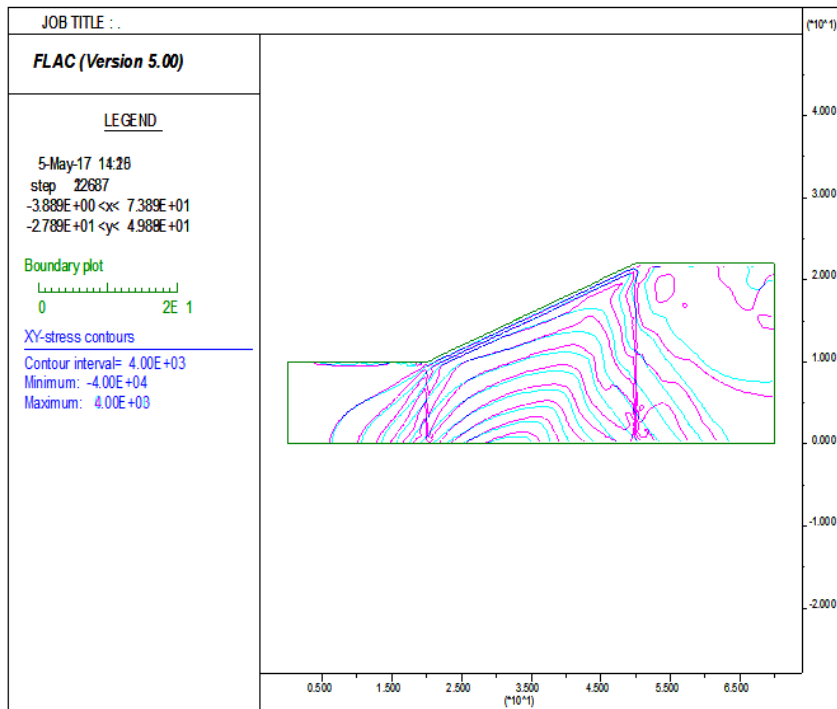


Figures III.19 variation des iso contraintes sxy due à la présence des séries de pieux esp=24D



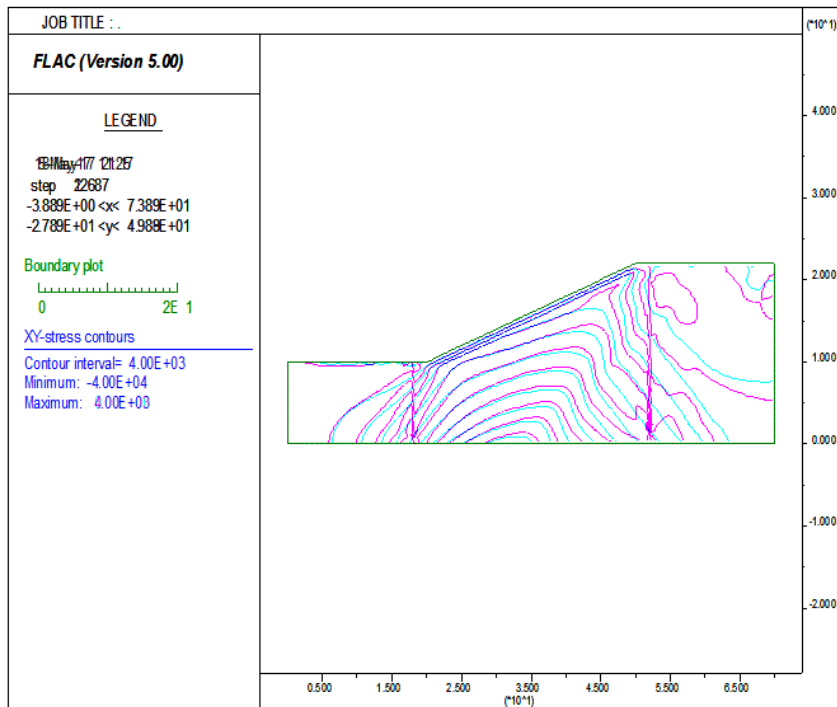
Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

Figures III.20 variation des iso contraintes sxy due à la présence des séries de pieux esp=28D



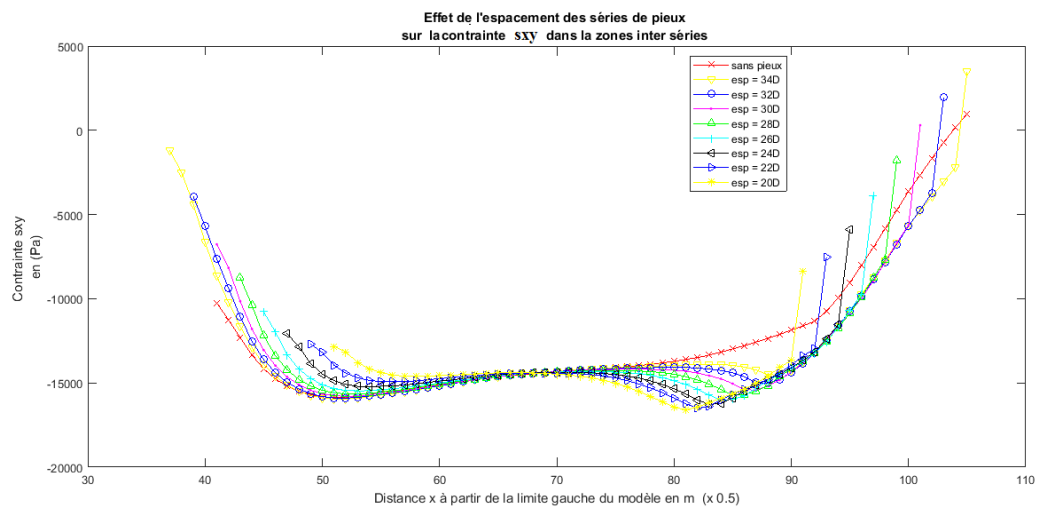
Figures III.21 variation des iso contraintes sxy due à la présence des séries de pieux esp=30D

34D



Figures III.22 variation des iso contraintes sxy due à la présence des séries de pieux esp=34D

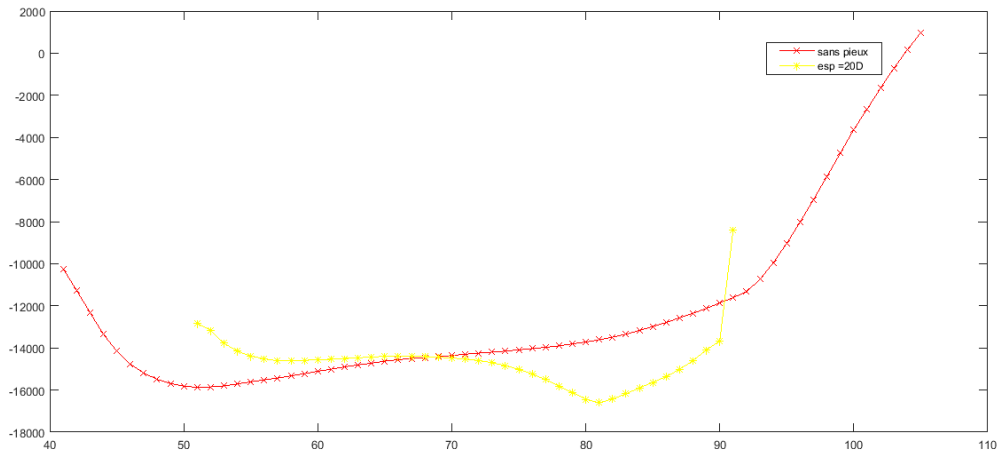
Pour une détermination plus exacte de l'espacement efficace des séries de pieux nous avons rassemblé, dans la figure III.23 et pour les cas des iso contraintes décalés (espacements allant de 22D à 34 D), les courbes de variation de la contrainte sxy en fonction de la position x du nœud se trouvant sur la ligne j=27 de la grille du maillage.



Figures III.23 Effet de l'espacement des séries de pieux sur sxy(i,27) pour 20D à 34D

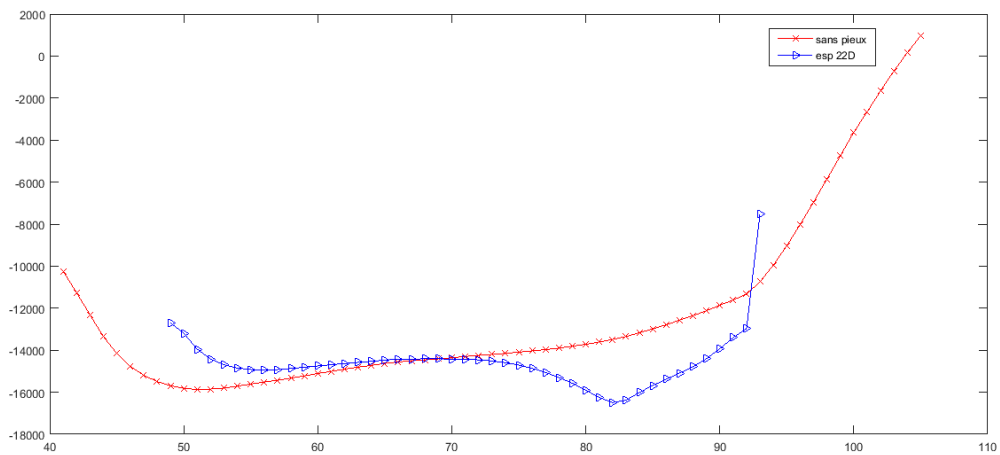
Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

Les figures de III.24 à III. 28 illustrent séparément les cas 20D, 22D, 24D et 28D,



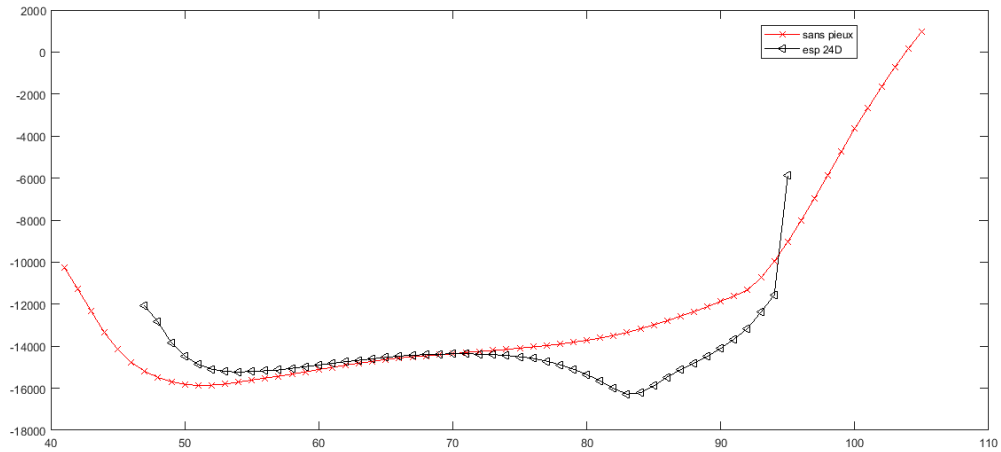
Figures III.24 zone efficacement influée cas 20D

(toute la zone entre les deux séries est influée)

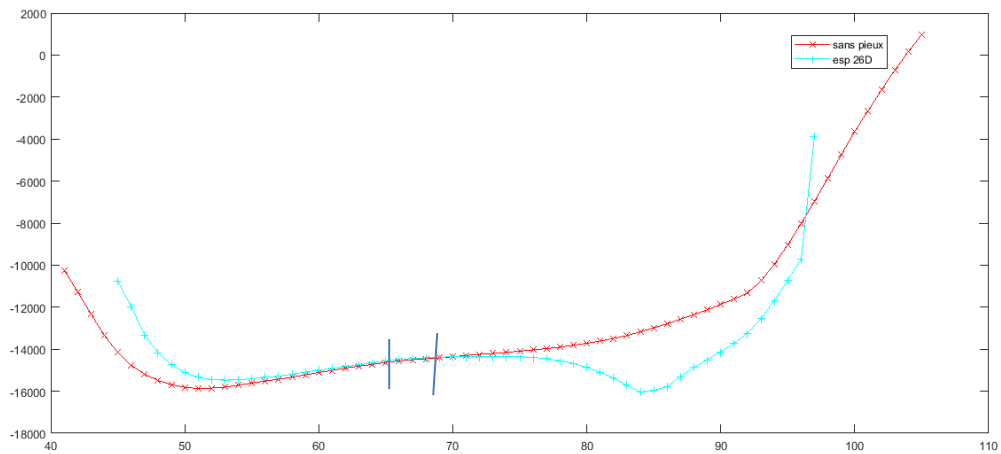


Figures III.25 zone efficacement influée cas 22D

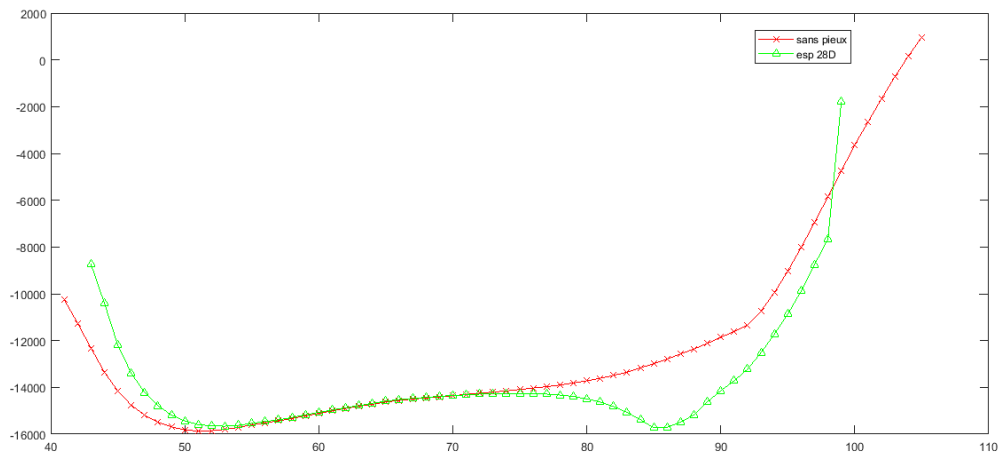
(toute la zone)



Figures III.26 zone efficacement influée cas 24D
(presque toute la zone entre les deux séries est influée)



Figures III.26 zone efficacement influée cas 26D
(Début d'apparition d'une partie médiane non influée)



Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

Figures III.26 zone efficacement influée cas 28D

(Apparition nette d'une partie médiane non influée)

De ces figures on conclut que la partie médiane de la zone entre séries de pieux est pratiquement influée par l'interférence des effets de chacune des deux séries de pieux jusqu'à un espacement de 28D, à partir duquel chaque série de pieux agit indépendamment de l'autre.

Analyse de la variation des contraintes en fonction de l'espacement des séries de pieux

Pour mettre en évidence cela on a porté sur la courbe de la figure III. 27 la variation de la contrainte sxy d'un point déterminé (point à mi-distance des séries de pieux se trouvant à $j=27$) en fonction de l'espacement des deux séries de pieux

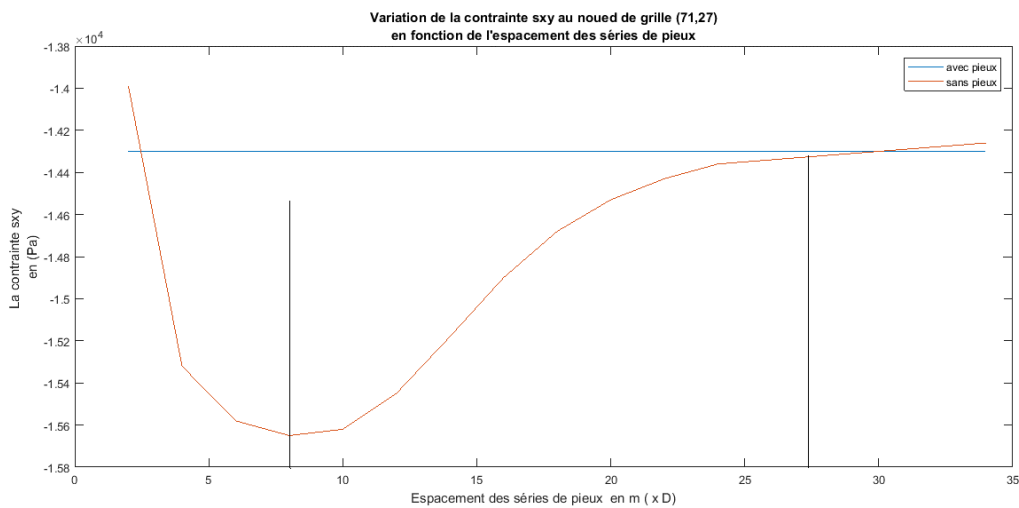


Figure III.27 : courbe de variation de la contrainte tangentielle sxy au nœud (71,27) en fonction de l'espacement des séries de pieux

De cette courbe on constate que pour les espacements faibles (jusqu'à 8D) la contrainte dans le sol avoisinant augmente (en valeur absolue) vue la concentration des contraintes autour des pieux comme si le sol et le pieu forment un seul système

Au-delà de cette limite la contrainte diminue progressivement jusqu'à ce qu'elle revienne à sa valeur lorsque la pente est sans pieu

Conclusion :

Les résultats obtenus montrent que le comportement de la zone entre les séries de pieux est peu influencé par les caractéristiques du sol,

Chapitre3 : Etude de la zone entre les séries de pieux de la pente

L'espacement efficace entre les séries de pieu est estimé à $28D$, au-delà duquel les deux séries de pieux agissent indépendamment l'une de l'autre (aucune interférence de leurs effets n'est constatée)

La zone entre les deux séries de pieux est constituée de deux parties : La partie adjacente au pieu elle fortement influée par celui-ci , et une partie médiane dont l'influence est en fonction de l'espacement des séries de pieux, mais elle devienne négligeable pour un espacement de $28D$

Conclusion générale :

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

- Les techniques de stabilisation des pentes par pieux a été utilisée avec succès dans beaucoup de cas pratique. Pratiquement toutes les méthodes utilisées pour évaluer la stabilité de telles pentes ont montré que la présence des pieux dans le sol de la pente à un effet favorable sur la stabilité (le facteur de sécurité se trouve augmenté)
- Les recherches menées sur l'étude des paramètres influant l'amélioration de la stabilité ont montré :
 - Une divergence au sujet de l'emplacement optimale des séries de pieux, mais la plupart des recherches indiquent le milieu de la pente comme position optimale, certaines recherchent préconisent le déplacement de la position vers le tiers supérieur de la pente pour celles plus raides
 - Une unanimité au sujet de l'espacement des pieux : l'effet sur la stabilité diminue en faisant augmenter l'espacement et que l'espacement efficace $< 4D$
 - Que La longueur efficace des pieux est telle que le rapport de la longueur L du pieu à la hauteur H de la pente est compris entre 1 et 2.5 pour les sols argileux et 1 et 5 pour les sols sableux
 - Que La rigidité des pieux est peu influentes sauf pour les pieux à faible rigidités
- Les résultats obtenus dans cette étude montrent que :
 - le comportement de la zone entre les séries de pieux est peu influencé par les caractéristiques du sol,
 - L'espacement efficace entre les séries de pieu est estimé à $28D$, au-delà duquel les deux séries de pieux agissent indépendamment l'une de l'autre (aucune interférence de leurs effets n'est constatée)
 - La zone entre les deux séries de pieux est constituée de deux parties : une partie adjacente au pieu elle est fortement influée par celui-ci , et une partie médiane dont l'influence est en fonction de l'espacement des séries de pieux, mais elle devienne négligeable pour un espacement de $28D$

Résumé :

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objectif l'étude du comportement du sol dans la zone de pente limitée par la position des deux séries de pieux afin de déterminer la distance maximale efficace entre elles

Une analyse des contraintes dans cette zone sans et avec renforcement, en faisant varier la distance entre les deux séries de pieux, a été effectuée à l'aide du logiciel Flac 2D

La comparaison des contraintes développées dans le sol de cette zone dans la pente sans et avec pieux a permis d'estimer cette distance maximale à 28D

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