République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique

Université El Hadj Lakhdar Batna

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département de génie civil

MEMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de

Magister en Génie Civil

Option : Mécanique des sols

STABILISATION DES TALUS RENFORCES PAR PIEUX

Présenté par :

Houcemeddine GUERFI

Membres du jury

Président :	H. CHABIL	Pr.	Université de Constantine
Rapporteur :	M. BAHEDDI	C.C	Université de Batna
Examinateurs :	F. HAMOUD	M.C	Université de Batna
	T. KARECH	M.C	Université de Batna
	K. ABBECHE	M.C	Université de Batna

A MES PARENTS, MES FRERES ET MA SŒUR

A MA FILLE

A TOUS LES AMIS

RemeRciemen ts

Je remercie mon directeur de mémoire, tous mes enseignants et mes amis qui m'ont encouragé à réaliser ce travail.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter d'examiner mon travail.

Résumé :

Le renforcement des talus est devenu une opération primordiale en Algérie vu les problèmes causés par le phénomène de glissements de terrain. A ce jour, plusieurs études sont en cours de réalisation par les universités algériennes pour trouver une solution à ce phénomène, parmi ces études, la stabilisation des talus renforcés par pieux.

La présente étude a pour objectif de mieux appréhender le comportement des talus renforcés par pieux, tout en présentent d'abord les diverses méthodes disponibles dans la littérature pour l'étude de la stabilité des talus non renforcés et les talus renforcés par pieux, essentiellement les méthodes basées sur l'équilibre limite et celles basées sur l'analyse limite.

Pour la partie simulation numérique, on présente un bref aperçu sur le code des éléments finis PLAXIS suivi d'une étude de stabilité d'un talus en fonction du positionnement des pieux.

Une étude paramétrique sur un modèle choisi comme référence est à la fin réalisé. On fait varier chaque fois le paramètre à comparer. On a deux types de paramètres : paramètres de calcul et paramètres géotechniques. La comparaison est présentée par des courbes pour chaque paramètre.

Mots clés : talus, glissement de terrain, pieu, géotechnique, PLAXIS, analyse limite, modélisation.

Abstract:

The reinforcement of the slopes became a paramount operation in Algeria considering the problems caused by the phenomenon of landslides. To date, several studies are under development by the Algerian universities to find a solution with this phenomenon, among these studies, the slope stabilization reinforced by piles.

The present study aims to better apprehend the behavior of the slopes reinforced by piles, all present of them initially the various methods available in the literature for the study of the stability of the slopes not reinforced and the slopes reinforced by piles, primarily the methods based on balance limit and others based on the limit analysis.

For the simulation part, one presents a short outline on the code of finite elements PLAXIS followed of a study of stability of a slope according to the positioning of the piles.

A parametric study on a model chosen as reference is at the end carried out. One varies each time the parameter to be compared. There are two types of parameters, parameters of calculation and geotechnics parameters. The comparison is presented by curves for each parameter.

SOMMAIRE

Nomenclature

Majuscules latines

$\dot{}$: Energie de dissipation.

E : Module d'Young.

FS : Coefficient de sécurité.

F : Force stabilisante.

G : Module de cisaillement.

H : Effort horizontal sur le côté d'un bloc de sol.

K : Raideur.

N : Réaction normale

N_n : Réaction normale d'une tranche n.

Q : Une valeur qui définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (force H, force V, moment M).

$\dot{}$: Taux du travail dû aux charges surfaciques.

Q_{max} : Valeur maximale de Q.

R : Rayon du cercle de glissement.

S : surface de chargement.

T : Réaction tangentielle.

T_n : Réaction tangentielle d'une tranche n.

T_i : Pressions (forces surfacique).

U : Effort de la pression d'eau à la base.

U_L : Effort de la pression d'eau latérale.

V : Effort vertical sur le côté d'un bloc de sol.

V_m : volume de masse du sol glissant.

W : Poids d'un bloc de sol.

$\dot{}$: Taux du travail dû au poids propre du sol.

X_i : Forces massiques (volumique).

Minuscules latines

c : Cohésion

c' : Cohésion effective.

c_i : Cohésion d'une couche i du sol.

c_u : Cohésion drainé.

c_m : Cohésion mobilisée.

h : hauteur de la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement.

m : coefficient réducteur.

q : Force normale.

r_0 : Rayon de la spirale logarithmique.

s : Force tangentielle.

$\dot{}$: vitesse angulaire.

Caractères grecques

$\dot{}_i$: Champ de vitesse de déformation.

γ : Poids volumique.

γ_w : Poids volumique humide.

φ : Angle de frottement

φ' : Angle frottement effective.

φ_i : Angle de frottement d'une couche i du sol.

φ_m : Angle de frottement mobilisé.

ν_i : Champ de vitesse cinématiquement admissible.

θ : Inclinaison du plan de rupture.

θ_F : Angle indiquant la position de la structure stabilisante.

σ_f : Contrainte normale mobilisée.

σ_{ij} : champ de contrainte.

σ_n : Contraintes normales.

σ_i : Contrainte normale d'une couche i.

τ : Contraintes de cisaillement.

τ_f : Contrainte mobilisée de cisaillement.

ψ_i : Angle de dilatance de la couche i du sol.

Introduction générale

On fait appel à la stabilisation des talus par pieux lorsque le sol du talus n'a pas les caractéristiques suffisantes pour supporter son poids propre ou le poids d'une structure. Pour résister à des chargements horizontaux, on était autre fois contraint à ajouter des pieux inclinés. Aujourd'hui, les pieux verticaux sont conçus pour reprendre aussi les sollicitations latérales. Celles-ci peuvent être quasi-statiques ou dynamiques.

Depuis 1980 environ, l'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important dans les bureaux et les centres de recherches en géotechnique. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis pour vérifier la stabilité d'un ouvrage en interactions avec son environnement, pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et post-processeurs conviviaux et simple d'emploi.

Problématique :

De ce qui précède, on peut se poser la question fondamentale suivante : La technique de stabilisation des talus renforcés par pieux peut-elle résoudre définitivement le problème de glissement de terrain connus en Algérie ?

Aujourd'hui, il existe plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs de la stabilité des talus. Chaque logiciel a ces propres algorithmes : méthode de résolutions et paramètres de modélisation.

On peut donc obtenir des résultats très variables pour un même projet. D'où la nécessité de procéder à des études paramétriques et des benchmarks (test de performance, étude comparée, problème étalon, calcul repère …) avec deux objectifs principaux :

- Vérifier la fiabilité des logiciels pour les différents types d'application ;
- Formuler des recommandations pour l'utilisation de ces logiciels.

Objectifs :

Dans cette étude, l'approche cinématique de l'analyse limite va être utilisée pour analyser la stabilité des talus renforcé par pieux, suivi par une simulation numérique.

Tout d'abord, nous considérons cette approche pour le cas d'un talus sans pieux et le cas d'un talus avec pieux, et comparons le coefficient de sécurité obtenu avec ceux d'autres méthodes de calcul, qui consiste à mettre au point le modèle numérique le plus stable (modèle de référence), on étudiera le positionnement des pieux et à la fin sur ce modèle de référence une étude paramétrique sera effectué.

Les paramètres suivant seront études :

- Paramètres de calcul : maillage et précision de calculs.
- Paramètres géotechnique : Paramètre du sol : cohésion (c), angle de frottement (φ), module d'Young (E), et le coefficient de poisson (ν) et Les interfaces.

Buts :

Cette recherche comportait deux buts principaux :

- De proposer un modèle de référence fiable qui puisse être appliquée à une grande variété de talus stabilisé par pieux.
- D'évaluer l'influence importante non seulement des paramètres géotechnique, mais également des paramètres de modélisation.

Plan de mémoire :

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé suivant le plan ci-dessous :

- Chapitre 1 : *Généralités sur la stabilité des talus* : un aperçu sur les méthodes d'équilibre limite, méthode numérique et les logiciels utilisé pour les calculs en géotechnique.

- Chapitre 2 : *Etude de la stabilité des talus par l'approche cinématique de l'analyse limite* : un aperçu sur l'analyse limite, qui sera suivi par une analyse de la stabilité des talus sans pieux et une analyse de la stabilité des talus renforcé par pieux, cette analyse consiste à trouver le coefficient de sécurité, la surface de glissement critique et l'emplacement optimal des pieux.

- Chapitre 3 : *Présentation de PLAXIS* : un aperçu sur le code éléments finis PLAXIS ; les options par défaut et les méthodes de comportement utilisé dans PLAXIS.

- Chapitre 4 : *Etude du positionnement des pieux dans le talus* : définition de la géométrie et des propriétés du talus à étudier ; établissement du modèle de calcul le plus stable qui sera pris comme modèle de référence pour l'étape suivante.

- Chapitre 5 : *Etude paramétrique* :
    - Effet des paramètres de calculs : maillage et précision des calculs.
    - Effet des paramètres géotechniques : effet des paramètres du sol (cohésion (c), angle de frottement (φ), module d'Young (E), et le coefficient de poisson (ν)) ; effet de la résistance d'interface

- Conclusions et recommandations.

CHAPITRE I

Généralités sur la stabilité des talus

La stabilité des talus peut être améliorée avec différente manières : aplatissement du talus 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.

I.1 Etude de la stabilité des talus

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli ;

- talus naturels (déblais d'autoroute …)
- barrage en terre
- tranchées
- mur de quai
- remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation …

Sans vouloir entrer, en détail, dans la pathologie des glissements de terrain, disons que la modification du moment moteur, généralement dû au poids du massif, (soit par charge en tête de talus, ou décharge en pied), et la modification du régime hydraulique à l'intérieur du talus sont des cause fréquentes de glissements.

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement.

Dans leur principe, les mouvements de terrain : surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'Homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes:

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur,
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus, ...

- sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée. L'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

Une bonne connaissance du risque "mouvements de terrain" doit permettre de répondre aux 6 questions reproduites ci après

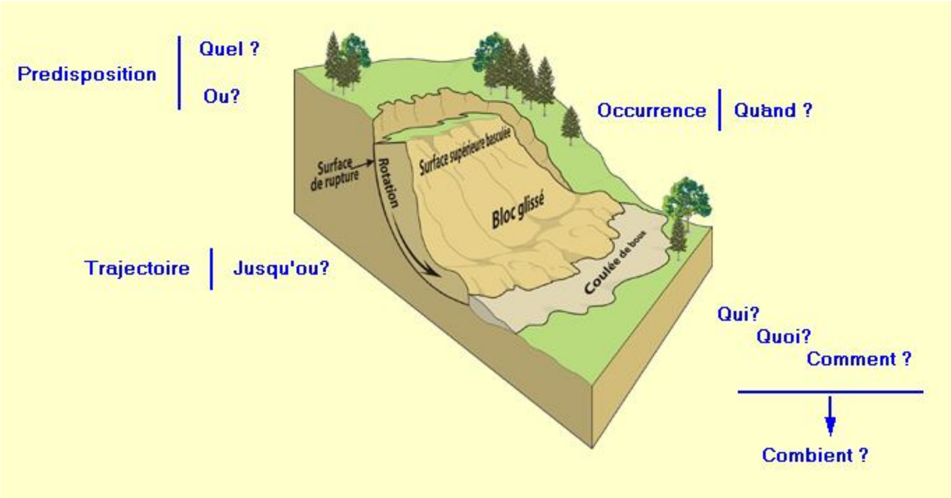


Figure I.1 : **Mouvement de terrain**

I.1.1 Types de rupture

Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de chargement variées. Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains, en deux groupes; ceux associés aux pentes naturelles et ceux des talus artificiels.

I.1.1.1 Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. On distingue:

- les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante ;
- les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages) ;
- les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

I.1.1.2 Talus en remblais sur sols compressibles

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux

I.1.1.3 Digues et barrages en terre

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

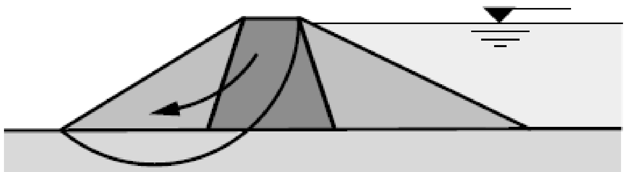


Figure I.2 **: Barrage en terre**

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité *FS* le long des cercles de glissement supposés :

- pendant la construction et peu après la construction ;
- lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente) ;
- lors d'une vidange rapide.

I.1.2 Les méthodes d'analyse de stabilité des talus

Les méthodes habituellement utilisées sont basées sur une constatation d'expérience, à savoir que lorsqu'il y a glissement générale de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste du massif et glissement suivant une surface de rupture.

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Le calcul à la rupture, on 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.

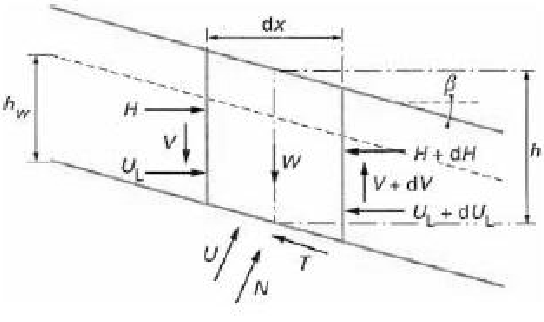
Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de *FS* et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

1.1.2.1 Rupture plane

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T, ainsi que le coefficient de sécurité $FS = Tmax / T$.

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{\max} = c' \frac{dx}{\cos\beta} + \left(N - U\right)\tan\varphi' \qquad \text{I.1}$$



On obtient l'expression suivante pour

$$= \frac{\qquad}{} - + \frac{(\qquad)}{}\tan \quad ' \qquad \text{I.2}$$

1.1.2.2 Méthode de Fellenius (rupture circulaire)

C’est la méthode la plus simple pour l’analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en *n* tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement. Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes c_i, φ_i, ψ_i. La stabilité est étudiée en considérant le problème 2D, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure.

Soit un cercle quelconque de centre *O* et de rayon *R* pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche "ABCD". Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes:

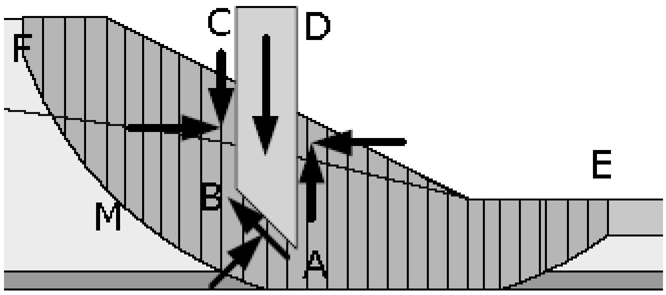


Figure I.3 **: Rupture circulaire**

- son poids *W*;
- la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc *AB*;
- les réactions sur les faces verticales *BC* et *AD* décomposées en réactions horizontales *H* et en réactions verticales *V*. Il s'agit de forces internes au massif étudié.
- les pressions hydrauliques.

Définissons par rapport au centre *O* :

- le moment moteur, comme celui du poids des terres *W* (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement ;

- les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

La surface de rupture étant limitée par les points *E* et *F*, le coefficient de sécurité global *FS* est défini par le quotient:

FS = La somme des moments résistants maximaux / La somme des moments moteurs

Considérons la somme des moments pour l'arc *EF*, sachant que la somme des moments des forces est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc *AB* est le poids *W*, à l'exception des forces internes.

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de *Rn* : *(Rn)t*

D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit : $(Rn)t = c_i.AB+N_n.\tan\varphi_i$

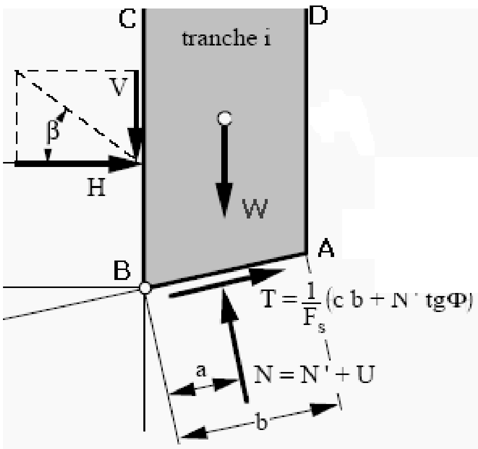


***Figure I.4* : Une tranche i**

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{n=m} R\left(c_i.AB + N_n.\tan\varphi_i\right) \qquad \text{I.3}$$

m: nombre total de tranches, *R* : rayon du cercle de glissement.

c_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc de la tranche AB.

Par ailleurs, le moment moteur est dû à T_n et égal à T_n.R, d'où:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left(c_i.AB + N_n.\tan\varphi_i \right)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} \qquad \text{I.4}$$

1.1.2.3 Méthode des tranches de Bishop

a- Méthode détaillée

Les composantes V_n, V_{n+1}, H_n, H_{n+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (Figure I.5) et influencent la réaction R_n.

En 1954, Bishop a publié une méthode, appelée méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité FS en tenant compte de ces sollicitations.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$= \frac{\quad}{\Sigma \qquad \propto} \cdot \Sigma \quad \frac{(\quad (\qquad) \quad . \;) \qquad .}{\propto . \overline{\qquad}} \qquad \text{I.5}$$

Pour déterminer FS, il faut :

- procéder par itérations successives, puisque FS figure aux membres de l'équation,
- définir $-$. Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par les cercles de glissement, déterminer $-$ est alors possible. Toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur.

b- Méthode de Bishop simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que $- = 0$, quelle que soit la tranche considérée. L'équation (I.5) devient alors :

$$= \frac{\qquad}{\Sigma \qquad \propto} \cdot \Sigma \quad \frac{(\quad . \;) \qquad .}{\propto . \;\text{———}} \qquad \text{I.6}$$

Tous les termes sont connus et *FS* est calculé par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

Le résultat est rapidement convergent. Evidemment, ce type de calcul se prête bien au traitement par ordinateur.

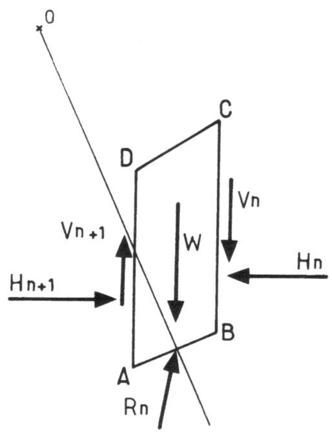


Figure I.5 **: Forces agissant sur la tranche n**

I.2 Méthode numérique

I.2.1 Calcul en contraintes déformations

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Les comportements de terrains sont souvent méconnus et non linéaires sous des sollicitations induites, ce qui nécessite un effort particulier.

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

La forme mathématique que prennent les liaisons entre les grandeurs géométriques (déformation ou déplacements) et les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation.

Les modèles proprement dits, que l'on utilise dans le domaine de la géotechnique, se distinguent donc fondamentalement par:

- le choix des lois rhéologiques attribuées aux matériaux ;
- le choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre ;
- le traitement réservé aux discontinuités, lorsqu'elles sont prises en compte dans le modèle.
- le choix du couplage hydraulique-mécanique

Les différents outils de calcul qui existent actuellement, et qui permettent de réaliser ces modèles, présentent des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés. Il en est ainsi de leur possibilité de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de l'ouvrage, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que les sollicitations. De plus, ces outils présentent des différences dans la manière de résoudre les équations en jeu qui se ramènent toujours à l'intégration de fonctions « déplacement ».

Certains procèdent par intégration directe comme avec la méthode des éléments frontières. Les autres ont recours à la discrétisation de ces fonctions. Ces derniers diffèrent par ailleurs entre eux par les principes de discrétisation des grandeurs calculées, les algorithmes et les techniques de résolution, comme c'est le cas notamment entre les outils qui s'appuient sur la méthode des éléments finis, celle des éléments distincts, ou celle des différences finies.

En ce qui concerne l'analyse de stabilité, les méthodes numériques sont un complément utile voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de stabilité des ouvrages en terre. La méthode des éléments finis a été utilisée la première fois pour l'analyse de stabilité en 1966. Certains auteurs vont jusqu'à dire, « elles sont aujourd'hui populaires ». Ces méthodes apportent aux géotechniciens et aux experts des informations sur le développement de la rupture. Ces méthodes peuvent être utilisées dans le calcul de stabilité selon deux façons:

- La première, dite méthode directe : pour estimer la valeur du coefficient de sécurité par cette méthode, une série de calculs sera nécessaire. Le critère de rupture est défini par l'utilisateur. Elle donne des informations sur le développement du processus de rupture.
- La deuxième utilise une méthode numérique en association avec le calcul en équilibre limite. Le point important de cette méthode est que le calcul est effectué dans des conditions normales, c'est-à-dire sans réduction des propriétés des matériaux. Naylor (1982a) a appelé cette méthode Equilibre limite améliorée. Depuis la publication des premières idées, le couplage entre les méthodes numériques et les méthodes d'équilibre limite ne cesse d'évoluer.

I.2.2 Choix de la méthode

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

Dans l'optique d'un calcul en déformations, par exemple, il est clair que pour une roche intacte ou une masse rocheuse très fortement fracturée, l'hypothèse d'un milieu continu équivalent est plus adaptée, d'où une analyse numérique simplifiée. Mais lorsque le nombre de familles de discontinuités n'est pas très élevé, ou si les discontinuités sont très espacées, le choix de la méthode la plus efficace est difficile.

En s'appuyant sur des données géométriques, géologiques et géomécaniques relatives au profil du talus, on se propose de réaliser des modèles numériques dont l'analyse nous permettra d'évaluer le comportement du massif, à court et à moyen terme, afin d'optimiser les mesures de renforcement, ainsi que les systèmes d'instrumentations sur les pentes, si cela s'avérait nécessaire.

La comparaison des résultats de calcul aux mesures d'instrumentation permettra en outre de valider ou d'ajuster les paramètres mécaniques utilisés dans les simulations, au travers d'une analyse inverse.

Compte tenu des résultats escomptés, il est essentiel d'avoir recours à des méthodes de calcul judicieuses et adaptées au but de l'étude.

- En premier lieu, on doit pouvoir déterminer les mécanismes de rupture susceptibles d'avoir lieu au niveau des pentes et des parements verticaux et calculer les risques d'occurrence sans pour autant connaître par avance la géométrie exacte des ruptures envisagées, mais en sachant toutefois que les discontinuités du massif constitueront tout ou partie de ces surfaces de rupture.
- On doit pouvoir prendre en compte la présence d'eau dans le massif, sous forme de nappe rabattue ou non, ainsi que des effets dynamiques, c'est-à-dire les efforts déstabilisants non liés à la gravité.
- L'étude doit fournir des résultats au niveau de l'évolution de la déformation du massif, afin de pouvoir comparer ces valeurs aux mesures issues de l'instrumentation.
- On souhaite enfin reproduire l'intégralité géométrique et chronologique du processus d'excavation, y compris les rabattements de nappe, le renforcement mécanique des pentes et des parois de l'écluse, la prise en compte de discontinuités majeures dans le massif, etc.

En mécanique des roches, il existe plusieurs méthodes numériques pour déterminer les réponses d'un milieu rocheux à des sollicitations. L'évaluation d'un facteur risque peut être traitée par des méthodes à l'équilibre limite (comme celle utilisée par le logiciel DEGRES), qui nécessitent une faible puissance de calcul. Les calculs en déformations, par contre, requièrent en général l'utilisation de méthodes du type éléments finis ou éléments discrets qui sont très gourmandes en ressources informatiques.

La méthode des éléments discrets (utilisée par le logiciel UDEC) est façonnée pour des problèmes dans lesquels interviennent un nombre important mais limité de discontinuités et donc de blocs de matériaux, et où la réponse globale du massif est dominée par le comportement de ces premières. Elle permet d'obtenir de grandes déformations le long des discontinuités et peut aussi bien reproduire les effets de la translation ou de la rotation des blocs rocheux.

La méthode des différences finies (exploitée par le logiciel FLAC), quant à elle, traite le problème comme un milieu continu, dont les caractéristiques mécaniques sont une moyenne établie sur un élément du maillage. Elle permet aussi d'introduire, en nombre limité, des discontinuités, mais la réponse globale du massif est cependant dominée par la déformation de la roche.

Par ailleurs, la variabilité des propriétés mécaniques, c'est-à-dire l'hétérogénéité du massif, est un élément primordial du comportement et doit être prise en compte par la méthode de calcul. L'utilisation d'un modèle continu ou discontinu oblige l'utilisateur à reconsidérer le choix des paramètres d'entrée entre des approches probabilistes et/ou stochastiques dans lesquelles interviennent également des incertitudes liées, notamment, aux effets d'échelle.

I.2.3 Logiciels utilisés pour les calculs en géotechnique

La plupart des modélisations de remblais décrites dans la base MOMIS (Modèles numériques d'Ouvrages et Mesures In Situ) ont été réalisées avec des logiciels du commerce. Le plus populaire est sans conteste le logiciel SAGE-CRISP (25 %) ; derrière viennent les logiciels DACSAR (13,5 %), ROSALIE-LCPC et CESAR-LCPC (13,5 %), PLAXIS (9,5 %), ABAQUS (6 %) et AFENA (6 %). La figure suivante indique le nombre de références liées à chaque logiciel. Il y en a encore d'autre sans doute comme: Geo-Slope Office, Ansys,…etc.

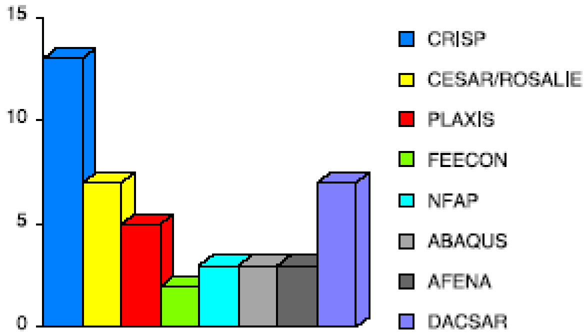


Figure I.6 **: Logiciels utilisés pour les calculs en géotechnique**

I.3 Coefficient de sécurité

I.3.1 Définition

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité *FS* par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

= —— I.7

Q: cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (force *H*, force *V*, moment *M*).

Q_{max}: valeur maximale de *Q*.

Le facteur de sécurité pourrait être calculé, pour un paramètre sélectionné, en prenant le ratio de la valeur à la rupture, par la valeur calculée sous les conditions de projet de ce paramètre. On peut citer plusieurs exemples :

F_w = niveau de l'eau à la rupture / niveau de l'eau initial (ou de projet)

F_L = chargement ultime / chargement appliqué

$FS(Q)$ = a_{max} (rupture) / a_{max} (Q) ; *Q* : le chargement sismique d'accélération maximale a_{max}

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

1. Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de *FS* inférieure ou égale à 1, donc :
   - soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour *FS*=1, les caractéristiques correspondantes.
   - soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.
2. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

I.3.2 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal *FS* adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u).

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

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

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

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1,25, alors que *FS* = 1,5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop).

I.3.3 Calcule du coefficient de sécurité

Considérons un élément carré d'unité ($dx = dy = 1$) exposé aux contraintes normales σ_1 et σ_3 appliquées aux côtés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle θ. La rupture du milieu est normalement due aux contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture. A partir des équations d'équilibre, la contrainte mobilisée de cisaillement τ_f et la contrainte normale mobilisée σ_f au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ_1 et σ_3.

Contrainte normale au plan de rupture:

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.\cos 2\theta \qquad \text{I.8}$$

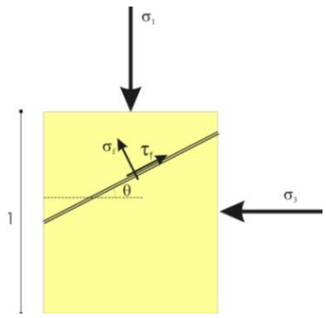


Figure I.7 **: Le plan de rupture**

Contrainte tangentielle au plan de rupture:

$$\tau_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)\sin 2\theta \qquad \text{I.7}$$

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

FS = Résistance au cisaillement disponible / Résistance au cisaillement mobilisée

Donc, on peut écrire:

$$FS = \frac{c + \sigma_f . \tan\varphi}{\tau_f} \qquad \text{I.8}$$

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

$$FS = \frac{c + \left(\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.\cos 2\theta\right)\tan\varphi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\sin 2\varphi} \qquad \text{I.9}$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à $45+\phi/2$ 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 $45+\phi/2$ dans la relation (I.9), nous trouvons:

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

I.3.4 Facteurs influençant la stabilité des talus

Voici quelques facteurs influençant la stabilité du talus

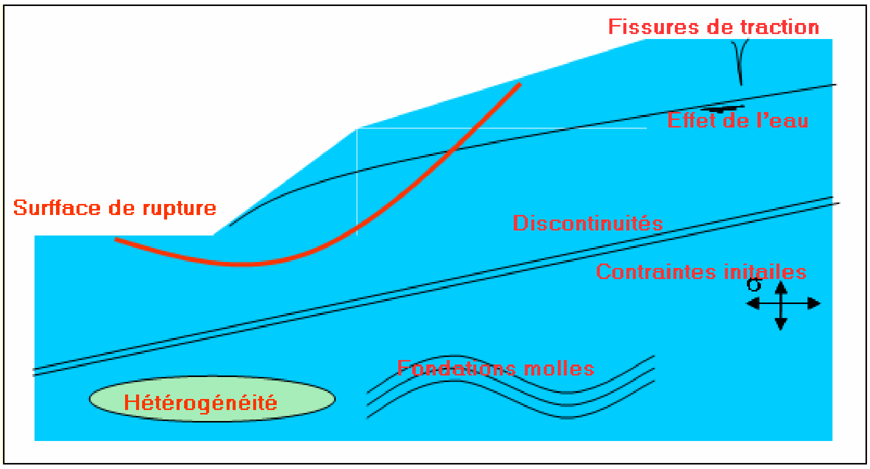


Figure I.7 : Facteurs influençant la stabilité des talus

Le coefficient de sécurité est lié :

- à l'approche adoptée pour calculer ce coefficient;
- à l'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée)
- aux propriétés du milieu
- à l'hypothèse de la forme de la surface de rupture

I.4 Conclusion :

La méthode de Fellenius donne généralement des coefficients de sécurité plus faibles que la méthode de Bishop. Les écarts peuvent atteindre 10 % ; toutefois, ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de la sécurité. La méthode de Bishop simplifiée est couramment utilisée. La méthode de Bishop détaillée ne présente que peu d'intérêt puisque les écarts entre ces deux méthodes de Bishop sont négligeables devant les incertitudes dont sont entachés les différents paramètres (résistance au cisaillement, hétérogénéité du sol, etc.).

CHAPITRE II

Etude de la stabilité des talus par l'approche cinématique de l'analyse limite

II.1 Introduction

L'analyse limite consiste à définir le caractère « supportable » d'un chargement pour une structure donnée (on parle également de la « stabilité » de la structure sous l'action d'un chargement donné) à partir de la compatibilité entre les conditions imposé par l'équilibre d'une part et les capacités de résistance du (des) matériau(x) constitutif(s) d'autre part.

II.2 Analyse de la stabilité des talus renforcés par pieux

Les pieux ont été utilisés dans plusieurs cas afin de stabiliser les talus ou améliorer leurs stabilisations, et de nombreuses méthodes ont été développées pour l'analyse des talus avec pieux.

La méthode des éléments finis est certainement l'approche la plus complète pour la stabilité pieux-talus, parce que cette méthode résout simultanément la réaction des pieux et la stabilité des talus. Mais son utilisation exige généralement trop de calcul numérique et le matériel approprié. La méthode des éléments finis a été récemment utilisée pour analyser l'effet des pieux sur la stabilité des talus.

Dans des applications pratiques, l'étude d'un talus renforcé avec des pieux est effectuée en utilisant les méthodes d'analyse de stabilité des talus en intégrant la force de réaction exercée par les pieux sur le sol instable. Jusqu'à maintenant la méthode d'équilibre limite est l'approche la plus utilisée pour l'analyse de la stabilité des talus due à sa simplicité d'utilisation. D'ailleurs, cette méthode tient compte de l'effet des infiltrations, du chargement et des caractéristiques du sol.

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par Ito.T [16] pour traiter le problème de la stabilité des talus contenant des pieux. Dans cette étude 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, Ito.T [16] a proposé l'utilisation de l'équation théorique, trouvée précédemment par Ito.T et Matsui.T [15] pour évaluer la force latérale agissant sur une rangée de pieux dues au mouvement du sol, une approche semblable a été développée par lee [20] dans laquelle la méthode simplifiée de bishop a été utilisée pour trouver la surface de glissement critique du talus aussi bien que le moment de résistance du sol au cisaillement. Le moment de résistance produit par les pieux a été obtenu à partir de la force de cisaillement et du moment de flexion développée dans le pieu à la profondeur de la surface de glissement causé par le mouvement latéral du sol. Ces forces ont été calculées en utilisant un procédé basé sur la méthode des éléments limites qui a été proposé par Poulos.HG [24] et plus tard par lee [22].

Récemment, Hassiotis.S et d'autres [12] ont élargi la méthode du cercle de frottement pour incorporer la réaction du pieu dans l'analyse de la stabilité des talus. L'équation d'Ito et de Matsui [15] a été employée pour déterminer la force latérale que la masse du sol en rupture (faible) exercée sur une rangé de pieux.

La méthode d'équilibre limite a été également employée par Chugh.AK [8] et Poulos.HG [23] 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.

Pour cette étude la stabilisation des talus glissant par pieux est analysée en utilisant l'approche cinématique de l'analyse limite. Tout d'abord, nous considérons cette approche pour le cas d'un talus sans pieux, une solution sera proposée pour déterminer le coefficient de sécurité du talus, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, ensuite la stabilité des talus renforcée par pieux sera analysée. Pour prendre en compte la présence des pieux, on suppose qu'une force latérale et un moment, sont appliqués à la profondeur de la surface de glissement potentielle. On déduit des solutions théoriques qui nous permettent de calculer les valeurs de ces forces. Des conclusions sont déterminées pour déterminer les endroits appropriés aux pieux dans les talus.

II.3 Méthode d'analyse.

L'analyse limite prend les avantages de la statique et de la cinématique de la théorie de la plasticité pour trouver un champ de solutions aux problèmes de stabilité. Ce champ peut être réduit pour trouver la solution la plus grande de la limite inférieure et la solution la plus petite de la limite supérieure. La quantité inconnue peut être la capacité portante de la fondation, la pression du sol sur un mur de soutènement, le coefficient de sécurité ou la hauteur critique du talus. Dans l'analyse limite, on suppose que le sol à une déformation plastique selon la loi de normalité liée à la condition limite de coulomb.

L'approche statique prend en compte le champ de contrainte qui est en équilibre avec les forces externes de la surface et le poids propre du sol, ce champ de contrainte doit être statiquement admissible. L'approche statique mène à un ensemble d'équations qui peuvent être résolus numériquement en utilisant la méthode des éléments finis.

Pour résoudre les problèmes de la stabilité des talus, l'utilisation de l'analyse limite est pratiquement concentrée sur l'approche cinématique parce que dans certains cas, son utilisation est plus simple que l'utilisation de l'approche statique. Par exemple si on considère que la masse du sol en mouvement se déplace comme un corps rigide, l'approche cinématique nécessite la résolution d'une équation simple.

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 aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible), ceci peut être exprimé par l'équation du mouvement suivante :

$$\int_S T_i \, v_i \, dS + \int_V X_i \, v_i \, dV = \int_V \sigma_{ij} \, \dot{\varepsilon}_{ij} \, dV \quad i,j=1,2,3 \qquad \text{II.1}$$

D'où :

X_i : Forces massiques (volumiques).

T_i : Pressions (forces surfacique)

ν_i : Champ de vitesse cinématiquement admissible.

$\dot{\varepsilon}_{ij}$: Champ de vitesse de déformation, compatible avec ν_i.

σ_{ij} : Champ de contrainte en relation avec X_i et T_i.

S : surface de chargement.

V : volume de masse du sol glissant.

Quand la valeur de la force responsable de l'instabilité du sol est inconnue, l'application de l'approche cinématique mène à une limite supérieure (upper bound) pour une solution correcte. Au contraire, cette approche donne une solution de limite inférieure (lower bound) si la valeur de la force stabilisatrice doit être déterminée.

Dans cette étude, l'approche cinématique est utilisée pour calculer la force stabilisatrice qui doit être fournie par une structure de soutènement pour l'augmentation du coefficient de sécurité pour un talus de sol homogène et pour une valeur choisie. Pour la simplicité, l'effet de la pression interstitielle sur la stabilité des talus n'est pas pris en compte dans notre étude. Dans le cas ou le drainage est pris en compte, cet effet peut être exprimé dans la deuxième partie du côté gauche de l'équation (II.1). Dans le cas où le sol est saturé, le champ de contrainte est effectif.

II.4 Analyse de la stabilité des talus sans pieux :

Dans l'analyse limite, la solution d'un problème de la stabilité des talus est habituellement en fonction de la taille ou de la hauteur critique du talus ou en fonction de la charge limite appliquée sur une certaine partie de la surface du talus. S'il n'y a aucun chargement extérieur, l'effondrement peut être provoqué par le poids propre au sol lui-même. Ainsi, la condition limite est exprimée en fonction du poids spécifique du sol.

L'analyse de la stabilité des talus est généralement exprimée en fonction du coefficient de sécurité tout en respectant les paramètres de résistance au cisaillement du sol. Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m} \qquad \text{II.2}$$

D'où *FS* est le coefficient de sécurité ; 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. En d'autre terme *FS* est défini comme coefficient par lequel les paramètres de résistance au cisaillement du sol devraient être répartis (divisés) pour donner l'état de glissement qui va apparaître. Karal [18], Donald et Chen [11] ont admis l'équation (II.2) comme la définition du coefficient de sécurité pour le matériau en frottement, les surfaces de glissement sont des surfaces de rendement potentiel, les déplacements et le mécanisme de rupture dépend du coefficient de sécurité. Cette définition du *FS* est également adoptée dans cette étude.

Le mécanisme cinématiquement admissible est montré dans la figure II.1, où la surface de glissement est décrite par l'équation suivante :

$$r = r_0\, e^{(\theta_h - \theta_0)\frac{tg\varphi}{F_s}} \qquad \text{II.3}$$

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 [9], est géométriquement définie par les angles β', θ_0 et θ_h (figure II.1) et l'angle de la résistance au cisaillement mobilisé $\frac{tg\varphi}{FS}$. La géométrie du talus est déterminée par la hauteur *H*, et les angles α et β qui sont également indiqués sur la figure II.1.

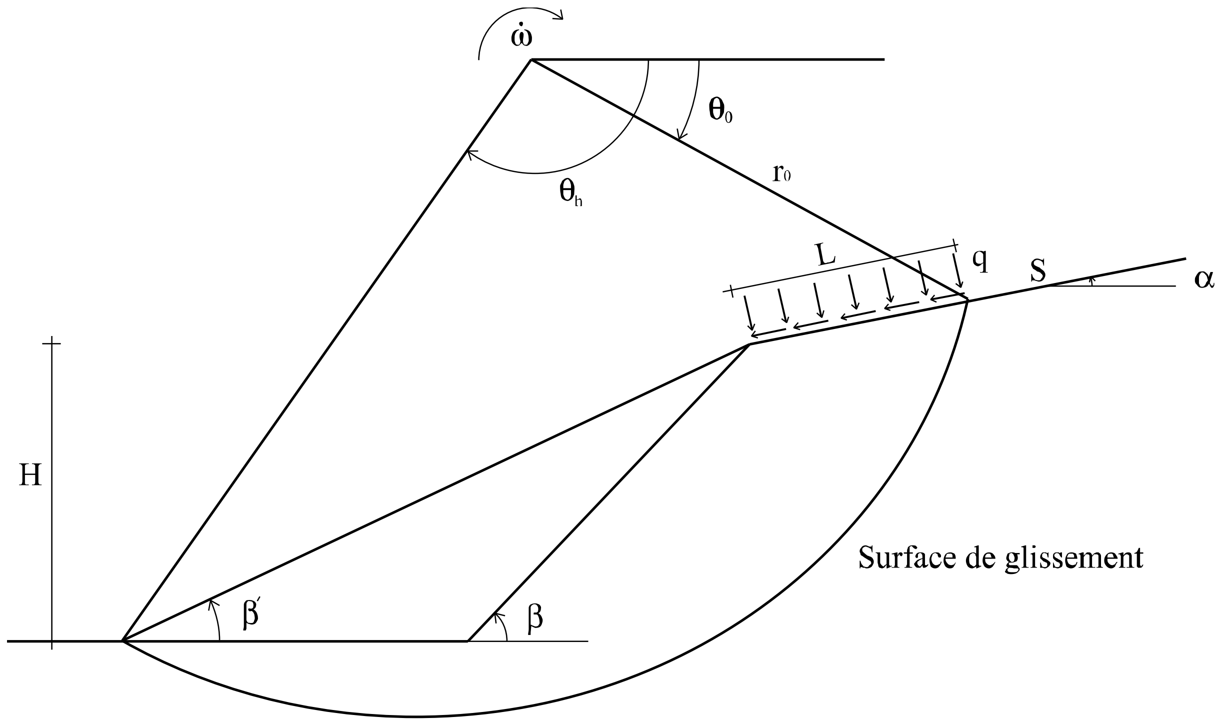


Figure II.1 : **Mécanisme de rupture d'un talus**

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

$$\dot{W} = \gamma\, r_0^3 \dot{\omega}\left[f_1 - f_2 - f_3 - f_4\right] \qquad \text{II.4}$$

D'où :

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

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

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

$$\times\left\{\cos\theta_0 - \frac{L}{r_0}\cos\alpha + \cos\theta_h\,\exp\left[\left(\theta_h - \theta_0\right)tg\varphi^*\right]\right\}$$

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

Dans ces expressions, les quantités $\frac{H}{r_0}$ et $\frac{L}{r_0}$ sont données pas les équations (II.11a) et (II.11b), respectivement, et $tg\varphi^* = \frac{tg\varphi}{FS}$.

D'où γ=poids (volumique) spécifique du sol, les fonctions $f_1 - f_4$ dépendent des angles θ_0, θ_h, α, β et β' et l'angle mobilisé de la résistance au cisaillement. En dérivant l'équation (II.4) on suppose que la surface de glissement passe au dessous du pied du talus. Dans le cas où la surface de glissement passe par la limite du pied du talus, la même équation pour $\dot{W}$ peut être utilisée à condition que $f_4=0$ et $\beta=\beta'$. Chen [9] .

Dans le cas où le talus est soumis à une charge surfacique externe comme il est montré sur la figure II.1 le taux de travail de cette charge est :

$$\dot{Q} = q\,L\,\dot{\omega}\left[r_0\cos(\theta_0+\alpha) - \frac{L}{2}\right] + s\,L\,\dot{\omega}\,r_0\sin(\theta_0+\alpha) \qquad \text{II.5}$$

D'où L : est la distance entre la surface de rupture au dessus du talus et le bord du talus (figure II.1) ; 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, $\dot{D}$, peut être exprimé comme suit :

$$\dot{D} = \frac{c\,r_0^2\,\dot{\omega}}{2\,tg\varphi}\left[e^{2(\theta_h-\theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}} - 1\right] \qquad \text{II.6}$$

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

$$\dot{W} + \dot{Q} = \dot{D} \tag{II.7}$$

En remplaçant $\dot{\mathrm{W}}$, $\dot{\mathrm{Q}}$ et $\dot{D}$ dans l'équation (II.7), on a :

$$\begin{aligned}&\gamma \frac{H}{A}\left(f_1 - f_2 - f_3 - f_4\right) + q\,B\left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2}\right] + s\,B \sin(\theta_0 + \alpha)\\ &= \frac{c}{2\,tg\varphi}\left[e^{2(\theta_h - \theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}} - 1\right]\end{aligned} \tag{II.8}$$

D'où :

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

$$B = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin(\theta_h + \alpha)\sin(\beta' - \alpha)}\left\{\sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha)\right\} \tag{II.10}$$

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

$$H = A\,r_0 \tag{II.11a}$$

$$L = B\,r_0 \tag{II.11b}$$

D'où la distance L est indiquée sur la figure II.1.

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

$$H = \frac{A}{\gamma}\frac{c}{2\,tg\varphi}\frac{\left[e^{2(\theta_h-\theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}}-1\right]-q\,B\left[\cos(\theta_0+\alpha)-\frac{B}{2}\right]-s\,B\sin(\theta_0+\alpha)}{(f_1-f_2-f_3-f_4)} \qquad \text{II.12}$$

La plus petite limite supérieure pour *H* peut être obtenue, en réduisant au minimum la fonction $H = f(\theta_0, \theta_h, \beta')$. Les angles obtenus définissent la surface de glissement potentielle. En plus, on remplace les angles trouvés dans l'équation (II.12) on trouve la taille critique du talus. 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 (II.2), jusqu'à ce que la taille critique soit égale à la taille réelle de la pente.

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

$$\begin{cases} \dfrac{\partial H}{\partial \theta_0} = 0 \\ \dfrac{\partial H}{\partial \theta_h} = 0 \\ \dfrac{\partial H}{\partial \beta'} = 0 \\ H = H_{actuel} \end{cases} \qquad \text{II.13}$$

D'où H_{actuel} représente la hauteur réelle du talus. Dans l'équation (II.13), les valeurs inconnues sont θ_0, θ_h, β' et *FS*. Par conséquent, la solution de l'équation (II.13) donne les valeurs de *FS* et la position de la surface de glissement potentielle.

Les comparaisons des valeurs de *FS* obtenues de l'équation (II.13) à celles obtenues par d'autres méthodes sont présentées ci-dessous.

Le Tableau II.1 montre une comparaison du coefficient de sécurité calculé par l'équation (II.13) et d'autres obtenues par Cao et Zaman [10] employant trois méthodes différentes : La Méthode de bishop, La méthode du coefficient de sécurité local minimum proposé par Huang et Yamasaki [13] et la méthode analytique développée par Cao et Zaman [10].

Tableau II.1
Comparaison du coefficient de sécurité du talus calculé en utilisant différentes méthodes (mise à jours des résultats obtenus par Cao et Zaman [10])

C (kPa)	φ (degré)	F_s Méthode analytique	F_s local F_s Méthode	F_s Méthode de bishop	F_s Eq (13)
25	20	1,81	1,87	1,74	1,73
20	20	1,60	1,68	1,50	1,51
15	20	1,39	1,46	1,29	1,28
10	20	1,17	1,00	1,05	1,04
30	15	1,81	1,85	1,75	1,76
25	15	1,60	1,65	1,53	1,55
20	15	1,40	1,45	1,32	1,34
15	15	1,19	1,24	1,11	1,12
10	15	0,98	1,00	0,89	0,89
25	10	1,40	1,42	1,35	1,38
20	10	1,20	1,23	1,15	1,17
15	10	1,00	1,00	0,97	0,96

Comme il est montré dans le tableau II.1, les coefficients de sécurité dérivés de l'équation (II.13) sont très près des valeurs calculées par la méthode de Bishop, et ils sont en bon accord avec tous les résultats présentés par Cao et Zaman [10].

Finalement, un talus avec H=13.7 m et β=30° est analysé comme d'autres exemples aussi. Les propriétés du sol sont : c=23.94 KPa, φ=10° et γ=19,63 KN/m^3. Ce cas a été étudié par Hassiotis [12] ; ils ont calculé la valeur de *FS* pour ce talus qui est égal à 1.08. Hassiotis [12] a utilisé la méthode du cercle de frottement. En appliquant la méthode de Bishop, Hull et Poulos [14] ont trouvé que le coefficient de sécurité pour le même talus est de 1.12. La valeur de *FS* obtenue on résolvant l'équation (II.13) est de 1.11, qui est une valeur moyenne en comparant avec celui calculé par les autres méthodes. Les surfaces de glissement potentielles qui ont été trouvées en appliquant les trois méthodes sont montrées sur la figure II.2. Leurs positionnements sont conformés aux valeurs de *FS* correspondantes.

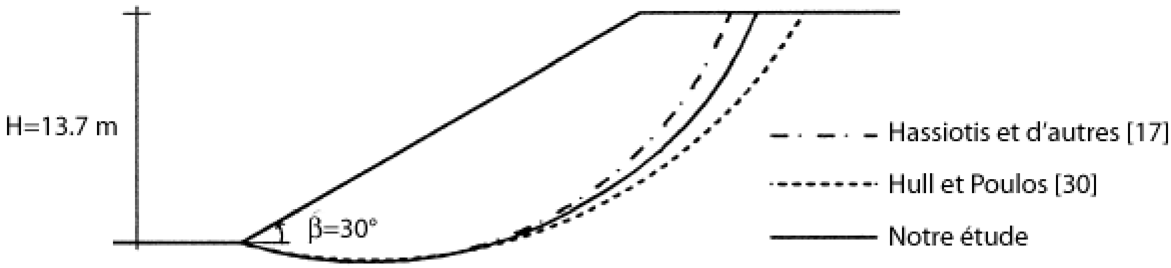


Figure II.2 : **La surface du glissement critique**

II.5 Analyse de la stabilité des talus renforcés par pieux

Quand le coefficient de sécurité d'un talus est considéré comme insatisfaisant, la stabilité du talus peut être améliorée, en installant une structure de retenue telle qu'une rangée de pieux (figure II.3). Les pieux devraient être conçus pour fournir la force stabilisante requise pour augmenter le coefficient de sécurité à une valeur choisie.

Dans cette partie, l'approche cinématique est appliquée pour évaluer la force supplémentaire que les pieux doivent fournir pour l'augmentation de la stabilité du talus. Pour présenter la présence des pieux, on suppose qu'une force latérale et un moment sont appliqués à la profondeur de la surface de glissement. Dans ce cas, le taux de dissipation d'énergie devient

$$\dot{D} = \frac{c\, r_0^2\, \dot{\omega}}{2\, tg\varphi}\left[e^{2(\theta_h-\theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}} - 1\right] + F\, r_0 \sin\theta_F\, \dot{\omega}\, e^{(\theta_F-\theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}} - M\, \dot{\omega} \qquad \text{II.14}$$

dans FS est le coefficient de sécurité cible du talus; l'angle θ_F indique la position de la structure stabilisante (pieux) le long de la surface de glissement (figure II.3); F est la force stabilisante, par unité de largeur du sol, que les pieux doivent fournir pour améliorer la stabilité du talus; 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 :

$$M = F\, m\, h \qquad \text{II.15}$$

d'où *h* est la hauteur de la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement (figure II.3), 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.

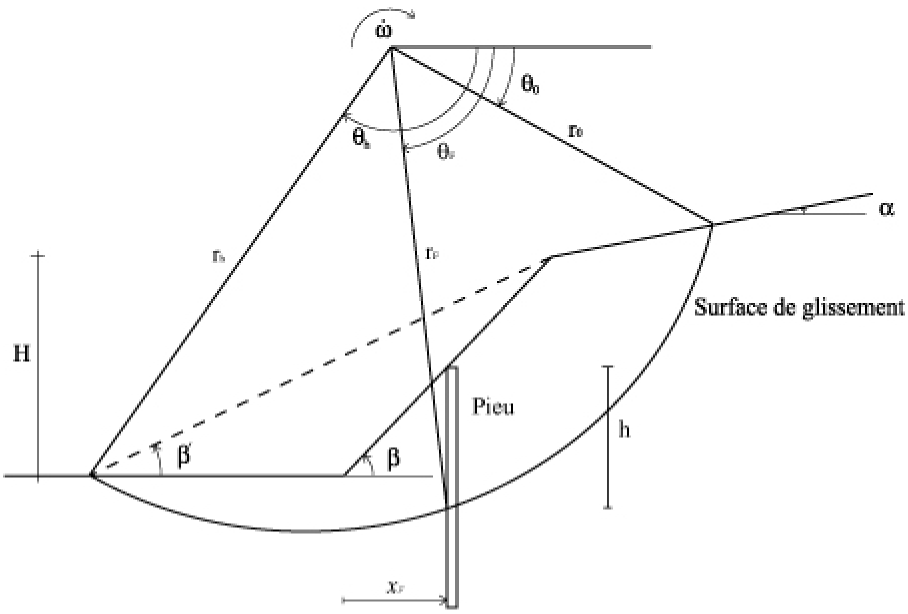


Figure II.3 **: Stabilité d'un talus renforcé par des pieux**

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 [23]. 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 II.3) :

$$h = r_F \sin\theta_F - r_h \sin\theta_h \qquad si\ -D \le x_F \le 0 \qquad \text{II.16a}$$

$$D = \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin\beta \sin\beta'} H \qquad \text{II.17a}$$

$$h = r_F \sin\theta_F - r_h \sin\theta_h + x_F\, tg\beta \qquad si\ 0 \le x_F \le H\, ctg\beta \qquad \text{II.16b}$$

$$h = r_F \sin\theta_F - r_h \sin\theta_h + H + (x_F - H\, \mathrm{ctg}\beta) tg\alpha \qquad si\ x_F > H\, \mathrm{ctg}\beta \qquad \text{II.16c}$$

d'où

$$x_F = r_F \cos\upsilon_F - r_h \cos\theta_h - D \qquad \text{II.17b}$$

$$r_F = \frac{H}{A} e^{(\theta_F - \theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}} \qquad \text{et} \qquad r_h = \frac{H}{A} e^{(\theta_h - \theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}} \qquad \text{II.17c}$$

Pour une valeur choisie de *FS, h* est une fonction des angles θ_0, θ_h, β' et θ_F

Le taux de travail externe est donné par la somme de $\dot{W}$ et $\dot{Q}$. Ces derniers sont exprimés par les équations (II.4) et (II.5), respectivement. Par conséquent, l'égalisation du taux de travail externe au taux de dissipation d'énergie mène à l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{\frac{\gamma H}{A}\left(f_1 - f_2 - f_3 - f_4\right) + qB\left[\cos\left(\theta_0 + \alpha\right) - \frac{B}{2}\right] + sB\sin\left(\theta_0 + \alpha\right) - \frac{c}{2\,\mathrm{tg}\varphi}\left[e^{2(\theta_h - \theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}} - 1\right]}{\frac{A}{H}\left[\sin\theta_F e^{(\theta_F - \theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}} - m\,h\,\frac{A}{H}\right]} \qquad \text{II.18}$$

L'équation (II.18) 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 du talus.

Quand une structure de soutènement est insérée dans un talus, la résistance supplémentaire fournie par les changements de cette structure sont, le coefficient de sécurité du talus et le mécanisme de rupture potentiel en ce qui concerne le cas sans pieux. Par conséquent, d'autres surfaces de glissement possibles ont pu être plus critiques que celle trouvée pour le talus 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_0, θ_h et β' à condition que la position des pieux dans le talus est donnée. A cet effet, l'ensemble suivant d'équations doit être résolu.

$$\begin{cases} \dfrac{\partial F}{\partial \theta_0} = 0 \\ \dfrac{\partial F}{\partial \theta_h} = 0 \\ \dfrac{\partial F}{\partial \beta'} = 0 \\ x_F = \dfrac{H}{A}\left[\cos\theta_F \; e^{(\theta_F - \theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}} - \cos\theta_h \; e^{(\theta_h - \theta_0)\frac{tg\varphi}{FS}}\right] - H\dfrac{\sin(\beta - \beta')}{\sin\beta \sin\beta'} \end{cases} \qquad \text{II.19}$$

D'où x_F indique la position des pieux par rapport au pied du talus (figure. II.3). La valeur de x_F devrait être admise pour la surface de glissement critique trouvé pour le talus sans pieux. Cette surface indique, en fait, les différentes positions où les pieux doivent être positionnés pour augmenter efficacement la stabilité du talus. 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 du talus.

Dans l'équation (II.19), les quantités inconnues sont θ_0, θ_h, β' et θ_F. Les angles θ_0, θ_h et β' indiquent la surface de glissement potentielle critique, et la valeur maximal de F est calculée en replaçant ces angles dans l'équation (II.18). Cependant, il convient a noter que, si on suppose que m n'est pas nul, F dépend de la taille h qui peut être déterminée à partir de θ_0, θ_h, β' et θ_F en utilisant les équations (II.16) et (II.17). Ceci implique que l'équation (II.19) doit être résolue, considérant l'expression pour h approprié avec une valeur de x_F, selon l'équation (II.17).

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 travail actuel.

L'approche donnée est illustrée tout en considérant le même talus représenté sur la figure II.4, comme exemple. Le coefficient de sécurité pour ce talus sans pieux est 1,11. La surface de glissement critique est également indiquée sur la figure II.4. Puisqu'un coefficient de sécurité de 1,11 est considéré insatisfaisant, le talus peut être renforcé en installant une rangée de pieux pour augmenter le coefficient de sécurité à une valeur choisie. Pour cet exemple, on suppose que le coefficient de sécurité exigé est 1,50. Les pieux sont situées à x_F=13,7 m. La force stabilisante, pour une unité de largeur du sol, qui doit être fourni par les pieux pour la stabilité du talus, est évaluée en utilisant les équations II.18 et II.19 dans lesquelles *m* est égal à 1/3. Dans le cas à étudier, on suppose que cette force est égale à 515 kN/m, et elle est linéairement distribuée entre la surface du sol et la surface de glissement. D'ailleurs, de l'équation II.16 la taille de la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement est *h=12,7 m*. Par conséquent, toute la longueur des pieux peut être préalablement déterminé comme $Lp \approx 2h = 25m$. La surface de glissement potentielle pour le talus sans pieux et pour le talus renforcé avec des pieux sont montrées sur la figure II.6. Comme on peut noter que, la surface de glissement pour le talus renforcée avec des pieux est plus profonde et elle est située sous le pied du talus. Ont constate que ceci se produit généralement pour des petites valeurs de l'angle de frottement du sol ou quand une valeur élevée de *FS* est exigé, particulièrement quand la pente est faible.

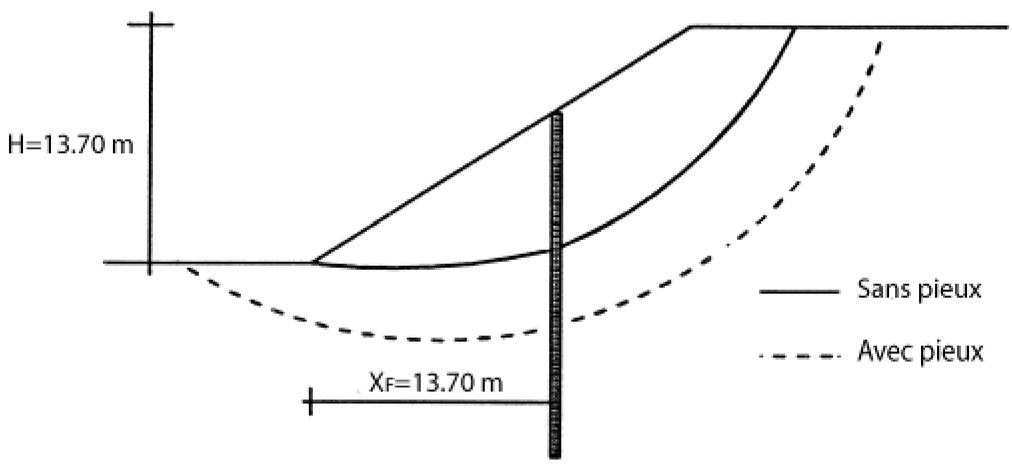


Figure II.4 : **La surface du glissement critique pour un talus avec et sans pieux**

II.6 Résultats

De l'équation (II.18) on peut noter que, la force F dépend de la position des pieux dans le talus qui est indiquée par l'angle θ_F ou d'une manière équivalente par l'abscisse x_F. La position la plus appropriée pour les pieux est là où les pieux sont les plus efficaces pour améliorer la stabilité du talus.

Plusieurs études ont été réalisées afin d'établir l'emplacement optimal des pieux dans un talus. Cependant, les résultats obtenus sont plutôt différents, et pareil dans certains cas contrasté.

Ito et autres [16] ont prouvé que l'effet maximum des pieux sur la stabilité du talus est quand ils sont mis dans la partie supérieur-moyenne du talus. Hassiotis et autres [12] sont arrivés aux conclusions semblables. Selon ces derniers auteurs, les pieux devraient être situées en haut du talus pour réaliser le coefficient de sécurité maximum, particulièrement quand la pente est raide. Lee et autres [20] on analysé le cas d'un talus purement cohérent. Ils ont constaté que si les pieux sont installés sur un sol homogène les positions les plus efficaces sont en haut et en bas du talus. Par contre, les pieux ont peu d'effet sur la stabilité quand ils sont situés près du milieu du talus. Pour le cas de deux couche superposé une couche mole sur une couche rigide, Lee et autres [20] on prouvé que les pieux sont plus efficaces une fois installées entre le milieu et le haut de la pente. Récemment, Eao et Ugai [7], en utilisant la méthode d'élément fini, ont précisé que les pieux devraient être situés au milieu de la pente pour réaliser un coefficient de sécurité maximum pour le talus. Les mêmes auteurs ont également appliqué une version modifiée de la méthode de Bishop en laquelle la force de réaction des pieux est exprimée par l'équation d'Ito Matsui's [15]. En utilisant cette approche, Eao et Ugai [7] ont constaté que les pieux doivent être installés plus près du haut du talus pour donner le meilleur résultat.

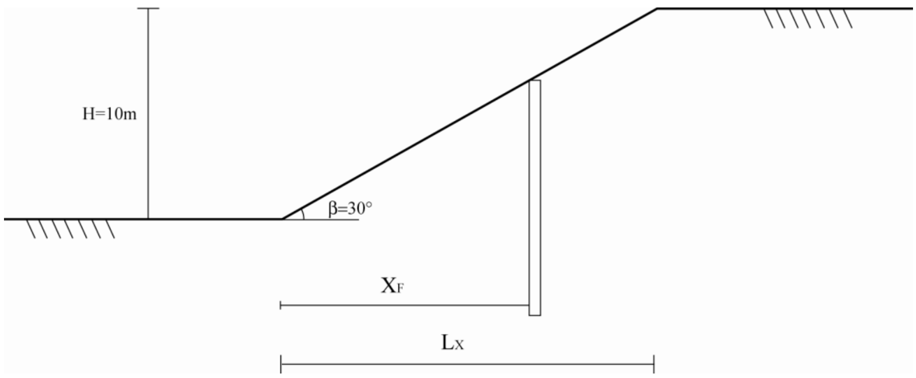


Figure II.5 : **Exemple d'illustration d'un talus renforcé avec des pieux**

Afin d'illustrer l'effet du pieu sur la stabilité du talus, on prend l'exemple représenté sur la figure II.5. Les paramètres mécanique du sol sont: c=4,7 kPa et φ=20°; le poids spécifique est 20kN/m^3. Pour ce talus, le coefficient de sécurité est égal à 1,01 à partir de l'équation (II.13). La position optimale des pieux dans le talus est déterminée pour une force stabilisante requise pour augmenter le coefficient de sécurité à la valeur désirée.

II.7 Conclusions

L'approche cinématique a été décrite pour l'analyse de la stabilité des talus renforcés avec des pieux. La première étape de l'approche consiste a trouvé la surface de glissement critique et le coefficient de sécurité pour le talus sans pieux. A ce but, on a développé un procédé sur lequel la solution est exprimée en termes de coefficient de sécurité qui est défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance au cisaillement du sol. Les résultats obtenus en utilisant le procédé proposé s'avèrent en bon accord avec ceux dérivés de la méthode de Bishop et des solutions plus complexes de limite supérieure et plus inférieure de l'analyse de limite.

Pour des talus contenant des pieux, on a dérivé des expressions analytiques qui permettent de trouver la force requise pour augmenter le coefficient de sécurité à une valeur désirée, et l'emplacement le plus approprié des pieux dans le talus à étudier. Ces expressions peuvent être utiles pour concevoir des pieux pour renforcer les talus. Les calculs effectués en utilisant les expressions obtenues montrent que l'installation d'une rangée des pieux est une solution efficace pour améliorer la stabilité du talus particulièrement quand la surface de glissement du talus non renforcée est relativement peu profonde. Les résultats indiquent également que l'emplacement optimal des pieux dans le talus est près du pied de la pente où la force stabilisante requise pour augmenter le coefficient de sécurité à la valeur désirée prend une valeur minimum. Les pieux semblent également être très efficaces quand elles sont installées dans la région du milieu au pied du talus. Cependant, cette région est réduite quand l'accomplissement des valeurs élevées du coefficient de sécurité est exigé.

CHAPITRE III

Présentation de PLAXIS

III. 1 Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (*Input*, *Calculations*, *Output* et *Curves*).

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

III.2 Les options par défaut et les solutions approchées

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

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

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

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

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

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peu évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, … etc. ; s'il ne désir pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

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

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématique concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

III.3 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

III.3.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeurs ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans ces codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important [2].

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

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

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

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

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

III.3.2 Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K, pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure III.1).

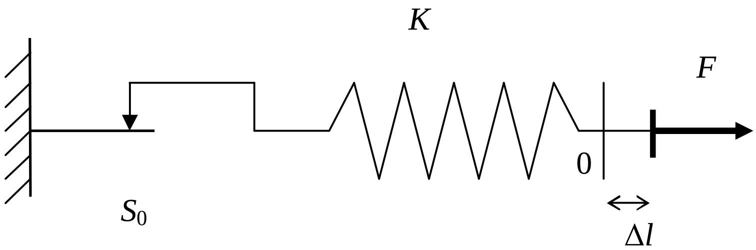


Figure III.1 **: Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.**

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure III.3.

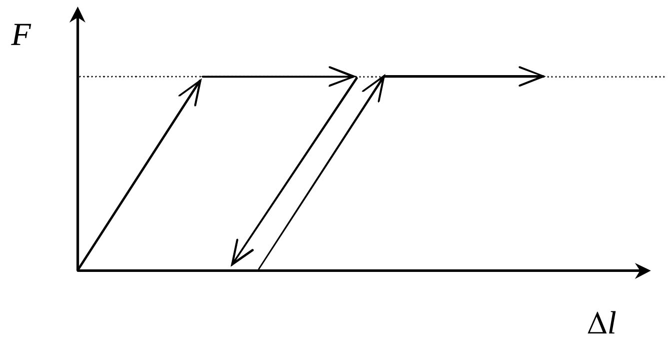


Figure III.2 **: Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.**

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

Le type de comportement représenté par les figures III.2 et III.3 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure III.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage [5].

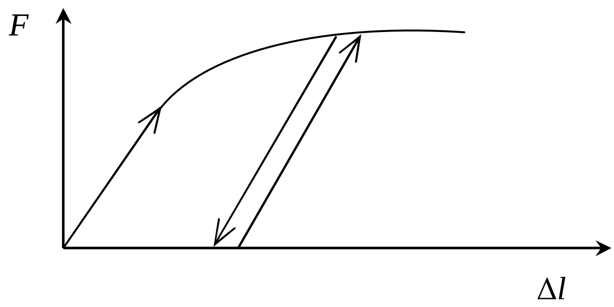


Figure III.3 **: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.**

III.3.3 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν. l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à ν_u= 0.5) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques [4].

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \qquad \text{(IV. 1)}$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad ; \qquad \text{(IV. 2)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad . \qquad \text{(IV.3)}$$

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

Les paramètres de ce modèle sons représentés sur la figure III.4 :

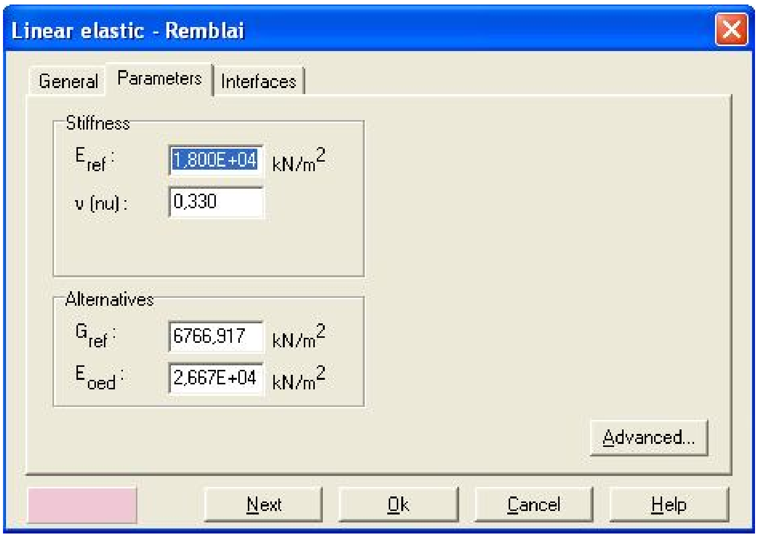


Figure III.4* : *Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la figure III.5 :

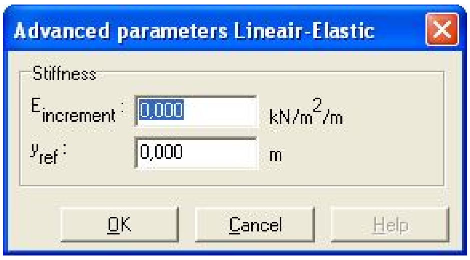


Figure III.5* : *Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \qquad \text{avec} \qquad y < y_{ref} \,. \tag{III.4}$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

III.3.4 Modèle de Mohr-Coulomb

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

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

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c \,; \tag{III.5}$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure III.6).

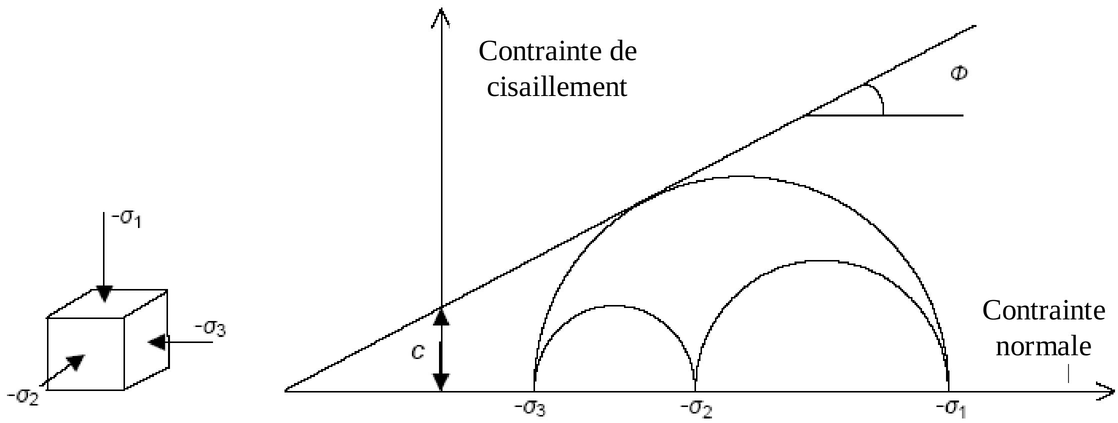


Figure III.6 **: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb**

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure III.7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

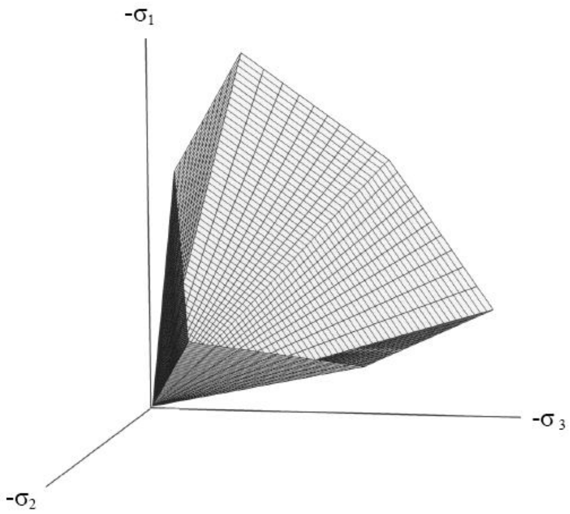


Figure III.7 : **Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0**

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure III.8). Les deux premiers sont *E* et *ν* (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont *c* et *φ*, respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

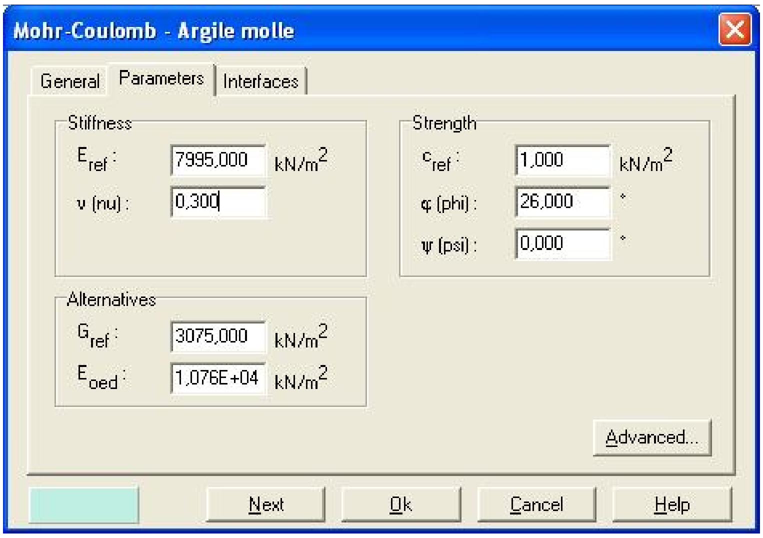


Figure III.8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a- Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure III.9).

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

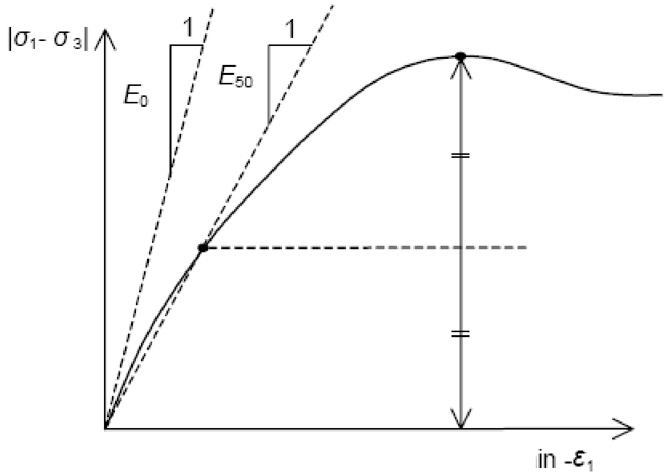


Figure III.9 : Définition du module à 50 % de la rupture.

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

b- Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c- Angle de frottement

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

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure III.6).

d- Cohésion

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

e- Angle de dilatance

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

$\psi = \varphi - 30°$ pour $\varphi > 30°$.

$\psi = 0°$ pour $\varphi < 30°$.

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

f- Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure III.7). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g- Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure III.10).

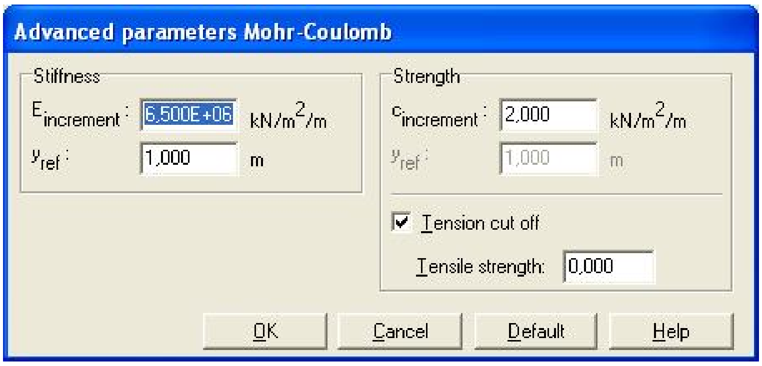


Figure III.10 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

III.4 Conclusion

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

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechnique classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

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

CHAPITRE IV

Effet du positionnement des pieux sur la stabilité des talus

IV.1 Introduction

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre projet. Pour cela, on va réaliser une modélisation de l'exemple d'illustration du chapitre 2 (figure II.5). Dans cet exemple, on se propose d'étudier la stabilité d'un talus renforcé par pieux et voir l'influence de la présence et du positionnement des pieux sur le coefficient de sécurité.

Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel PLAXIS 8.2. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude du positionnent pieux qui suivra.

IV.2 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- Eléments à 15 nœuds pour le sol
- Eléments à 2 nœuds pour les pieux
- Problème de déformation plane
- Unités : m, kN, s

IV.2.1 Géométrie du modèle

La géométrie du modèle étudier est représenté sur la figure IV.1. La hauteur du talus *H=10 m*, la pente *β=30°* et la position des pieux est . Le talus étudier se compose de deux couches de sol :

- De 0 à 15 m de profondeur : Argile
- De 15 à 20 m de profondeur : Sol rigide

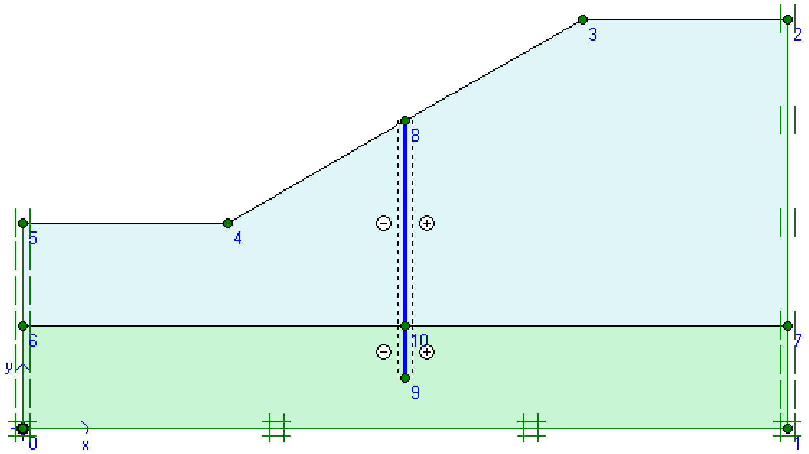


Figure IV.1 **: Géométrie du talus.**

IV.2.2 Caractéristique des matériaux

a. Propriétés des couches de sols et des interfaces

Les propriétés des couches de sols sont résumées dans le tableau IV.1 :

Tableau IV.1 **: Propriétés des couches de sols et des interfaces**

Paramètres	Désignations	Couche 1	Couche 2
Modèle et type de comportement		Mohr-Coulomb drainé	Mohr-Coulomb drainé
Poids volumique apparent		20 kN/m^3	20 kN/m^3
Poids volumique saturé		20 kN/m^3	20 kN/m^3
Module d'Young		$1,2 \times 10$ kN/m^2	$1,3 \times 10$ kN/m^2
Coefficient de Poisson	ν	0,300	0,300
Cohésion		4,7 kN/m^2	50 kN/m^2
Angle de frottement	φ	20°	15°
Angle de dilatation	ψ	0°	0°
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	0,5	0,5

Le paramètre R_{inter}, est défini ci-dessous :

$\tan\ \varphi_{interface} = R_{inter} \tan \varphi_{sol}$ et $c_{interface} = R_{inter}\ c_{sol}$

Avec : $c_{sol} = c_{ref}$

b. Propriétés des pieux

Les propriétés des pieux sont résumées dans le tableau IV.2 :

***Tableau IV.2* : Propriétés des pieux**

Paramètre	Désignations	
Type de comportement	*Material type*	Elastique
Rigidité normale	*EA*	$4{,}000 \times 10$ kN/m
Rigidité de flexion	*EI*	$3{,}333 \times 10$ kN/m
Epaisseur équivalente	*d*	1,000 m
Poids	*w*	2,000 kN/m/m
Coefficient de Poisson	*ν*	0,3

IV.2.3 Génération du maillage

On règle la finesse du maillage (Global Coarseness) sur « Coarse ». Le maillage et présenté sur la figure IV.2.

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 131 éléments et le nombre de nœuds est de 1159 nœuds.

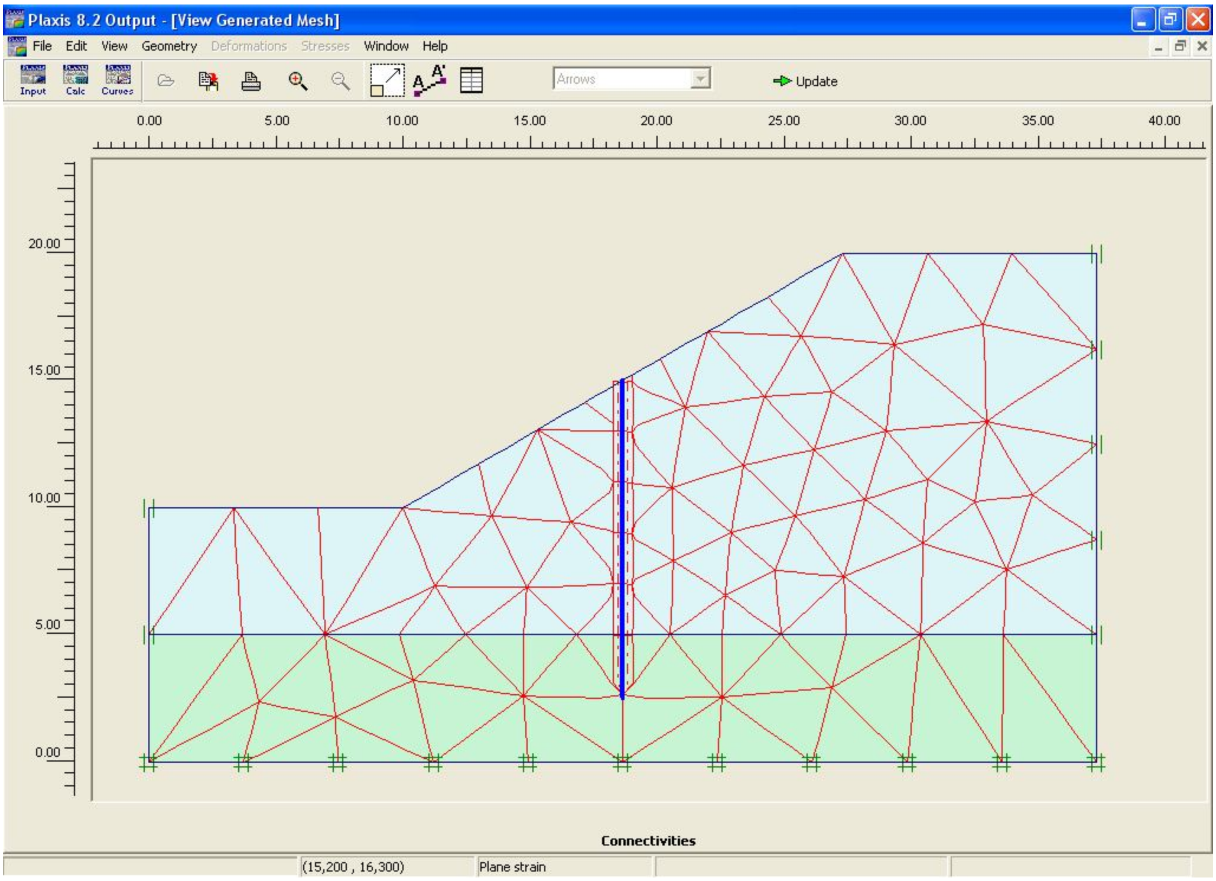


***Figure IV.2* : Maillage du modèle**

IV.3 Définition des conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles ainsi que les conditions initiales.

Comme la surface du talus n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant les coefficients K_0 : il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la gravité au modèle.

La fonction *initial conditions* est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau et une ligne phréatique générale. Comme on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielle, le niveau de la nappe phréatique initiale est à -20m de la surface (figure IV.3).

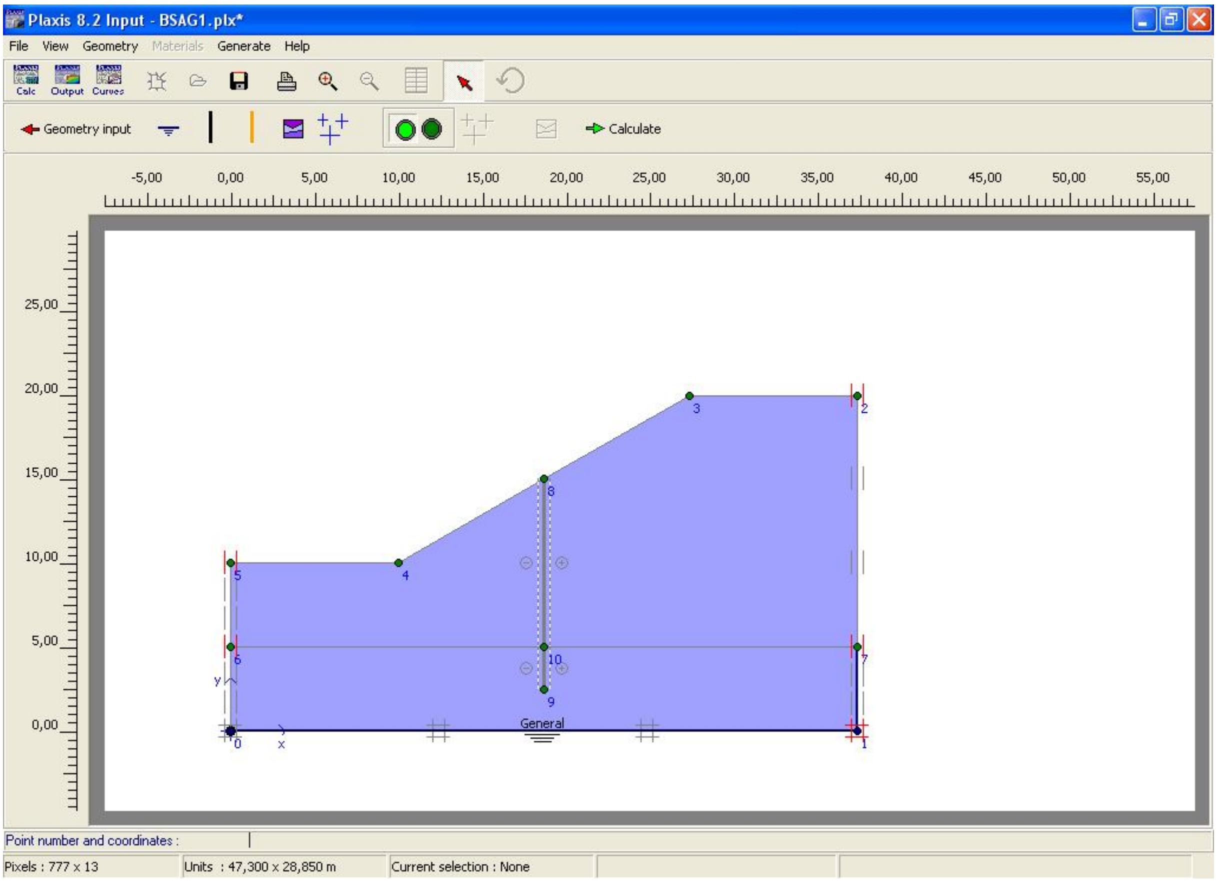


Figure IV.3 **: Définition de la nappe**

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments représentent les pieux. Le calcul de procédure K_0 est effectué en définissant un facteur $\sum$ = 0 (figure IV.4). Donc aucune contrainte initiale n'est générée dans cette étape de calcul (figure IV.5).

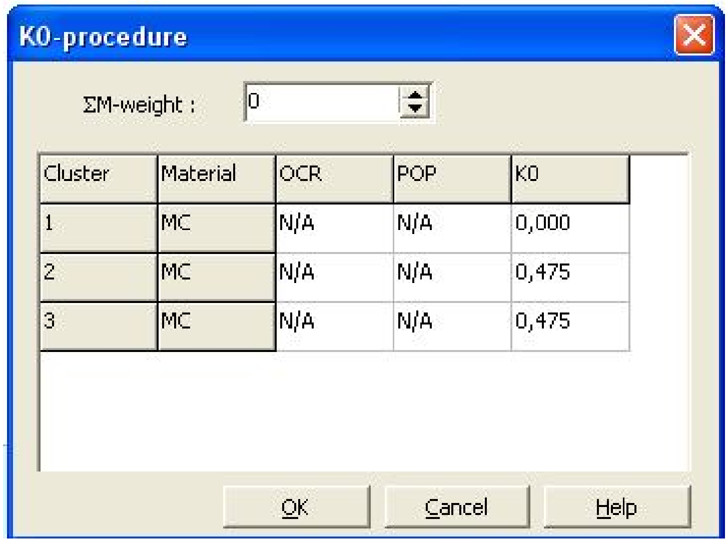


***Figure IV.4* : Définition du multiplicateur pour la procédure K_0**

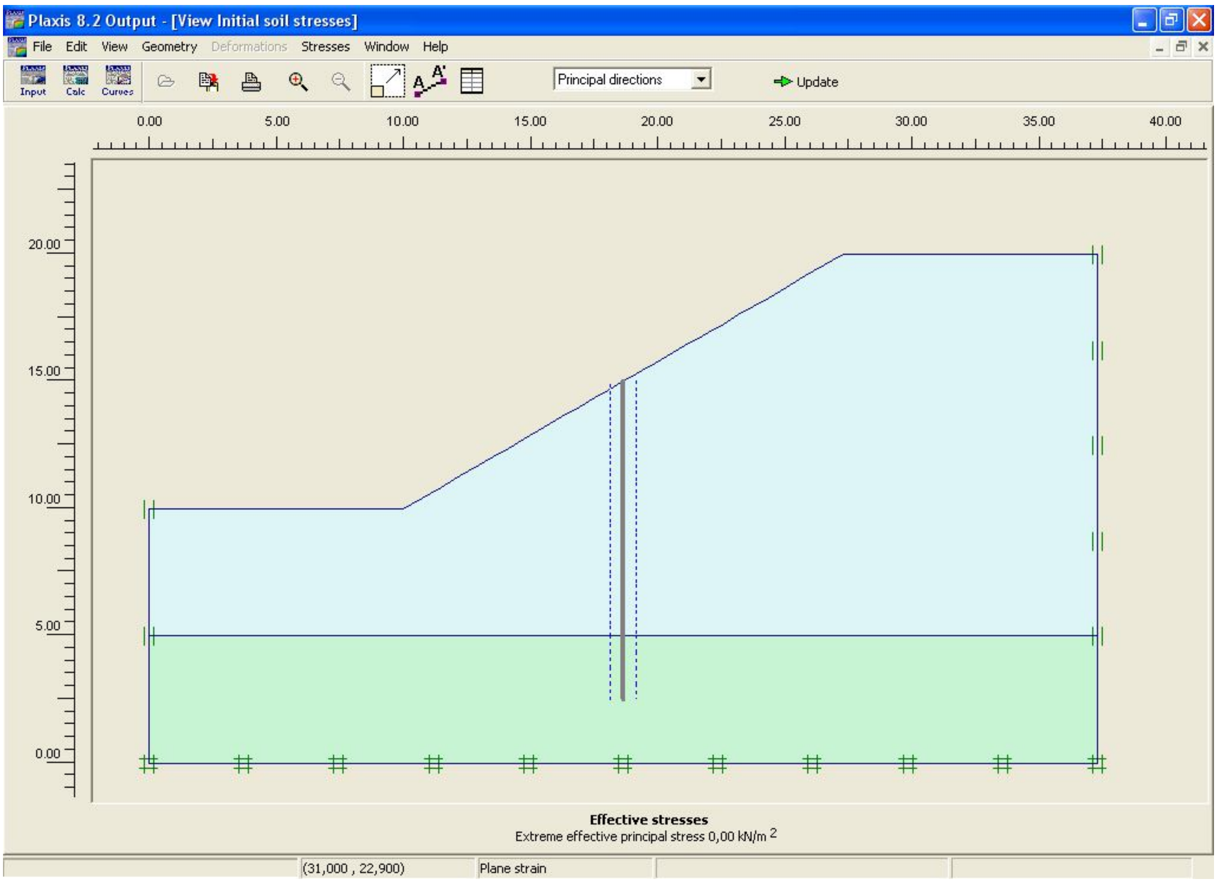


***Figure IV.5* : Contrainte initiale avant d'accéder au module calcul**

IV.4 Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait en 4 phases :

Phase 0 :

Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 : Application de la gravité

Celle-ci doit être appliquée de manière drainée puisque le sol, est depuis longtemps en équilibre sous cet état de contrainte. Cette phase est caractérisé par :

- Calcul plastique
- Activer l'option *Ignore undrained behaviour* ;
- Entrer '*Total multipliers*' $\sum$ $= 1$;
- Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied du talus.

Phase 2 : Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales

- Calcul *Phi-c réduction*
- Activer les deux options Reset *displacements to zero* et Ignore *undrained behaviour*
- Accepter le choix de l'incrément standard $= 0{,}1$.

Phase 3 : Mise en place des pieux

- Calcul plastique
- Choisir la phase 1 comme phase initiale ;
- Activer les deux options *Reset displacements to zero* et Ignore *undrained behaviour*
- Choisir l'option *staged construction* dans le menu *loading input*
- Activer les pieux à partir du bouton *Define* qui nous permet d'accéder au menu de geométrie

Phase 4 : Calcul du coefficient de sécurité avec la présence des pieux

- Calcul *Phi-c réduction*
- Activer les deux options Reset *displacements to zero* et Ignore *undrained behaviour*
- Accepter le choix de l'incrément standard $= 0{,}1$.

IV.5 Examen des résultats

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme *Output.*

IV.5.1 Application de la gravité

La déformation du maillage est représentée sur la figure IV.6. On note un déplacement total maximum d'une valeur de $20{,}32 \times 10$.

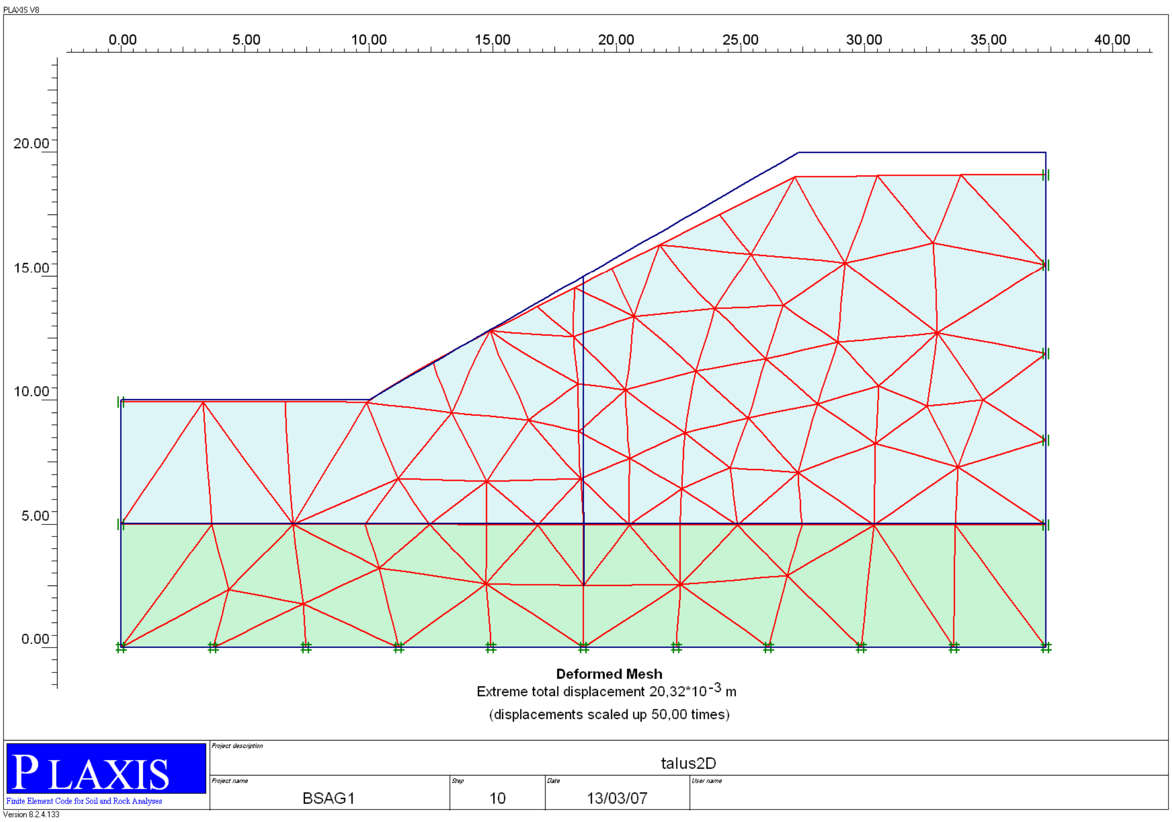


Figure IV.6 **: Déformation du maillage après application de la gravité (Phase1)**

IV.5.2 Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales

Seuls l'allure du champ des incréments de déplacements (figure IV.7) est significative dans un calcul *Phi-c Reduction*. Celle-ci fournit une indication du mécanisme de rupture qui serait obtenu par un calcul traditionnel de type équilibre limite pour des surfaces de rupture circulaires.

Le coefficient de sécurité est obtenu en examinant la valeur finale du facteur $\sum$ après sélection de la phase de calcul appropriée (module *Calculation, Multipliers, Reached values* ou bien dans le module *Output, View, Calculation Info*.)

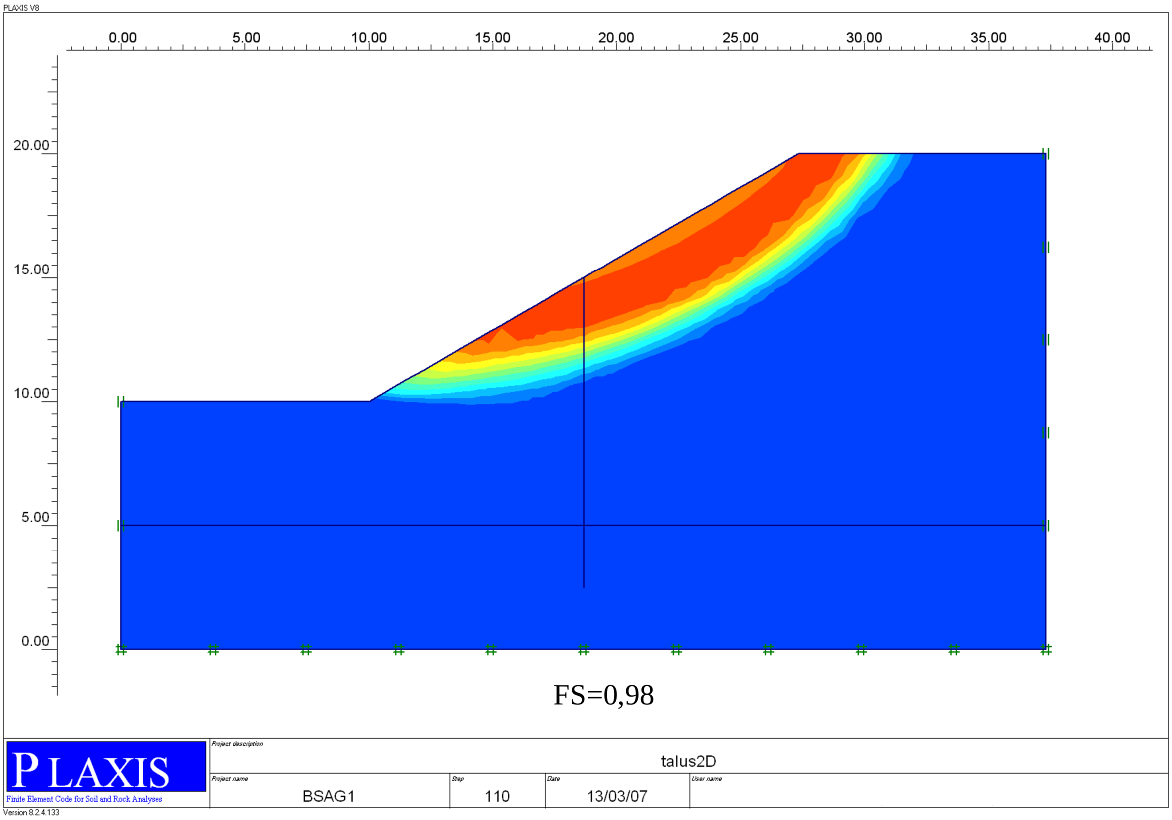


Figure IV.7 **: Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (Phase2)**

Le coefficient de sécurité calculé pour ce talus est $\sum \quad = 0{,}98$. La différence entre cette valeur et le coefficient calculé par la méthode d'analyse limite, est pratiquement négligeable. On remarque que la surface de glissement représentée par la ligne rouge est peut profonde.

IV.5.3 Mise en place des pieux

Après la mise en place des pieux à une distance $\quad = - \quad$, on constate que les pieux ont un effet stabilisant très important sur le talus. La déformation du maillage et des éléments représentant les pieux est représentée sur la figure IV.8. On note un déplacement total maximum de $9{,}24 \times 10$ *m*, faible par rapport au déplacement total maximum de la phase1.

CHAPITRE V

Etude paramétrique

V.1 Introduction

Après l'étude de l'effet du positionnement des pieux sur la stabilité du talus, l'étude paramétrique sera effectuée sur le modèle du talus avec deux rangées de pieux, qui est le plus stable. Il sera question de montrer l'effet des différents paramètres sur le comportement du sol, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer (les paramètres ont été modifiés un par un), et toujours dans des fourchettes raisonnables.

On a trois types de paramètres :

- Les paramètres de calcul (modélisation).
- Les paramètres géotechniques.
- Les paramètres mécaniques des pieux.

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur six types de résultats :

- Les déplacements dans le sol.
- Le coefficient de sécurité.
- La surface de glissement.
- Le déplacement des pieux.
- Les efforts de cisaillement dans les pieux.
- Les moments fléchissant dans les pieux.

V.2 Influence des paramètres de calcul

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet des deux paramètres suivants :

- Le maillage.
- La précision des calculs.

V.2.1 Influence du maillage

L'utilisateur de PLAXIS doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de PLAXIS est le triangle à 6 nœuds. Il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évoluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (point de contrainte). Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte.

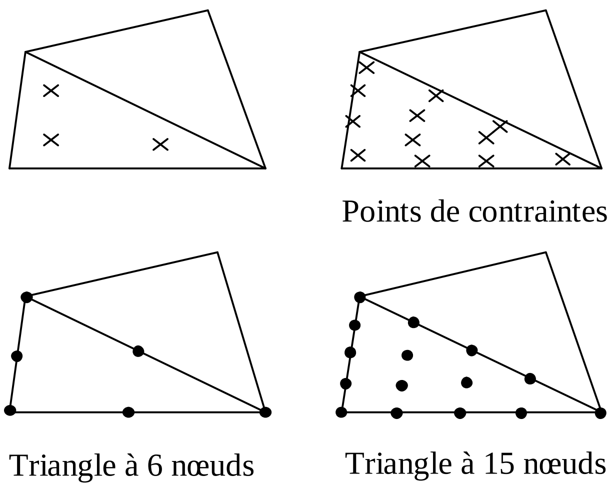


Figure V.1 **: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol**

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétrique où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de *phi-reduction*. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour notre cas, il convient d'utiliser des éléments à 15 nœuds.

On change le maillage des éléments de 15 nœuds à 6 nœuds et on compare les résultats avec les résultats du modèle de référence.

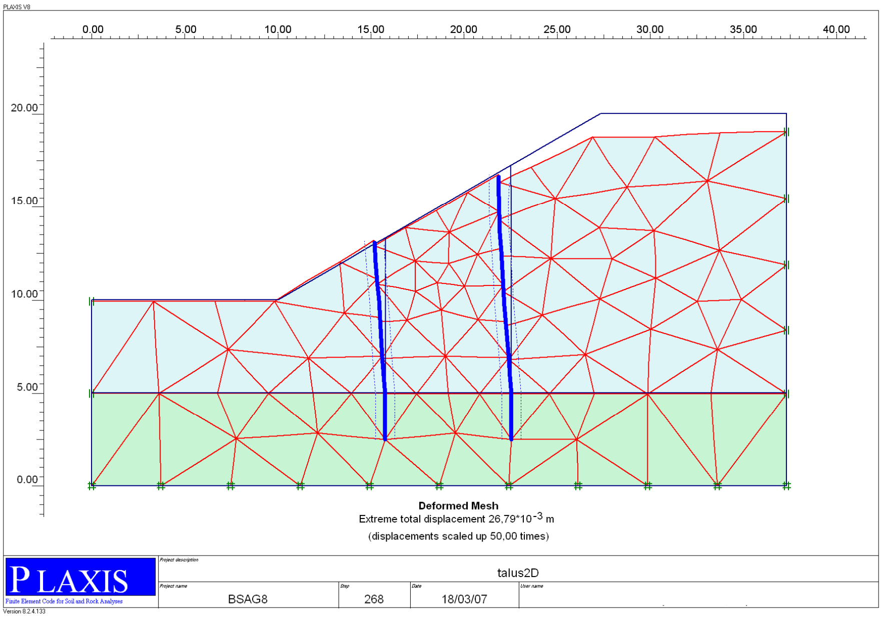


***Figure V.2 :* Déformation du maillage après la mise en place des pieux (Eléments à 6 nœuds)**

La déformation du maillage et des éléments représentant les pieux est représentée sur la figure V.2. On note un déplacement total maximum de $26{,}79 \times 10$ *m*, légèrement moins élevé par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

Le coefficient de sécurité calculé après la mise en place des deux rangées de pieux est $\sum = 1{,}46$. Pour ce modèle, l'écart avec la valeur obtenue pour le modèle de référence est très petit. On remarque qu'il n'y a pas une grande influence sur le coefficient de sécurité. (Figure V.3).

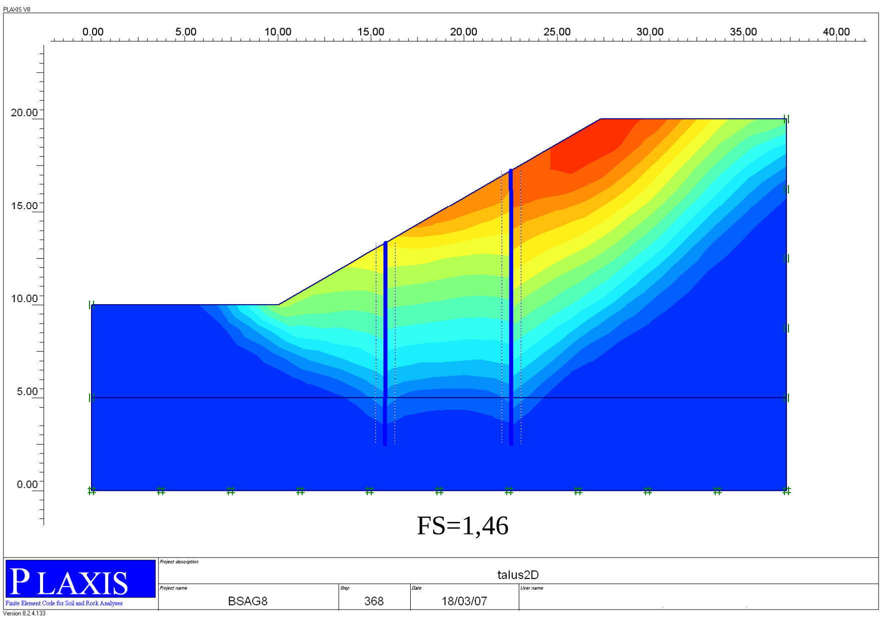


***Figure V.3* : Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (Modèle avec Elément à 6 nœuds)**

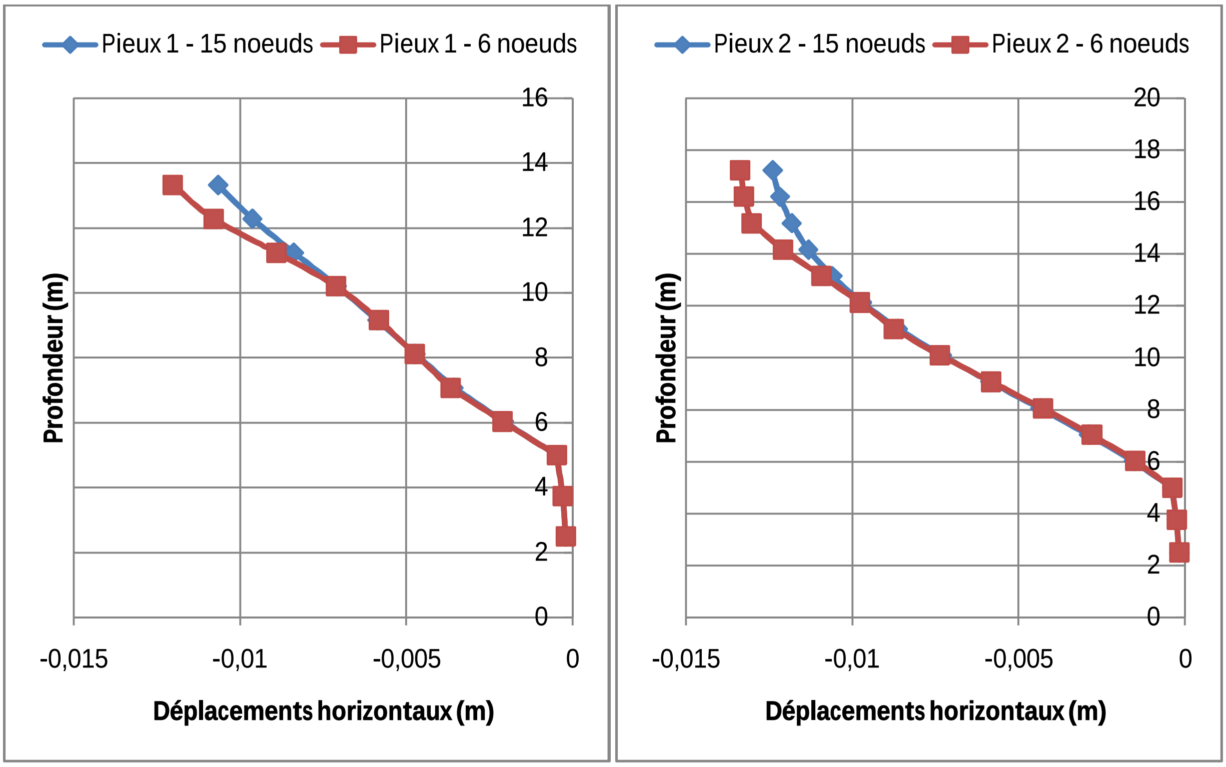


Figure V. 4 **: Influence du maillage sur les déplacements horizontaux des pieux**

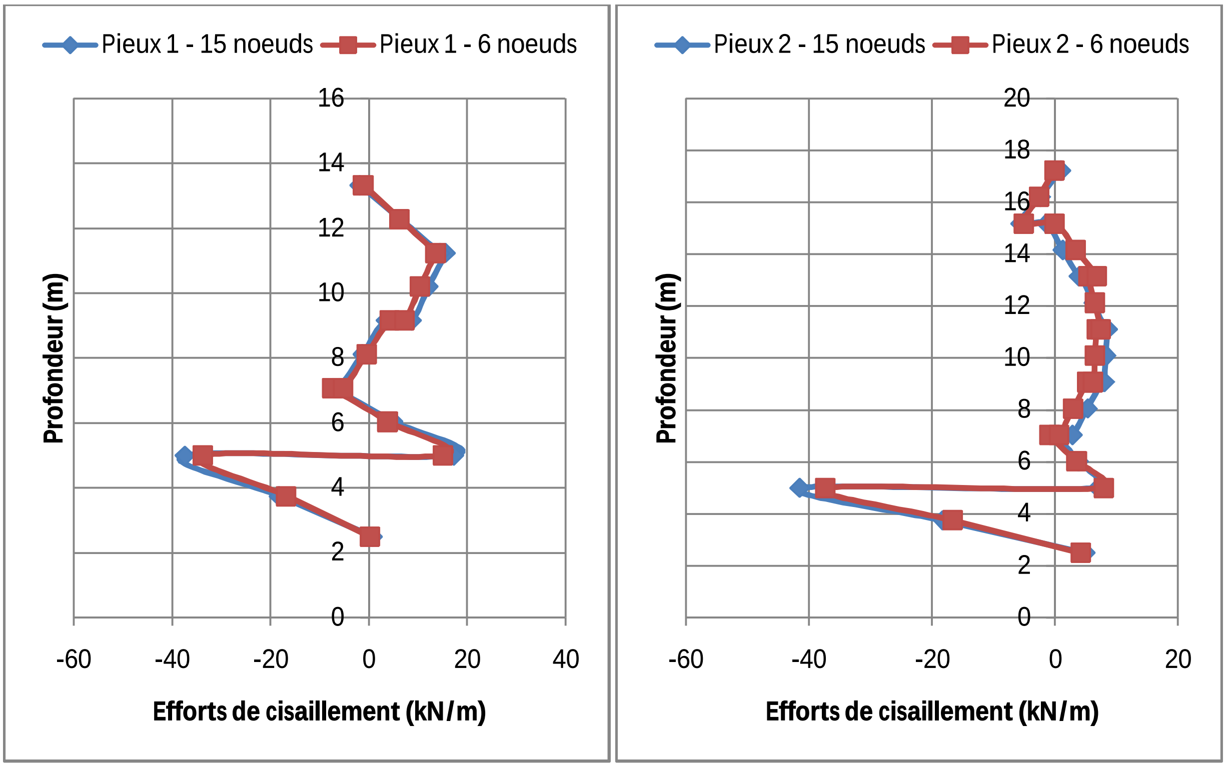


Figure V. 5 **: Influence du maillage sur les efforts de cisaillement dans les pieux**

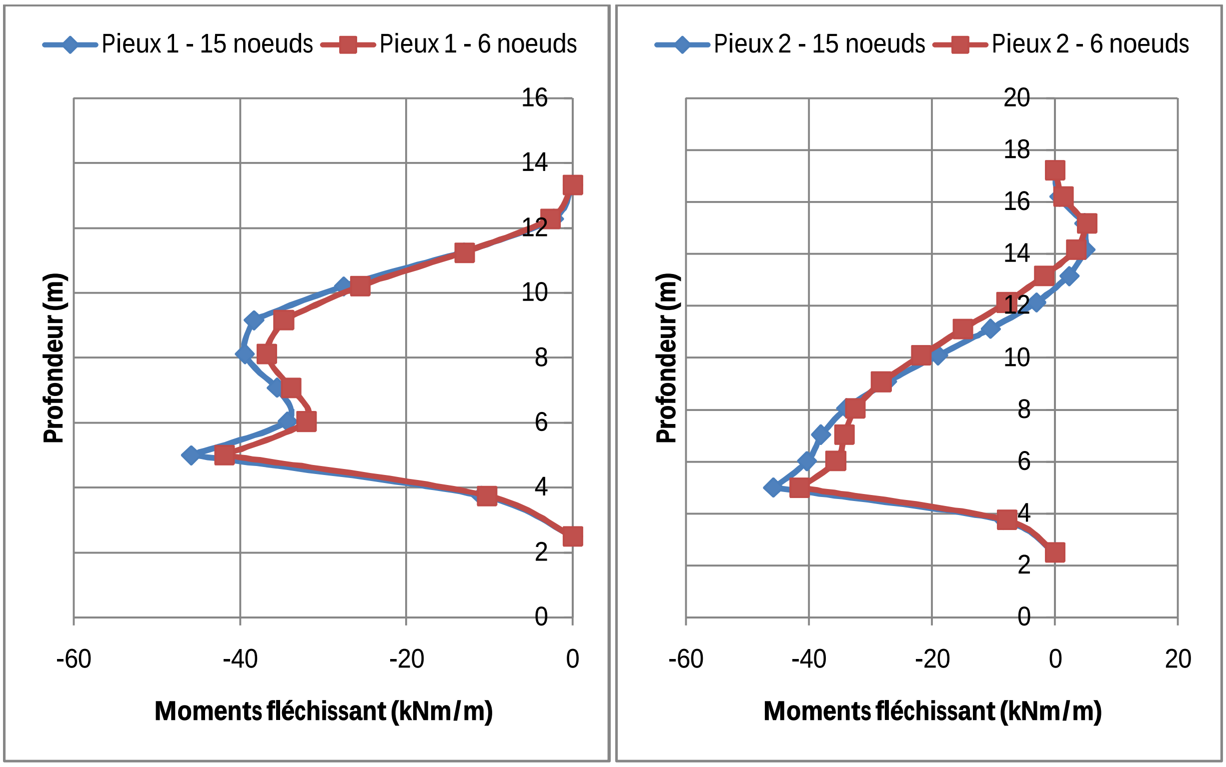


Figure V. 6 **: Influence du maillage sur les moments fléchissant dans les pieux**

Pour ce qui concerne l'influence du maillage, on constate:

- Une augmentation des déplacements des pieux, on passant de l'élément à 6 nœuds vers l'élément à 15 nœuds (figure V.4).
- Une augmentation des efforts de cisaillement et des moments fléchissant, on passant de l'élément à 6 nœuds vers l'élément à 15 nœuds (figures V.5 et V.6).

Cette faible variation au niveau des déplacements horizontaux des pieux, et au niveau des moments fléchissant et des efforts de cisaillement, implique que l'effet du maillage n'est pas très important pour cette modélisation.

V.2.2 Précision des calculs

Dans toutes les analyses non linéaires où un nombre défini de pas de calcul est utilisé, un décalage avec la solution exacte apparaît, comme il est présenté sur la figure V.4. Un algorithme de résolution doit assurer que les erreurs d'équilibre restent localement et globalement dans des limites acceptables. Les seuils d'erreur adoptés par PLAXIS sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée (*tolerated error*) [5]

A l'intérieur de chaque pas, le programme de calcul continue les itérations jusqu'à ce que les erreurs calculées soient inférieures à la valeur spécifiée. Si l'erreur tolérée est réglée sur une valeur élevée, le calcul sera relativement rapide mais peut s'avérer inexact ; si elle est petite, le temps de calcul peut être très long. En général, le réglage standard de 0,03 est acceptable dans la plupart des calculs.

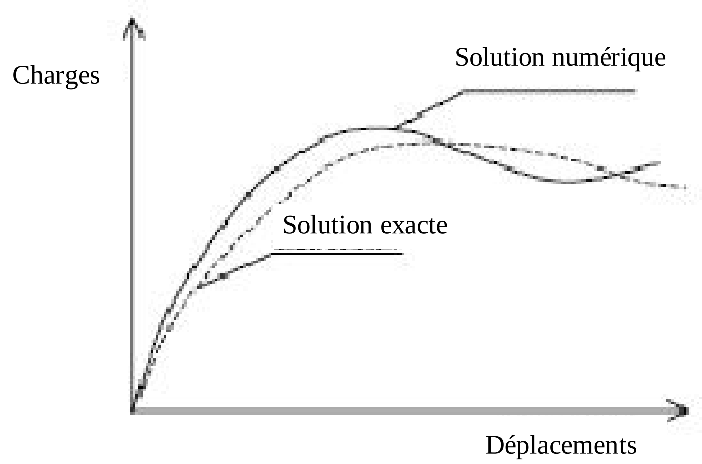


Figure V.7 **: comparaison de la solution exacte avec la solution numérique.**

La précision des calculs est définie par la tolérance sur la convergence des calculs. Par défaut la tolérance est de 1 %, celle utilisée pour le calcul du modèle de référence.

Pour étudier l'effet de ce paramètre on fait le calcul pour :

- Tolérance de 5 %
- Tolérance de 10 %

a- Tolérance de 5% :

La déformation du maillage et des éléments représentant les pieux est représentée sur la figure V.8. On note un déplacement total maximum de $30{,}42 \times 10$ *m*, légèrement plus élevé par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

Le coefficient de sécurité calculé après la mise en place des deux rangées de pieux est $\sum = 1{,}44$. Pour ce modèle, l'écart avec la valeur obtenue pour le modèle de référence est très petit. On remarque qu'il n'y a pas une grande influence sur le coefficient de sécurité. (Figure V.9).

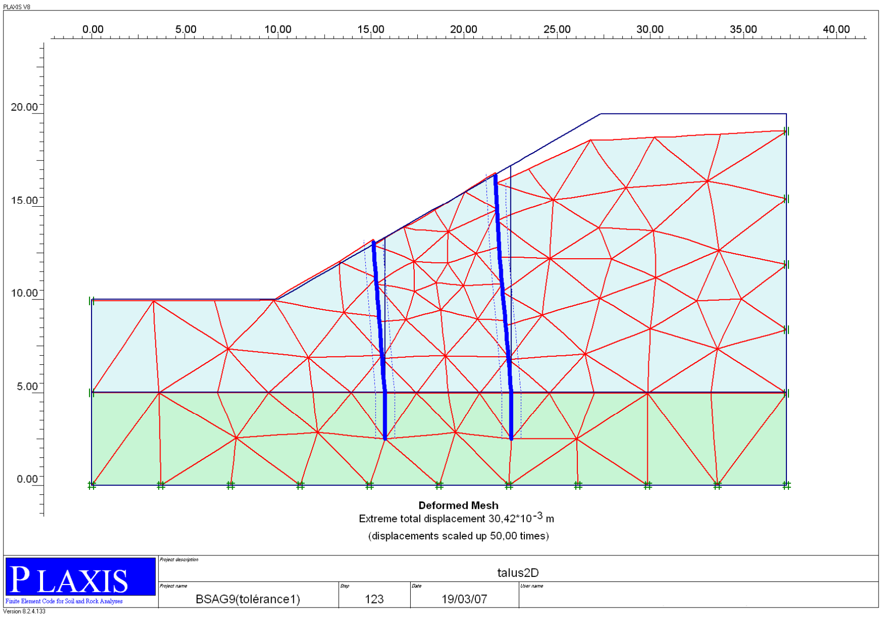


Figure V.8 : **Déformation du maillage après la mise en place des pieux (Tolérance de 5%)**

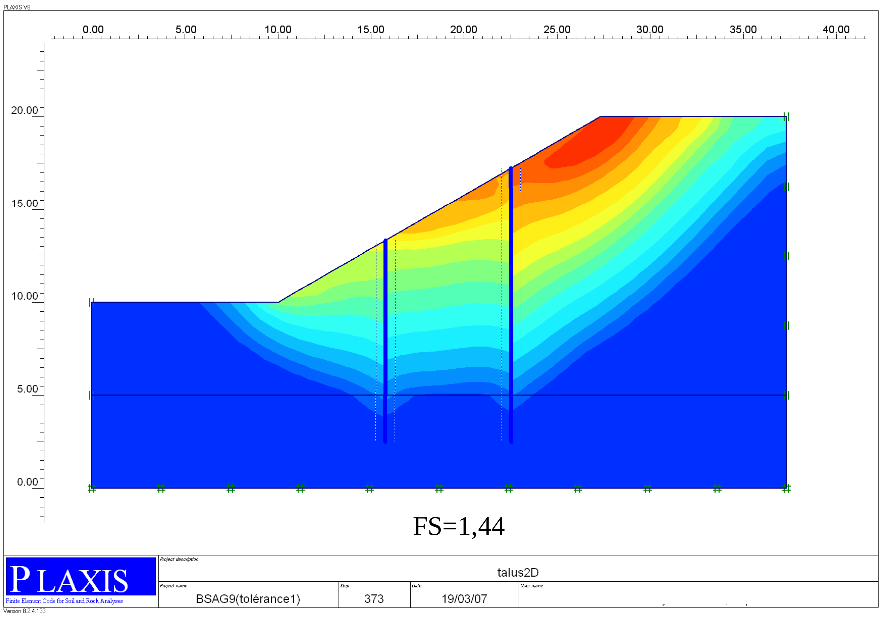


Figure V.9 **: Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (Tolérance de 5%)**

b- Tolérance de 10% :

La déformation du maillage et des éléments représentant les pieux est représentée sur la figure V.10. On note un déplacement total maximum de $36{,}20 \times 10$ *m*, légèrement plus élevé par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

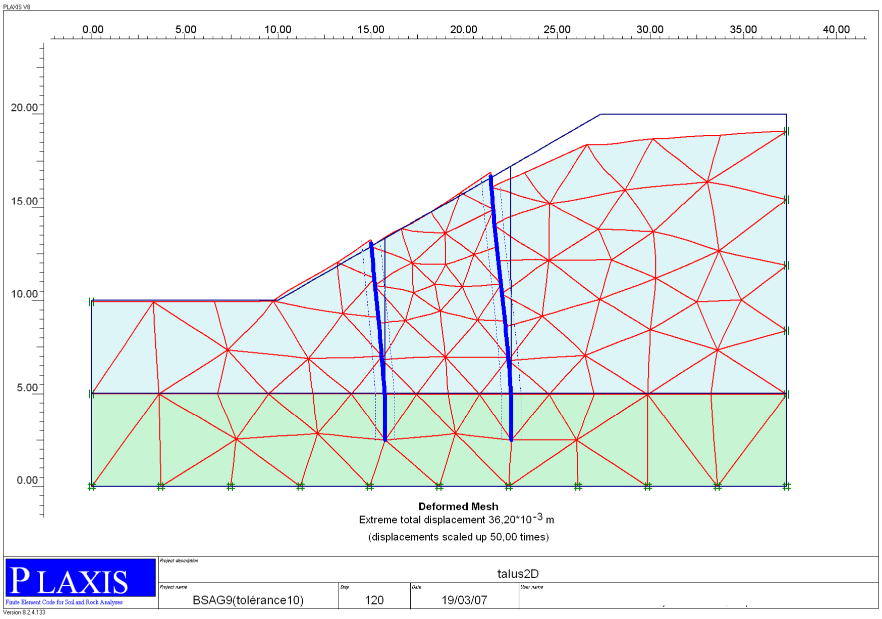


Figure V.10 : **Déformation du maillage après la mise en place des pieux (Tolérance de 10%)**

Le coefficient de sécurité calculé après la mise en place des deux rangées de pieux est $\sum \quad = 1{,}44$. Pour ce modèle, l'écart avec la valeur obtenue pour le modèle de référence est très petit. On remarque qu'il n'y a pas une grande influence sur le coefficient de sécurité. (Figure V.11).

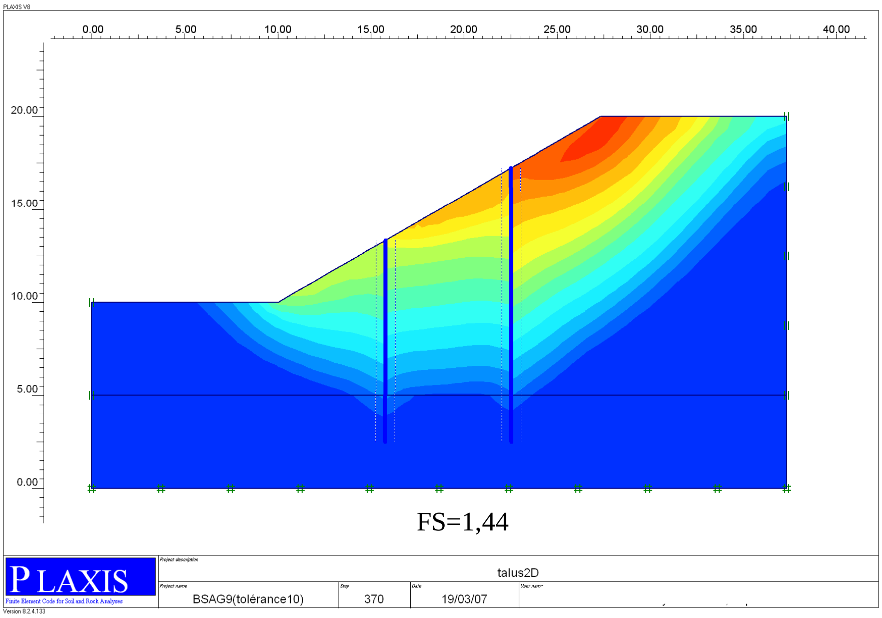


Figure V.11 **: Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (Tolérance de 10%)**

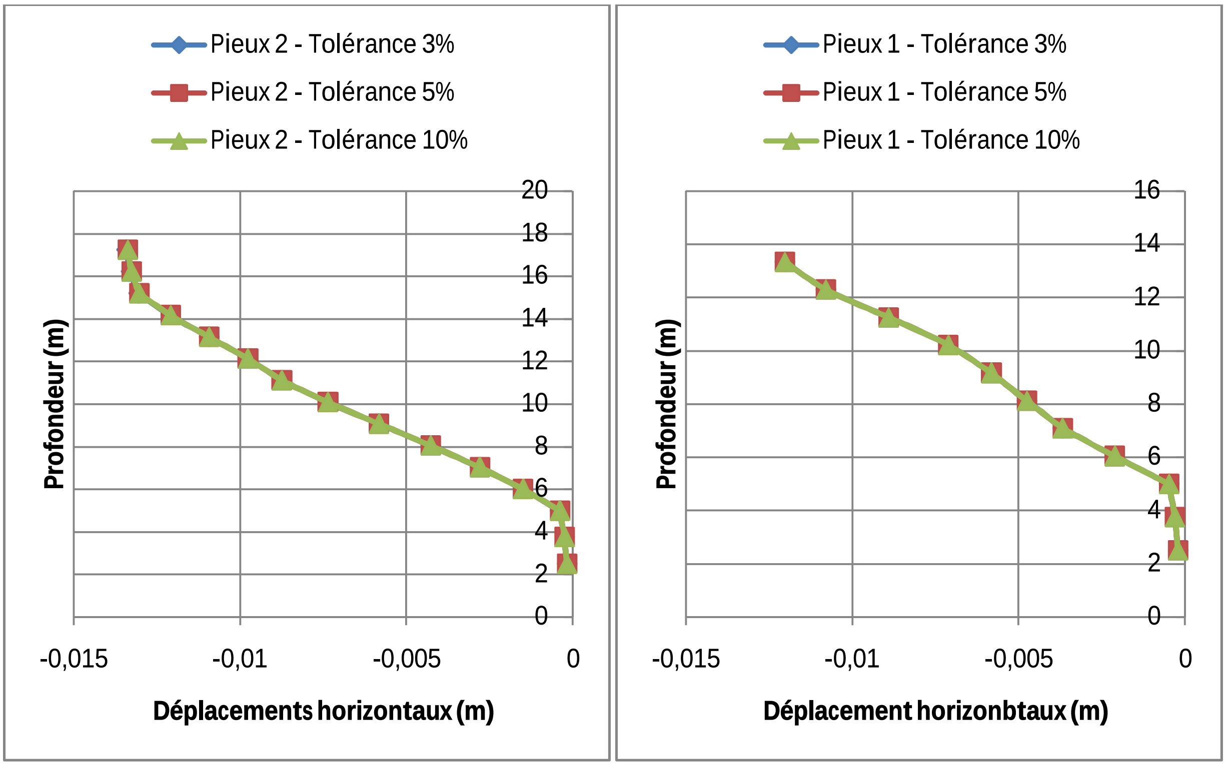


Figure V. 12 **: Influence de la précision des calculs sur les déplacements horizontaux des pieux**

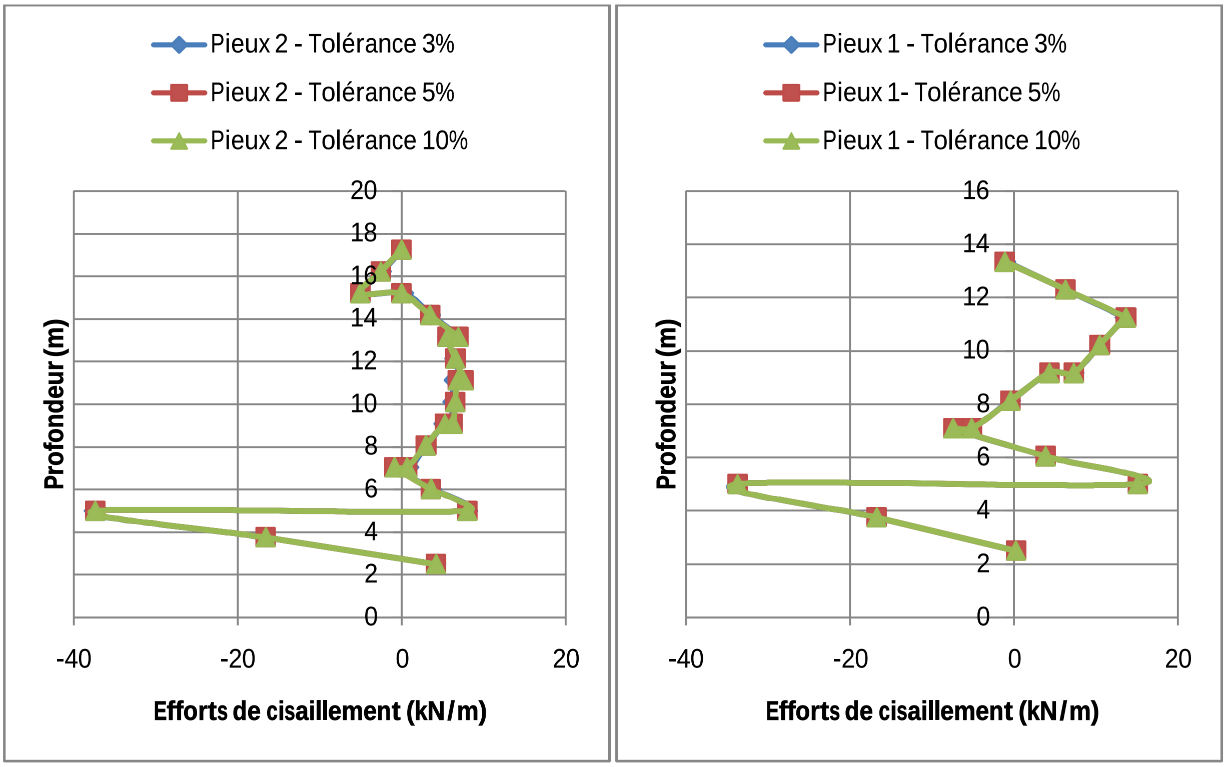


Figure V. 13 **: Influence de la précision des calculs sur les efforts de cisaillement dans les pieux**

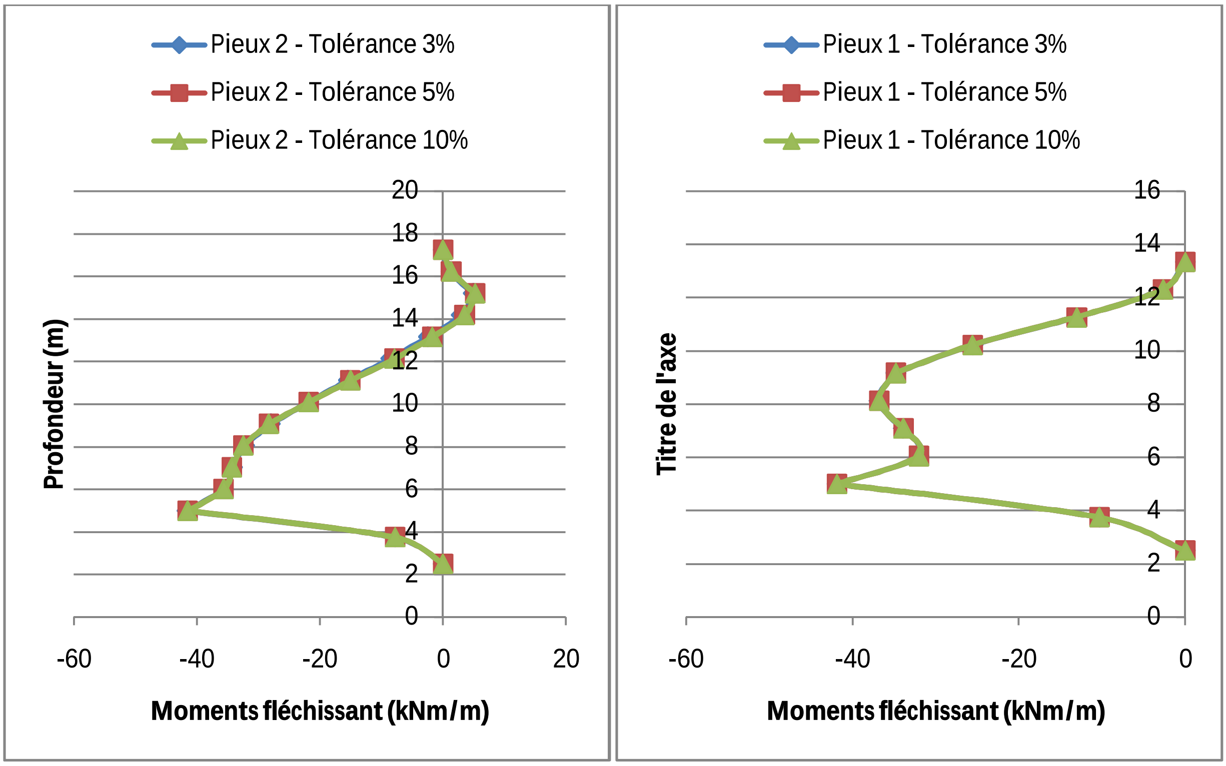


Figure V. 14 **: Influence de la précision des calculs sur les moments fléchissant dans les pieux**

Pour l'influence de la précision des calculs, on remarque qu'il n'y a pas un changement considérable pour les déplacements des pieux et aussi pour les efforts de cisaillement et les moments fléchissant dans les pieux, on passant de 3% à 5% ou 10% (figures V.12, V.13 et V.14). Donc la précision des calculs n'a aucune influence sur ce cas de modélisation.

V.3 Influence des paramètres géotechniques

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on étudier l'influence des quatre paramètres suivants :

- La cohésion c
- L'angle de frottement φ
- Le module d'Young E
- Le coefficient de poisson ν

V.3.1 La cohésion

La cohésion du modèle de référence *c=4,7 kPa*. Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour : *c=10 kPa* et *15 kPa*.

a- La cohésion c=10 kPa

La déformation du maillage et des éléments représentant les pieux est représentée sur la figure V.15. On note un déplacement total maximum de $17,66 \times 10$ *m*, plus faible par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

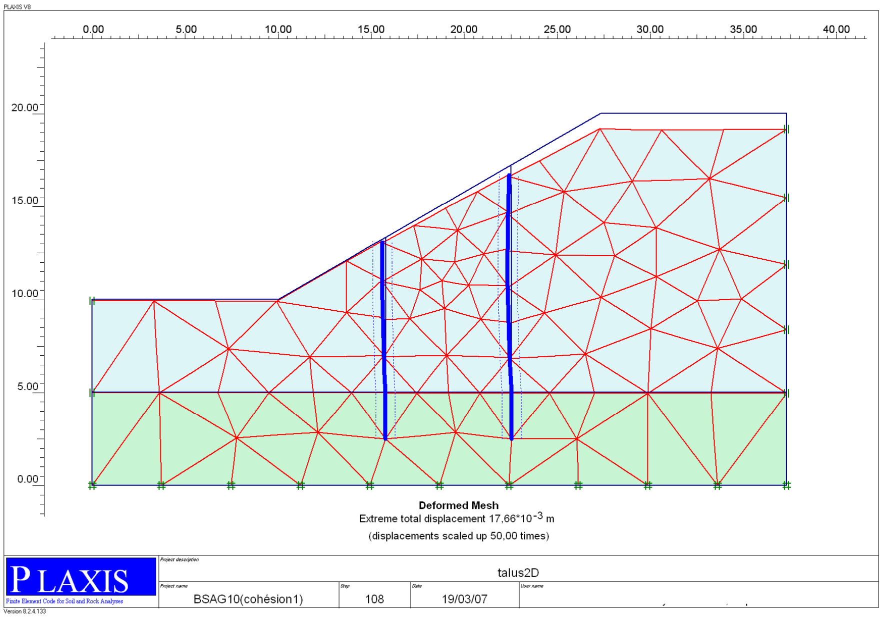


***Figure V.15* : Déformation du maillage après la mise en place des pieux (*c=10kPa*)**

Le coefficient de sécurité calculé après la mise en place des deux rangées de pieux est $\sum$ = 1,63. Pour ce modèle, l'écart avec la valeur obtenue pour le modèle de référence est important. On remarque qu'il y a une influence considérable de la cohésion sur le coefficient de sécurité. (Figure V.16).

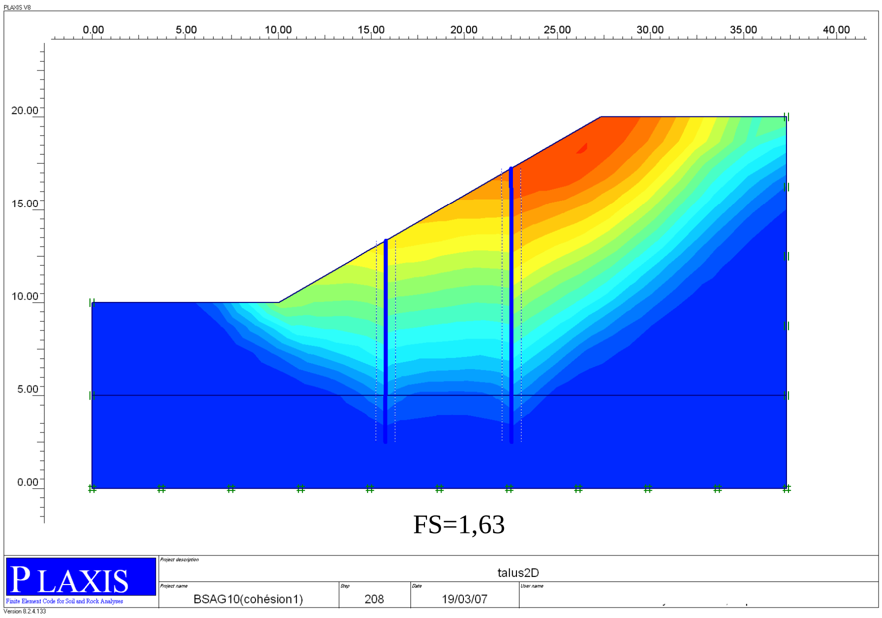


***Figure V.16* : Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (*c=10kPa*)**

a- La cohésion *c=15 kPa*

La déformation du maillage et des éléments représentant les pieux est représentée sur la figure V.17. On note un déplacement total maximum de 16,01 × 10 *m*, plus faible par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

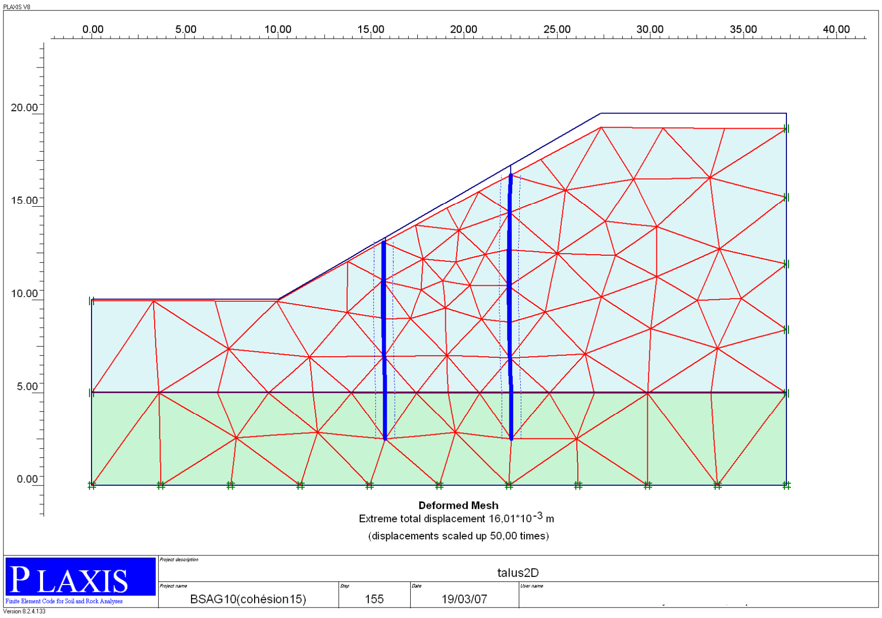


Figure V.17 : **Déformation du maillage après la mise en place des pieux (*c=15kPa*)**

Le coefficient de sécurité calculé après la mise en place des deux rangées de pieux est ∑ = 1,79. Pour ce modèle aussi, l'écart avec la valeur obtenue pour le modèle de référence est important (Figure V.12).

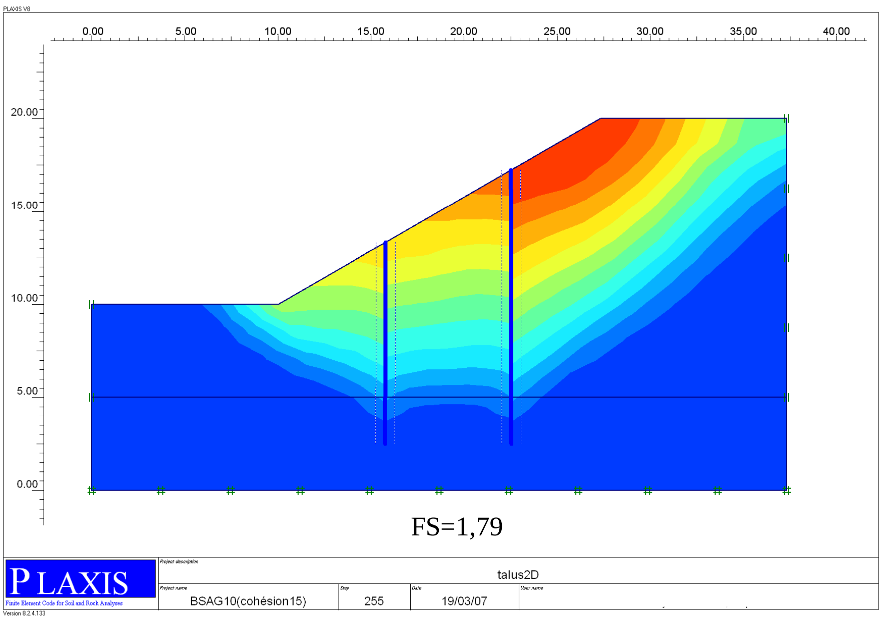


Figure V.18 **: Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (*c=15kPa*)**

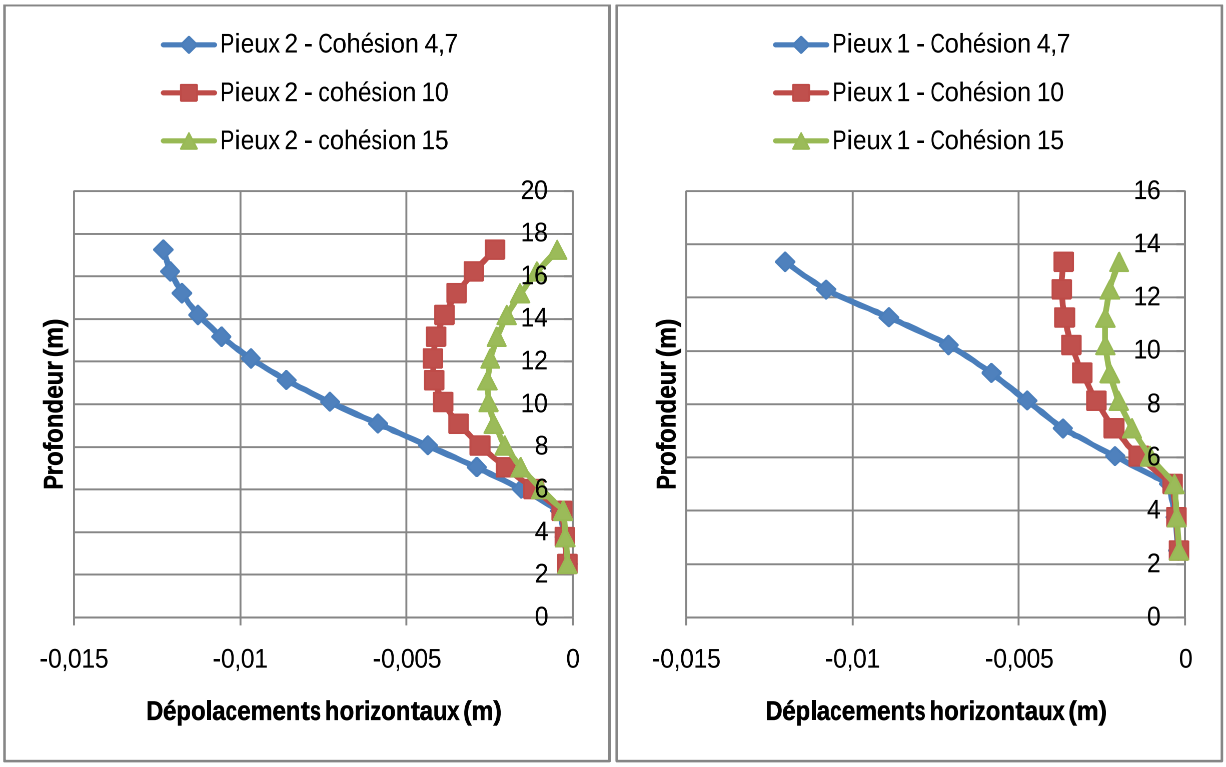


Figure V. 19 **: Influence de la cohésion du sol sur les déplacements horizontaux des pieux**

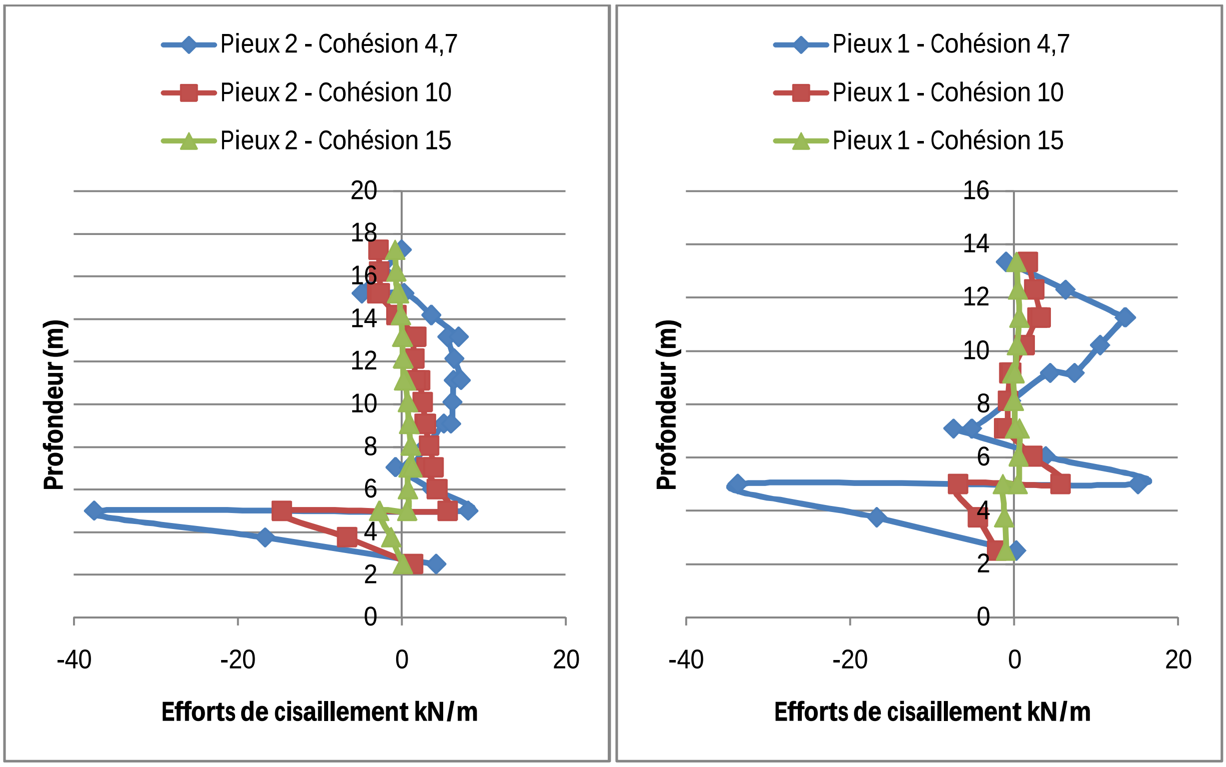


Figure V. 20 **: Influence de la cohésion du sol sur les efforts de cisaillement dans les pieux**

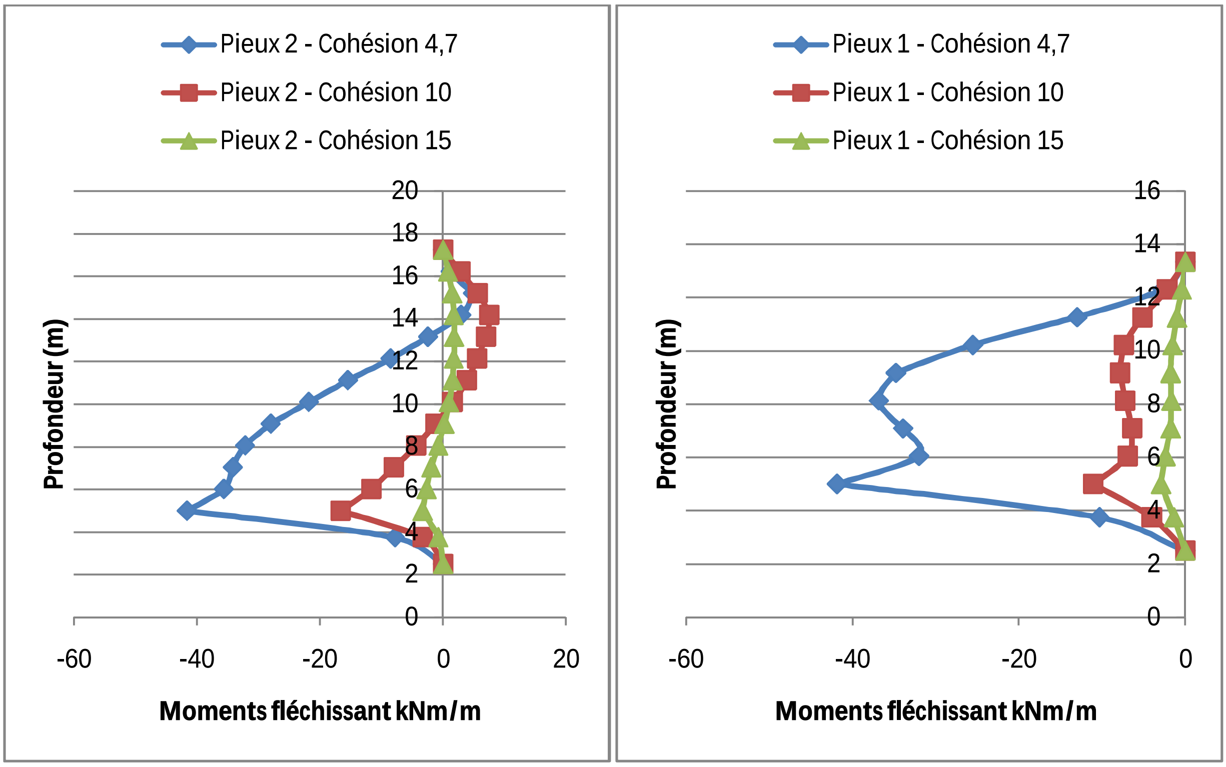


Figure V. 21 **: Influence de la cohésion du sol sur les moments fléchissant dans les pieux**

Les résultats obtenus sont en accord avec l'effet de l'augmentation de la cohésion sur le comportement du sol (plus de cohésion donne plus de résistance)

Pour l'influence de la cohésion du sol sue notre modèle en constate :

- Une diminution considérable des déplacements des pieux (figure V.19).
- Une diminution considérable des efforts de cisaillement et des moments fléchissant dans les pieux (figures V.20 et V.21).

V.3.2 L'angle de frottement φ

Les angles de frottement élevés pour des sables danse, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastique [5].

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient d'être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

Pour notre modèle de référence l'angle de frottement est $\varphi=20°$. Donc pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour $\varphi=25°$ et $30°$.

a- L'angle de frottement *φ=25°*

La déformation du maillage et des éléments représentant les pieux est représentée sur la figure V.22. On note un déplacement total maximum de $17{,}53 \times 10$ *m*, plus faible par rapport au déplacement total maximum du modèle de référence.

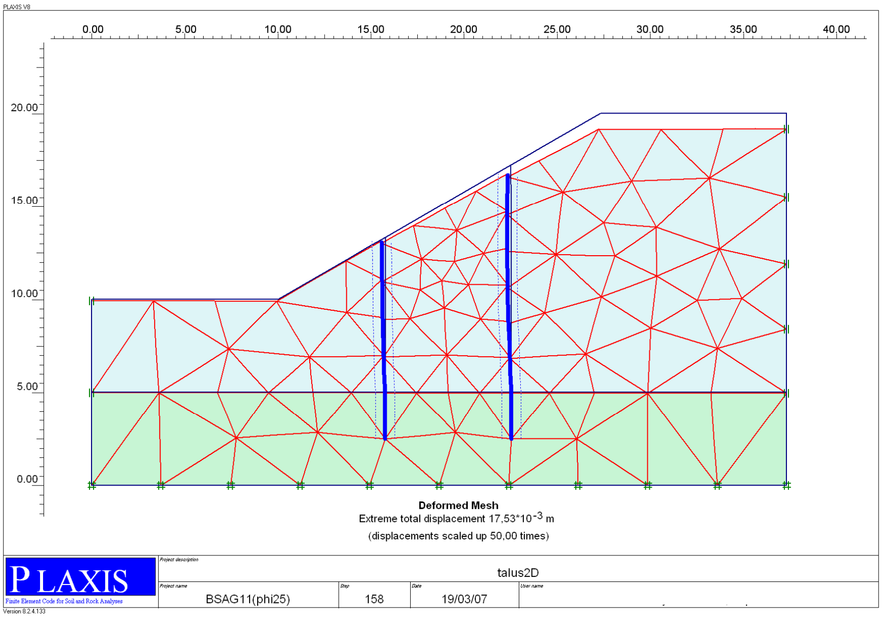


***Figure V.22 :* Déformation du maillage après la mise en place des pieux (*φ=25°*)**

Le coefficient de sécurité calculé après la mise en place des deux rangées de pieux est$\sum$ $= 1{,}71$. Pour ce modèle, l'écart avec la valeur obtenue pour le modèle de référence est important. On remarque qu'il y a une influence considérable de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité. (Figure V.14).

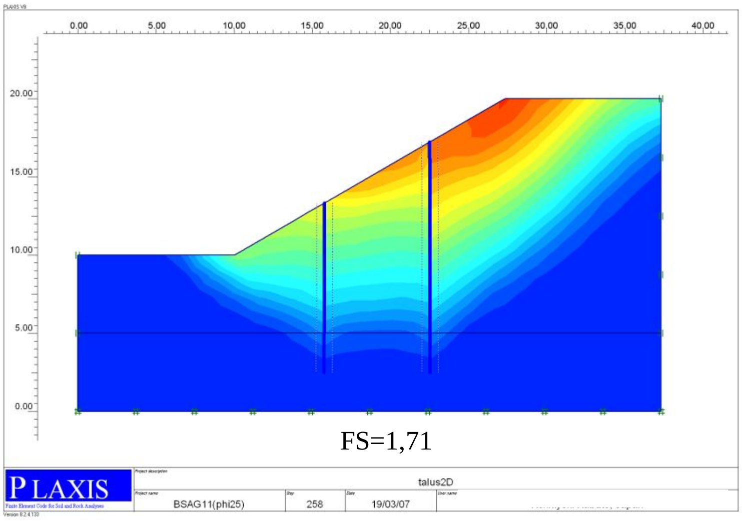


***Figure V.23* : Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (*φ=25°*)**

Conclusion générale

Après avoir présenté la méthode d'équilibre limite et l'approche cinématique de l'analyse limite, on a établi une étude du positionnement des pieux pour dégager un modèle de référence pour notre projet. Ce calcul n'est pas la solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité. On a fait varier individuellement plusieurs paramètres de calcul et plusieurs paramètres géotechniques, et étudié leurs influences, pour des fourchettes de variation raisonnables. Des calculs avec d'autres logiciels aux éléments finis doivent donner des résultats similaires, mais pas rigoureusement identiques.

Au vu de l'étude faite, on peut conclure que la technique de stabilisation des talus renforcés par pieux peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème de glissement de terrain. Cette technique est applicable principalement sur les terrains reposant sur des sols argileux, parfois mous ou sensibles, qui subissent des tassements sous de faibles charges ou qui peuvent glisser sous l'effet d'une surcharge, d'une érosion continuelle, d'une forte pluie ou de surpressions interstitielles. La construction des infrastructures sur ce type de sol est source de problèmes.

L'étude a permis de voir l'effet bénéfique de la mise en place des pieux pour la stabilisation des talus. L'étude de l'effet du positionnement des pieux nous a permis de dégager le modèle du talus le plus stable. En fin l'étude paramétrique nous a permis de trouver les paramètres à améliorer pour mieux stabiliser les talus.

Cette étude est un premier pas pour la résolution des problèmes de glissement de terrain en Algérie mais, d'autres validations de résultats sont primordiales pour ce type d'étude vu l'importance du problème à traiter.

Recommandations :

Les apports les plus significatifs de ce travail peuvent être résumés en ce qui suit :

- La mise en œuvre des modèles en trois dimensions soit avec FLAC3D ou Ansys, pour pouvoir intégrer l'espacement entre les pieux de la même rangé.
- La mise en relief de l'influence de nouveaux paramètres et aussi l'influence combinée de plusieurs paramètres, ou étudier l'influence des variations de paramètres sur d'autres résultats.

Références Bibliographiques

[1] Bishop AW. « The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes ». Geotechnique 1955.

[2] Boulon M, Flavigny E, Malcot Y et d'autres : « Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique », document1, Laboratoire 3S et Terrasol, Novembre 2004.

[3] Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, manuel de référence », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.

[4] Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, material model manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.

[5] Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, scientific manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.

[6] Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, validation manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.

[7] Cai F, Ugai K. « Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles », Soils and Foundations, 2000.

[8] Chugh AK. « Procedure for design of restraining structures for slope stabilization problems », Geotechnical Engineering, 1982.

[9] Chen WF. « Limit analysis and soil plasticity», Amsterdam (The Netherlands): Elsevier Science, 1975.

[10] Cao J, Zaman MM. « Analytical method for analysis of slope stability », International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1999.

[11] Donald IB, Chen Z. « Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods », Canadian Geotechnical Journal 1997.

[12] Hassiotis S, Chameau JL, Gunaratne M. « Design method for stabilization of slopes with piles », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 1997.

[13] HuangSL, Yamasaki K. « Slope failure analysis using local minimum factor-of-safety approach », Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 1993.

[14] Hull TS, Poulos HG. « Design method for stabilization of slopes with piles (discussion) », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 1999.

[15] Ito T, Matsui T. « Methods to estimate lateral force actingon stabilizing piles », Soils and Foundations 1975.

[16] Ito T, Matsui T, HongWP. « Design method for the stability analysis of the slope with landingpier », Soils and Foundations 1979.

[17] Janbu N. « Stability analysis of slopes with dimensionless parameters », Harvard Soil Mechanics Series no. 46, 1954.

[18] Karal K. « Energy method for soil stability analyses », Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 1977.

[19] Lahmadi A. « Etude paramétrique de l'interaction entre ouvrage : Tunnel – Bâtiment – Excavation », université de Batna, 2006

[20] Lee CY, Hull TS, Poulos HG. « Simplified pile-slope stability analysis », Computers and Geotechnics 1995.

[21] Merrien-Soukatchoff V. et Amitrano D. : « Elément de géotechnique », Ecole des mine de Nancy, http://www.mines.u-nancy.fr, 2003/2004

[22] Lee CY, Poulos HG, Hull TS. « Effect of seafloor instability on offshore pile foundations», Canadian Geotechnical Journal 1991.

[23] Poulos HG. « Design of reinforcing piles to increase slope stability », Canadian Geotechnical Journal 1995.

[24] Poulos HG. « Analysis of piles in soil undergoing lateral movement », Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE 1973.

[25] Yu HS, Salgado R, Sloan SW, Kim JM. « Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability », Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 1998.