

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE DES FRERES MENTOURI CONSTANTINE  
*Faculté des sciences et de la technologie*  
*Département de Génie Civil*



N° d'ordre : .....

Série : .....

**Thèse**

Présentée pour l'Obtention du Diplôme de Magister  
en Génie Civil  
Option : Sols

**Thème**

**Analyse numérique de simulation d'un glissement de terrain avec FLAC 3D**

Présenté Par :

**HALIMI Ahmed**

**Devant le jury composé de:**

Président: R. LASSOUED	Professeur	Université des frères Mentouri Constantine
Rapporteur : A. BELOUAR	Professeur	Université des frères Mentouri Constantine
Examineur: A. BOULFOUL	M.C. (A)	Université des frères Mentouri Constantine
Examineur: K. ROUABAH	M.C. (A)	Université des frères Mentouri Constantine

**Juin 2015**

# Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier sincèrement mon directeur de thèse Mr A. BELOUAR professeur à l'université des frères Mentouri Constantine premièrement pour m'avoir proposé ce sujet d'étude puis pour m'avoir guidé pour l'élaboration de ce travail, je le remercie également pour sa disponibilité, ses conseils et ses encouragements tout au long de la préparation du mémoire.

Comme guise de reconnaissance j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect à Mr M.L. SAMAI professeur à l'université des frères Mentouri Constantine.

Je remercie profondément Mr R. LASSOUED professeur à l'université des frères Mentouri Constantine pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de soutenance.

J'adresse également mes remerciements aux membres de jury Mr A. BOULFOUL maître de conférences à l'université des frères Mentouri Constantine et Mr K. ROUABAH maître de conférences à l'université des frères Mentouri Constantine pour avoir accepté d'examiner ce travail.

## **Dédicace**

Jedédie leprésent travail

A mes chers parents

A mes frères et sœurs

A mon fils

A mes amis

## 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 présentant d'abord les diverses méthodes disponibles dans la littérature pour l'étude de la stabilité des talus non renforcés et des talus renforcés par pieux.

Pour la partie simulation numérique, on présente un bref aperçu sur le code des éléments finis PLAXIS 3D Tunnel suivi d'une étude de stabilité d'un talus en fonction du positionnement des pieux.

Une étude paramétrique sur un modèle choisie comme référence est à la fin réalisée. On fait varier chaque fois le paramètre à comparer. On a intéressé aux 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. We interested with geotechnics parameters. The comparison is presented by curves for each parameter.

**Key words:**Lateral soil movement, soil-pile interaction, geotechnical, modeling, Plaxis, slope stability, safety factor.

## ملخص

تعزيز المنحدرات أصبح عملية ضرورية في الجزائر نظرا للمشاكل الناجمة عن ظاهرة انزلاق التربة، لكن حتالآن، العديد من طرق البحث لا تزال قيد الدراسة في الجامعات الجزائرية من اجل ايجاد حلول لهذه الظاهرة ، من بين هذه الدراسات ، تثبيت المنحدرات عن طريق تدعيمها بخوازيق. تهدفهذالدراسةإلفهمأفضلللسلوكالمنحدر المدعم بخوازيق، فيحينتقدممختلف جميع الطرق التي تهتم بدراسة استقرار المنحدرات الغير مدعمة و المنحدرات المدعمة، فيما يخص المحاكاة العددية يقدم لمحة موجزة عن البرنامج المستعمل تليها دراسة استقرار المنحدر تبعا لموضع الخوازيق. في الأخير دراسة مقارنة على نموذج اختير كنموذج مرجعي حيث نقوم بتغيير العوامل الجيوتقنية على النموذج في كل مرة و نقارن النتائج مع النموذج المرجعي من خلال المنحنيات .

**كلمات البحث :** منحدر، انزلاق التربة، خوازيق، الجيوتقنية، محاكاة عددية ونمذجة.

# Table des matières

Remerciements.....	i
Dédicace.....	ii
Résumé.....	iii
Abstract.....	iv
Résumé en arabe.....	v
Table des matières.....	vi
Liste des notations et abréviations.....	viii
Liste des figures.....	x
Liste des tableaux.....	xii
Introduction générale.....	1
Chapitre I: Généralités sur la stabilité des talus.....	4
I.1 Introduction.....	4
I.2 Etude de la stabilité des talus.....	4
I.2.1 Types de rupture.....	5
I.2.2 Les méthodes d'analyse de la stabilité des talus.....	7
I.2.2.1 Rupture plane.....	7
I.2.2.2 Méthode de Fellenius (rupture circulaire).....	9
I.2.2.3 Méthode de tranches de Bishop.....	11
I.3 Méthode numérique.....	12
I.3.1 Calcul en contrainte de déformations.....	12
I.3.2 Choix de la méthode.....	14
I.3.3 Logiciels utilisés pour les calculs en géotechnique.....	16
I.4 Coefficient de sécurité.....	17
I.4.1 Définition.....	17
I.4.2 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité.....	17
I.4.3 Calcul du coefficient de sécurité.....	19
I.4.4 Facteurs influençant la stabilité des talus.....	20
I.5 Conclusion.....	21
Chapitre II : La stabilisation des pentes instables par clouage.....	22
II.1 Introduction.....	22
II.2 Principes de fonctionnement et d'utilisation du clouage des pentes.....	26
II.2.1 Justification de l'efficacité de la méthode.....	26
II.2.2 Sollicitations engendrées dans les clous.....	28
II.2.3 Critères de stabilisation de la pente.....	31

II.3 Analyse des méthodes de dimensionnement pour le clouage des pentes .....	34
II.4 Recommandations pour une bonne utilisation du clouage dans la stabilisation des Pentes.....	41
II.5 Conclusion .....	44
Chapitre III:Présentationde PLAXIS 3D Tunnel .....	45
III.1 Introduction.....	45
III.2 Les options par défaut et les solutions approchées.....	48
III.3 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS 3D Tunnel.....	50
III.3.1 Introduction.....	50
III.3.2 Comportement élasto-plastique.....	51
III.3.3 Modèle élastique linéaire.....	53
III.3.4 Modèle de Mohr-Coulomb.....	54
III.4 Conclusion .....	58
Chapitre IV:Simulation numérique.....	59
IV.1 Introduction.....	59
IV.2 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux.....	59
IV.2.1 Géométrie du modèle.....	59
IV.2.2 Caractéristiques des matériaux.....	60
IV.2.3 Génération du maillage.....	61
IV.3 Définition des conditions initiales.....	62
IV.4 Procédure de calcul.....	63
IV.5 Examen des résultats.....	64
IV.5.1 Application de la gravité.....	64
IV.5.2 Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales.....	65
IV.6 Effet de positionnement des pieux sur la stabilité des talus.....	67
IV.6.1 Mise en place des pieux.....	67
IV.7 Etude paramétrique .....	77
IV.7.1 Influence des paramètres géotechniques .....	78
Conclusion générale.....	87
Recommandations.....	88

# Liste des notations et abréviations

## Majuscules latines

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 (hauteur H, force V, moment M).

$Q_{max}$ : 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.

$X_i$  : 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.

## Caractères grecques

$\gamma$  : Poids volumique.

$\gamma_w$  : Poids volumique humide.

$\varphi$  : Angle de frottement

$\varphi'$  : Angle frottement effective.

$\varphi_i$ : Angle de frottement d'une couche  $i$  du sol.

$\varphi_m$  : Angle de frottement mobilisé.

$\theta$  : Inclinaison du plan de rupture.

$\theta_F$  : Angle indiquant la position de la structure stabilisante.

$\sigma$ : Contrainte normale mobilisée.

$\sigma_{ij}$  : champ de contrainte.

$\sigma_n$  : Contraintes normales.

$\sigma_i$  : Contrainte normale d'une couche  $i$ .

$\tau$  : Contraintes de cisaillement.

$\tau_f$  : Contrainte mobilisée de cisaillement.

$\psi_i$  : Angle de dilatance de la couche  $i$  du sol.

# Liste des figures

<b>Fig.I.1</b> Mouvement de terrain [2].....	5
<b>Fig.I.2</b> Barrage en terre [2].....	6
<b>Fig.I.3</b> Bilan des forces sur une tranche [3].....	8
<b>Fig.I.4</b> Rupture circulaire[3].....	9
<b>Fig.I.5</b> Equilibre d'une tranche de sol dans la méthode de Fellenius.....	10
<b>Fig.I.6</b> Forces agissant sur la tranche [4].....	11
<b>Fig.I.7</b> Logiciels utilisés pour les calculs en géotechnique [8].....	16
<b>Fig.I.8</b> Le plan de rupture.....	19
<b>Fig.I.9</b> Facteurs influençant la stabilité des talus [8].....	20
<b>Fig.II.1</b> Renforcement par clouage du talus de la tranchée ferroviaire de Briollay d'après (Chaput, 1983) [10]	23
<b>Fig.II.2</b> Stabilisation du glissement de Huy ..... d'après (De Beer et Wallays, 1970) [19]	25
<b>Fig.II.3</b> Principe du clouage des pentes (G. Cartier) [9] .....	26
<b>Fig.II.4</b> Modélisation de l'effet de voûte d'après (Wang et Yen, 1974) [20] .....	28
<b>Fig.II.5</b> Glissement renforcé par micropieux d'après (Lizzi, 1977) [23].....	29
<b>Fig.II.6</b> Résultats de l'expérimentation de Boussy-Saint-Antoine ..... d'après (Cartier et al., 1984) [11]	30
<b>Fig.II.7</b> Influence de l'effet de groupe sur la courbe de réaction d'un pieu .....	31
<b>Fig.II.8</b> Efficacité d'une rangée de pieux dans une pente instable..... (Blondeau et Virollet, 1976) [28]	32
<b>Fig.II.9</b> Optimisation de la position d'une rangée de pieux dans ..... une pente instable (Nakamura, 1984) [29]	33
<b>Fig.II.10</b> Calcul de l'effort de clouage (G. Cartier) [9] .....	34
<b>Fig. II.11</b> Stabilisation par clouage du glissement de « la Membrolle » ..... d'après (Cartier et Gigan, 1983) [32]	36
<b>Fig.II.12</b> Modélisation de (Ito et Matsui, 1975) [22] .....	38
<b>Fig.II.13</b> Clouage d'un remblai sur versant à Yerres (doc. SNCF) .....	42
<b>Fig.II.14</b> Expérimentation de (Sommer, 1979) [31].....	43
<b>Fig.III.1</b> Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique..... (Brinkgereve R.B.G, 2003) [39]	52
<b>Fig.III.3</b> Représentation du comportement élastoplastique avec..... écrouissage(Brinkgereve R.B.G, 2003) [39]	52
<b>Fig.III.4</b> Fenêtre des paramètres du modèle élastique ..... linéaire(Brinkgereve R.B.G, 2003) [40]	53
<b>Fig.III.5</b> Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique ..... linéaire(Brinkgereve R.B.G, 2003) [40]	54
<b>Fig.III.6</b> Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb ..... (Brinkgereve R.B.G, 2003) [40]	54
<b>Fig.III.7</b> Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$ ..... (Brinkgereve R.B.G, 2003) [40]	55
<b>Fig.III.8</b> Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb..... (Brinkgereve R.B.G, 2003) [40]	55
<b>Fig.III.9</b> Définition du module à 50 % de la rupture.....	56

<b>Fig.III.10</b> Fenêtre des paramètres avancés du moduleMohr-Coulomb.....	58
<b>Fig.IV.1</b> Géométrie du talus.....	59
<b>Fig.IV.2</b> Maillage du modèle.....	61
<b>Fig.IV.3</b> Position de la nappe phréatique.....	63
<b>Fig.IV.4</b> Déformation du maillage après application de la gravité (Phase1).....	64
<b>Fig.IV.5</b> Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité .....	65
(Phase3)	
<b>Fig.IV.6</b> ‘slice’ Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (Phase3) .	66
<b>Fig.IV.7</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.08$ .....	66
<b>Fig.IV.8</b> Génération du maillage / cas 1.....	67
<b>Fig.IV.9</b> ‘slice’ Incrément des déplacements après calcul du coefficient deSécurité / cas1 ...	68
<b>Fig.IV.10</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.28$ / cas1.....	68
<b>Fig.IV.11</b> Génération du maillage / cas 2 .....	69
<b>Fig.IV.12</b> ‘slice’ Incrément des déplacements après calcul du coefficient deSécurité / cas2 ..	69
<b>Fig.IV.13</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.36$ / cas2.....	70
<b>Fig.IV.14</b> Génération du maillage / cas 3 .....	70
<b>Fig.IV.15</b> ‘slice’ Incrément des déplacements après calcul du coefficient de Sécurité / cas3 ...	71
<b>Fig.IV.16</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.30$ / cas3 .....	71
<b>Fig.IV.17</b> Génération du maillage / cas 4 .....	72
<b>Fig.IV.18</b> ‘slice’ Incrément des déplacements après calcul du coefficient deSécurité / cas4 ..	72
<b>Fig.IV.19</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.42$ / cas4 .....	73
<b>Fig.IV.20</b> Génération du maillage / cas 5.....	73
<b>Fig.IV.21:</b> ‘slice’ Incrément des déplacements après calcul du coefficient deSécurité / cas5... 74	74
<b>Fig.IV.22</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.44$ / cas5 .....	74
<b>Fig.IV.23</b> Génération du maillage / cas 6 .....	75
<b>Fig.IV.24</b> ‘slice’ Incrément des déplacements après calcul du coefficient deSécurité / cas 6 ..	75
<b>Fig.IV.25</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.52$ / cas 6.....	76
<b>Fig.IV.26</b> les valeurs moyennes du coefficient de sécurité.....	76
<b>Fig.IV.27</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.68$ / $C=10$ Kpa .....	78
<b>Fig.IV.28</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.76$ / $C=15$ Kpa .....	78
<b>Fig.IV.29</b> Influence de la cohésion du sol sur les efforts de cisaillement dans les pieux 1 .....	79
<b>Fig.IV.30</b> Influence de la cohésion du sol sur les efforts de cisaillement dans les pieux 2 .....	79
<b>Fig.IV.31</b> Influence de la cohésion du sol sur les efforts de cisaillement dans les pieux 3 .....	80
<b>Fig.IV.32</b> Influence de la cohésion du sol sur les moments fléchissant dans les pieux 1.....	80
<b>Fig.IV.33</b> Influence de la cohésion du sol sur les moments fléchissant dans les pieux 2 .....	81
<b>Fig.IV.34</b> Influence de la cohésion du sol sur les moments fléchissant dans les pieux 3 .....	81
<b>Fig.IV.35</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.68$ / $\varphi=35^\circ$ .....	82
<b>Fig.IV.36</b> Valeur moyenne du coefficient de sécurité $M_{sf}= 1.74$ / $\varphi=40^\circ$ .....	83
<b>Fig.IV.37</b> Influence de l’angle de frottement sur les efforts de cisaillement dans les pieux 1....	84
<b>Fig.IV.38</b> Influence de l’angle de frottement sur les efforts de cisaillement dans les pieux 2....	84
<b>Fig.IV.39</b> Influence de l’angle de frottement sur les efforts de cisaillement dans les pieux 3....	85
<b>Fig.IV.40</b> Influence de l’angle de frottement sur les moments fléchissant dans les pieux 1....	85
<b>Fig.IV.41</b> Influence de l’angle de frottement sur les moments fléchissant dans les pieux 2 ....	86
<b>Fig.IV.42</b> Influence de l’angle de frottement sur les moments fléchissant dans les pieux 3 ....	86

## Liste des tableaux

<b>Tab.I.1</b> coefficient de sécurité selon l'importance de l'ouvrage .....	18
<b>Tab.IV.1</b> Propriétés des couches de sols et des interfaces.....	60
<b>Tab.IV.2</b> Propriétés des pieux.....	61

## 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 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 coefficients de sécurité et d'aider au dimensionnement des ouvrages.

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, 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, la méthode de clouage des pieux proposée par le LCPC va être utilisée pour analyser la stabilité des talus renforcé par pieux, suivi par une simulation numérique.

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

## **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 des paramètres géotechniques.

## **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 : *La stabilisation des pentes instables par clouage* : un aperçu sur Le clouage des pentes qui consiste à goujonner les masses instables sur le substratum fixe en répartissant in situ des groupes de pieux verticaux ou des inclusions Perpendiculaires à la surface de glissement. Cette méthode, qui trouve ses origines dans une pratique rustique ancienne, connaît actuellement un certain essor pour les cas où les méthodes classiques de stabilisation par drainage ou terrassement ne sont pas applicables.
- Chapitre 3 : *Présentation de PLAXIS 3D Tunnel* : un aperçu sur le code éléments finis PLAXIS 3D Tunnel ; les options par défaut et les méthodes de comportement utilisé dans PLAXIS 3D Tunnel.
- Chapitre 4 : *Simulation numérique* : 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'étude paramétrique.
- Conclusions et recommandations.

## I.1 Introduction

La stabilité des talus peut être améliorée avec différentes 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.2 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
- 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 entête de talus, ou décharge en pied), et la modification du régime hydraulique à l'intérieur du talus sont des causes fréquentes de glissements (R. Nova) [1].

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 (R. Nova) [1].

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 (R. Nova) [1].

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

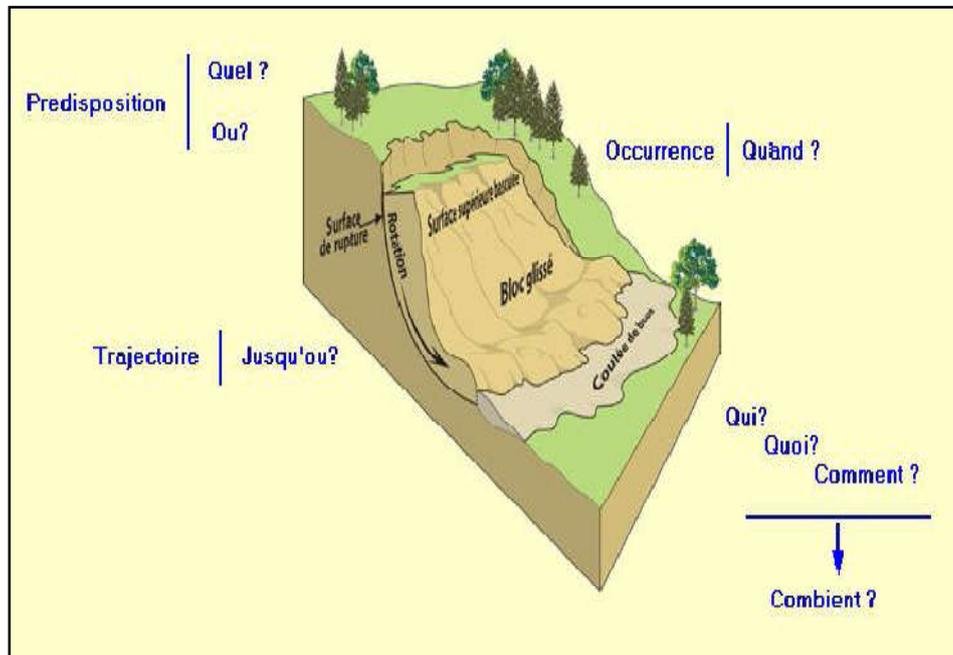


Fig.I.1 Mouvement de terrain [2]

## I.2.1 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.2.1.1 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.2.1.2 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.2.1.3 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.

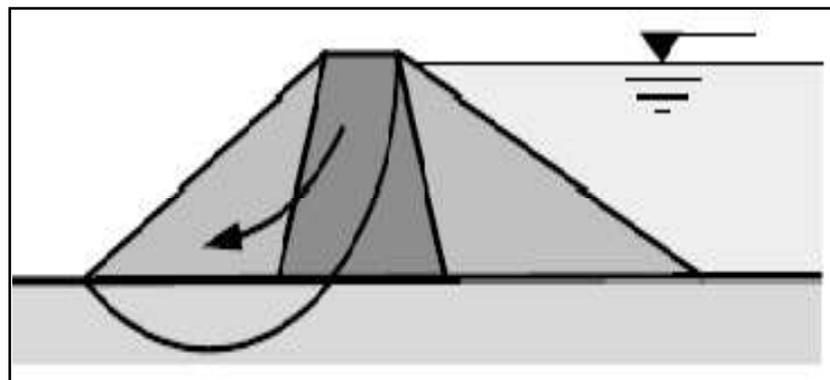


Fig.I.2 Barrage en terre [2]

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité  $F_s$  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.2.2 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  $F_s$  et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

### I.2.2.1 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  $F_s = T_{max} / T$  (J.Costet, G. Sanglerat) [3].

Avec  $T_{max}$  est le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{max} = c' \frac{dx}{\cos\beta} + (N-U)\tan\Phi' \quad (I.1)$$

On obtient l'expression suivante pour :

$$F_s = (c' \frac{dx}{\cos\beta} + (N-U)\tan\Phi') * I/T \quad (I.2)$$

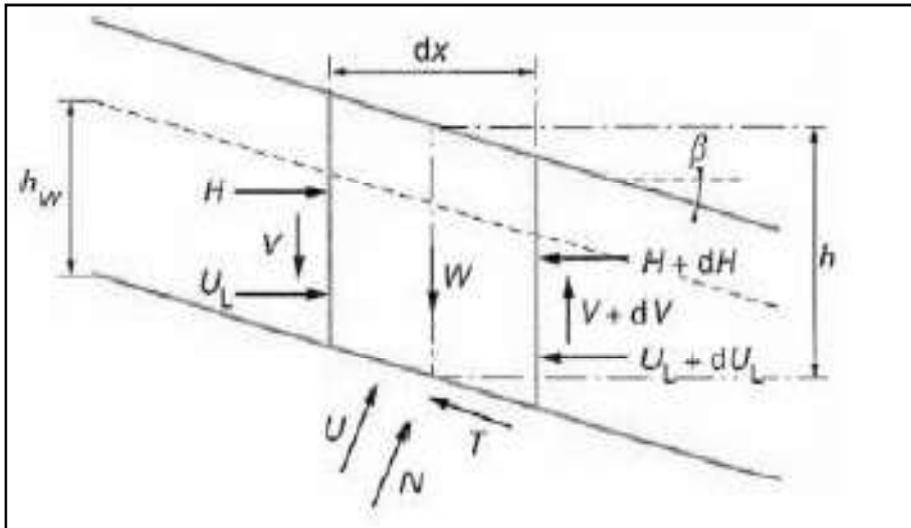


Fig.I.3 Bilan des forces sur une tranche [3]

### I.2.2.2 Méthode de Fellenius 1936 (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  $c_i, \Phi_i, \psi_i$ , 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 (J. Costet, G. Sanglerat) [3].

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:

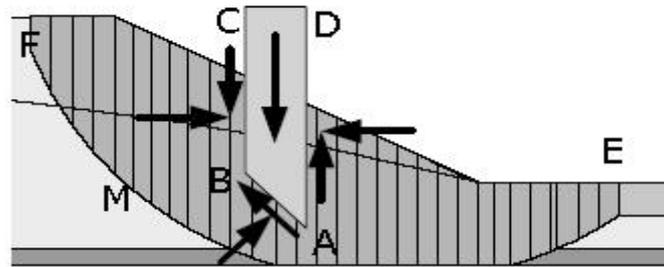


Fig.I.4 Rupture circulaire [3]

- 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

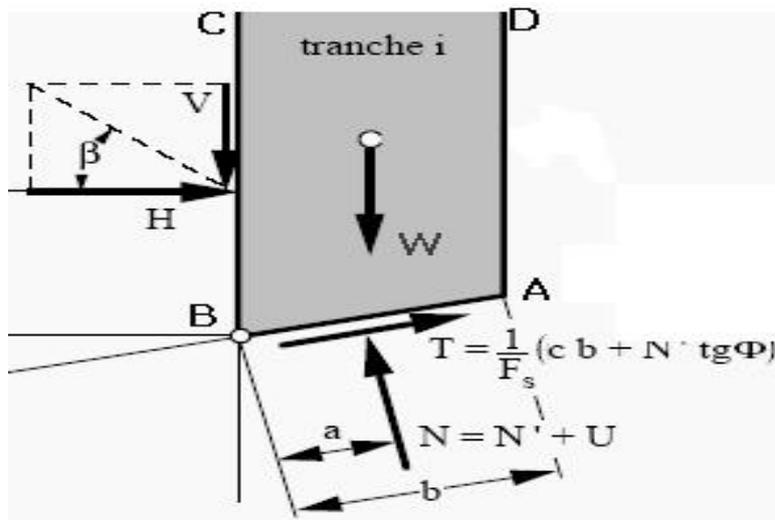
$F_s$  est défini par :

$F_s = \text{La somme des moments résistants maximaux} / \text{La somme des moments moteurs}$

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  $R_n$  :  $(R_n)_t$

D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit :  $(R_n)_t = C_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_i$



**Fig.1.5** Equilibre d'une tranche de sol dans la méthode de Fellenius

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{n=m} R(C_i \cdot AB + N \tan \Phi_i) \quad (I.3)$$

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

$C_i$  et  $\Phi_i$  : 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  $T_n \cdot R$ , d'où:

$$F_s = \sum_{n=1}^{n=m} R(C_i \cdot AB + N \tan \Phi_i) / \sum_{n=1}^{n=m} T_n \quad (I.4)$$

**a -Limitations de la méthode Fellenius**

La limitation principale de cette méthode vient de la négligence des forces inter tranches. La méthode ne satisfait pas l'équilibre des forces dans les directions verticales ou horizontales. L'équilibre des moments est satisfait pour la masse entière de sol au-dessus de la surface de glissement, mais pas pour différentes tranches.

Les coefficients de sécurité calculés par la méthode Fellenius peuvent généralement varier de pas moins de 20 pour cent par rapport à des valeurs calculées en utilisant des méthodes plus rigoureuses (Whitman et Bailey 1967); dans des cas extrêmes (tels que l'analyse avec des pressions interstitielles élevées), les différences peuvent être encore plus grandes.

**I.2.2.3 Méthode des tranches de Bishop**

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 (Fig. I.6) et influencent la réaction  $R_n$ .

En 1954, Bishop a publié une méthode, appelée méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité  $F_s$  en tenant compte de ces sollicitations (A. Benaissa) [4].

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

$$\sum_{i=1}^n (V_i - V_{i+1}) \left[ \frac{\sin \alpha_i - \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n (W_i - \frac{C_{iAB}}{F} \text{tg} \alpha_i) \left[ \frac{\sin \alpha_i - \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_{iAB}}{F} \quad (I.5)$$

**Fig.I.6** Forces agissant sur la tranche [4]

Etant donné que  $F_s$  se retrouve dans les deux côtés de l'équation, on obtient la valeur initiale de  $F_s$  en utilisant la méthode de Fellenius et en multipliant la solution par (1.2), on la remplace ensuite dans la partie de droite de l'équation et on calcul la valeur de

$F_s$  de gauche. On procède ensuite par itération jusqu'à ce que les deux valeurs de  $F_s$  soient égales. L'erreur est approximativement de 1%. (H.Connolly) [5]

**a -Limitations de la méthode Bishop**

Etant donné que L'équilibre horizontal des forces n'est pas satisfait par la

méthode de BISHOP, son application pour des analyses pseudo-statiques de tremblement de terre où une force horizontale additionnelle est appliquée est incertaine.

La méthode est également limitée aux analyses avec les surfaces de cisaillement circulaires.

### **I.3 Méthode numérique**

#### **I.3.1 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 inconnus 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 (A.Kourdey) [6]. 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 (1982) a appelé cette méthode équilibre 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.3.2 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 ne peut 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 (H. Mokhbi)[7]. 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.3.3 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 (H. Guerfi) [8].

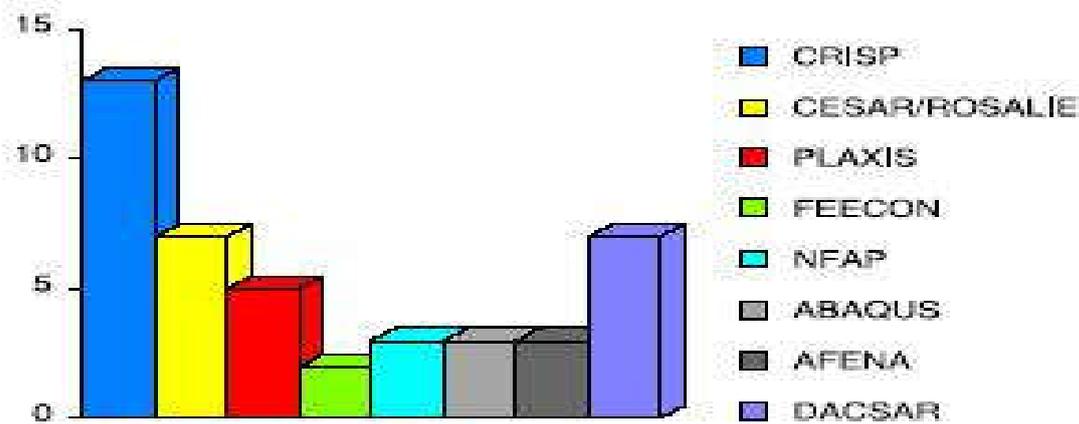


Fig.I.7 Logiciels utilisés pour les calculs en géotechnique [8]

## I.4 Coefficient de sécurité

### I.4.1 Définition

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité  $F_s$  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.

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

$F_s(Q) = a_{max}(\text{rupture})/a_{max}^{(Q)}$ ;  $Q$  : 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  $F_s$  inférieure ou égale à 1, donc :

- Soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour  $F_s=1$ , 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.4.2 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité**

Le facteur de sécurité minimal  $F_s$  adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelque fois 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  $C_u$ ) (H. Guerfi) [8].

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  $F_s$  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  $F_s = 1,5$  pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop) (H. Guerfi) [8].

### 1.4.3 Calcul du coefficient de sécurité

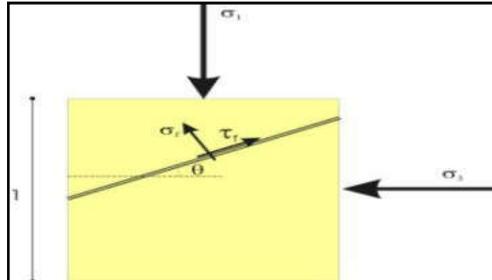
Considérons un élément carré d'unité ( $dx = dy = 1$ ) exposé aux contraintes normales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  appliquées aux côtés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle  $\theta$ . 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  $\tau_f$  et la contrainte normale mobilisée  $\sigma_f$  au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  (H. Guerfi) [8].

Contrainte normale au plan de la rupture :

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos \theta \quad (I.6)$$

Contrainte tangentielle au plan de la rupture :

$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\theta \quad (I.7)$$



**Fig. I.8** Le plan de rupture

On définit le facteur de sécurité  $F_s$  comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la résistance au cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité disponible en terrain sous cette sollicitation  $(\sigma_1, \sigma_3)$  et en fonction du critère de rupture  $(c, \phi)$

$F_s = \text{Résistance au cisaillement disponible} / \text{Résistance au cisaillement mobilisée}$

Donc, on peut écrire:

$$F_s = \frac{c + \sigma_f \cdot \tan \phi}{\tau_f} \quad (I.8)$$

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

$$F_s = \frac{c + \left( \sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos \theta \right) \tan \phi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\theta} \quad (I.9)$$

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  $\sigma_3$ . 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  $\theta$  par  $45 + \phi/2$  dans la relation (I.9), nous trouvons :

$$F_s = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{[c / \tan \phi + 0.5 \times (\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sin \phi]}{0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos \phi} \quad (I.10)$$

#### I.4.4 Facteurs influençant la stabilité des talus

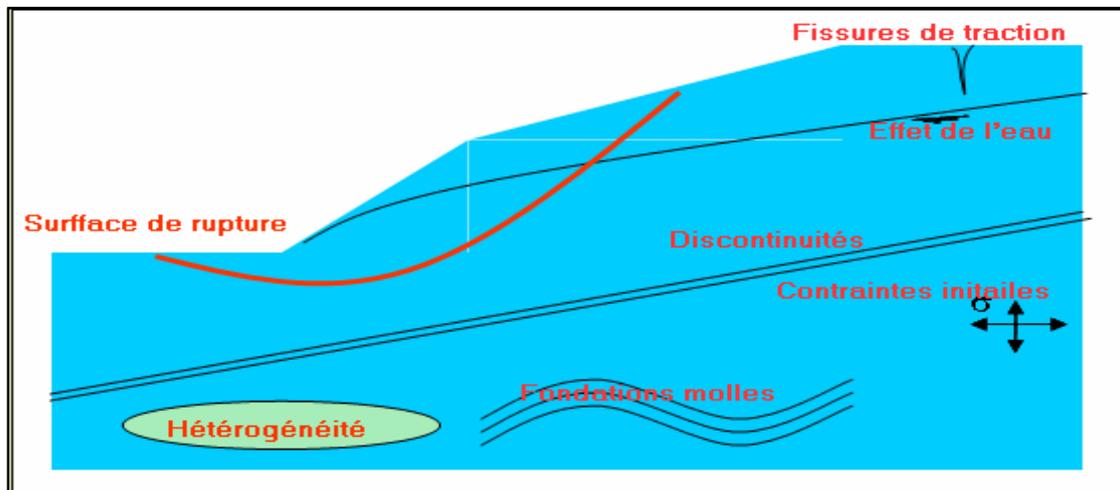


Fig.I.9 Facteurs influençant la stabilité des talus [8]

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.5 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 affectés les différents paramètres (résistance au cisaillement, hétérogénéité du sol, etc.).



## **II. 1 Introduction**

Le clouage des pentes consiste à goujonner les masses instables sur le substratum fixe en répartissant in situ des groupes de pieux verticaux ou des inclusions perpendiculaires à la surface de glissement. Cette méthode, qui trouve ses origines dans une pratique rustique ancienne, connaît actuellement un certain essor pour les cas où les méthodes classiques de stabilisation par drainage ou terrassement ne sont pas applicables.

L'efficacité de la technique s'appuie, d'une part, sur le transfert des efforts de glissement vers le substratum au droit des points durs constitués par les clous et, d'autre part, sur un renforcement global de la masse déformable par effet de voûte et effet de groupe dû à la densité de clous. L'article analyse ces principes de fonctionnement compte tenu de la littérature existante, et présente les implications de l'interaction sol-clou sur les sollicitations engendrées dans les clous et sur les critères de stabilisation des pentes.

Les méthodes de calcul actuellement disponibles pour dimensionner les pieux et décider de leur répartition dans la pente traitée sont présentées et comparées, notamment avec la méthode proposée par le LCPC.

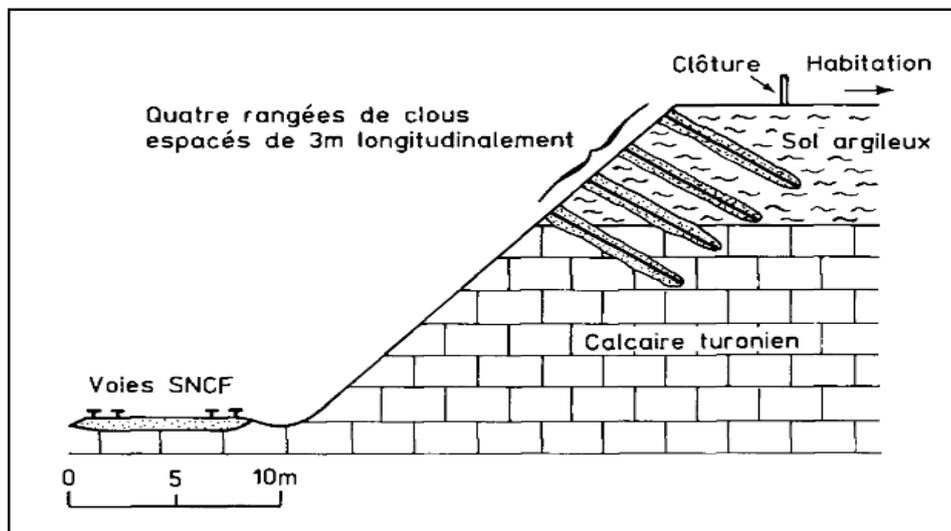
Il n'existe pas encore de recommandations officielles pour une bonne utilisation du clouage dans la stabilisation des pentes. On présente, toutefois, quelques exemples d'application qui permettront au projeteur d'adapter sa conception en fonction de réalisations ayant donné satisfaction.

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain, ou de renforcement d'une pente en équilibre précaire, nécessite une parfaite connaissance des causes de l'instabilité. Sachant que c'est l'action de la gravité de l'eau qui est à l'origine de la plupart des désordres, on comprend que les techniques relevant du terrassement des masses instables, ou du drainage des terrains, aient de tous temps emporté la préférence des géotechniciens.

La solution finalement retenue sur le terrain résultera par contre d'un compromis tenant compte des caractéristiques du site, des sujétions liées à la technique et des impératifs technico-économiques (G. Cartier) [9]. C'est ainsi que sont progressivement apparus des procédés destinés à s'opposer directement aux effets de l'instabilité, ou à améliorer en masse les caractéristiques des terrains.

Le clouage s'inscrit parfaitement bien dans cette catégorie, les conditions de site (accessibilité, emprises), les caractéristiques des terrains (perméabilité, notamment), les contraintes des méthodes de drainage (délai de réponse, pérennité) et les impératifs de sécurité peuvent en effet se cumuler pour que le clouage soit la seule technique applicable. Cela est typiquement le cas des déblais ferroviaires dont la crête est urbanisée et où les terrains sont soumis à des écoulements diffus difficiles à drainer.

C'est par exemple la solution qui a été retenue pour la tranchée de Briollay sur la ligne Paris-Nantes (Chaput, 1983) [10] où le talus, creusé dans sa partie supérieure dans des sols argilo-plastiques temporairement gorgés d'eau, avait été l'objet de glissements localisés affectant la circulation ferroviaire. Au voisinage d'un passage supérieur et d'habitations proches de la crête, la solution de terrassement avec adoucissement des pentes et réalisation d'une risberme adoptée en section courante ne pouvait être retenue. On a donc cloué le talus comme l'indique la figure II.1, ce qui en outre présente l'avantage de ne pas engager le gabarit nécessaire à l'exploitation.



**Fig.II.1** Renforcement par clouage du talus de la tranchée ferroviaire de Briollay d'après (Chaput, 1983) [10]

D'autres exemples illustrant l'adéquation de la méthode, pour des remblais où l'on a souhaité limiter le confortement dans l'emprise de l'ouvrage, ont été décrits par (Cartier et al, 1984) [11].

Sur le plan des principes de fonctionnement de la technique du clouage, il est nécessaire d'éclairer dès maintenant le lecteur sur la distinction traditionnelle, mais d'apparence arbitraire, qui est faite entre l'application au soutènement des excavations et celle destinée à la stabilisation des pentes. (Schlosser et Juran, 1979) [12] définissent le clouage comme une « technique de renforcement des sols in situ par des éléments linéaires travaillant à la traction ou au cisaillement, ces éléments pouvant être soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis, soit simplement battus ou forés ».

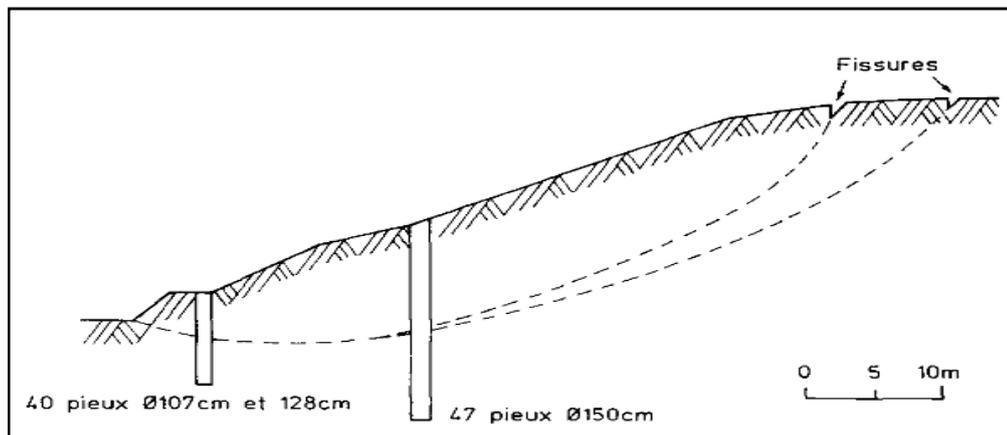
Dans les soutènements, des barres passives sont mises en place à peu près horizontalement au fur et à mesure que l'on terrasse l'excavation, et elles sont sollicitées par la déformation progressive du massif. Elles travaillent alors essentiellement en traction, ainsi qu'au cisaillement de façon assez similaire à la terre armée. Pour la stabilisation des pentes, on réalise généralement des pieux verticaux ou éventuellement perpendiculaires à la surface de glissement potentielle ou déclarée. Les pieux travaillent alors essentiellement par cisaillement.

Même si la frontière n'est pas extrêmement nette entre les deux applications, le rôle prépondérant du frottement dans les soutènements cloués et de l'interaction latérale sol-pieux dans la stabilisation des pentes a jusqu'à maintenant conduit les projeteurs à utiliser des méthodes de dimensionnement assez différentes dans les deux cas. En ce qui concerne la stabilisation des pentes, on notera que les choses ne sont pas si simples selon le type d'ouvrage concerné. En effet, quand les clous sont constitués d'éléments de faible inertie comme les micropieux, la rigidité relative clous-sol est faible et les inclusions peuvent alors subir des déformations se traduisant par des déplacements relatifs par rapport au sol importants. Des efforts de traction et de cisaillement sont alors susceptibles d'apparaître comme pour les excavations clouées. La tendance actuelle consiste donc à fédérer les deux approches usuelles dans le cadre d'une méthode de calcul pouvant prendre en compte l'ensemble des efforts. Des propositions ont été faites dans ce sens par (Blondeau et al, 1984) [13] et, récemment, une méthode tenant compte des déformations a été mise au point au LCPC (Delmas et al., 1986) [14].

Sur le plan technologique, et bien que l'on assiste depuis quelques années à un engouement pour cette méthode, il faut remarquer que la SNCF, par exemple, a toujours eu recours au battage de pieux d'acacia ou de rails usagés pour le renforcement de ses

talus. (Fukuoka, 1977) [15] cite de même une application au Japon sur le « Noo-Tsutsuichi Railway » où, dès 1880, des pieux de bois étaient utilisés pour la stabilisation de glissements de terrain. Ceux-ci ont ensuite été progressivement remplacés par des éléments en béton armé puis métalliques.

Baker et Marshall, 1958 [16], ainsi que (Root, 1958) [17], montrent toutefois des exemples de ruptures de pentes ainsi stabilisées. On peut penser que la cause est en fait une mauvaise estimation des efforts mobilisés dans la masse en mouvement puisque, à l'époque, et à l'exception des travaux de (Hennés, 1936) [18], on ne trouve quasiment pas de justification chiffrée sur ce sujet. C'est en 1970 que De Beer et Wallays [19] décrivent un des premiers cas les mieux documentés : la pente instable de Huy, en Belgique, a connu ses premiers signes de désordres après que l'on eut élargi la tranchée de chemin de fer située en pied. Le massif de schistes concerné est fortement broyé et s'est progressivement décomprimé entraînant une série de glissements rétrogressifs vers des habitations situées en amont. La situation urbaine du talus ne permettant pas de terrasser pour adoucir la pente, on a réalisé un clouage sur deux rangées au moyen de pieux forés bétonnés et renforcés par des poutrelles en acier. Quarante-sept pieux de 1,50 m de diamètre et 20 m de longueur, et quarante pieux de 1,07 m et 1,28 m de diamètre et 10 m de longueur ont ainsi permis de stabiliser le site (Fig.II.2).



**Fig.II.2** Stabilisation du glissement de Huy  
d'après (De Beer et Wallays, 1970) [19]

Actuellement, le clouage fait appel à des inclusions de nature et d'inertie assez différentes : micropieux, palplanches, profilés métalliques, pieux et barrettes en béton armé. On examinera, dans ce qui suit, les conditions d'utilisation de la méthode en fonction des ouvrages concernés.

## II.2 Principes de fonctionnement et d'utilisation du clouage des pentes

### II.2.1 Justification de l'efficacité de la méthode

Le clouage d'une pente peut être conçu à titre de renforcement du sol préalable à la réalisation du terrassement. Il s'agit alors de constituer un matériau composite dans lequel l'interaction entre le sol et les inclusions, conjuguée aux déformations du massif, se traduit par des efforts qui augmentent la résistance globale du matériau. Comme pour le clouage des excavations, ces déformations résultent d'un déplacement d'ensemble en direction du talus mais ne génèrent pas nécessairement une surface de glissement, même si les méthodes de calcul traditionnelles reposent sur l'équilibre des forces le long d'une surface de rupture potentielle.

Dans les cas les plus courants qui nous intéressent ici, le clouage est destiné à stabiliser une masse de sol instable ou potentiellement instable le long d'une surface de rupture. La stabilisation est alors obtenue par transmission des efforts depuis la masse instable vers le substratum. Le déplacement du sol provoque en effet la mobilisation d'une pression  $p(z)$  au contact sol-inclusion qui se traduit par un système de forces  $N$ ,  $T$  et  $m$ , au point  $O$  sur la surface de glissement (Fig. II.3). Ces forces, qui sont équilibrées par une réaction dans le substratum, accroissent la résistance au glissement et, après un déplacement suffisant, participent à la stabilisation de l'ouvrage.

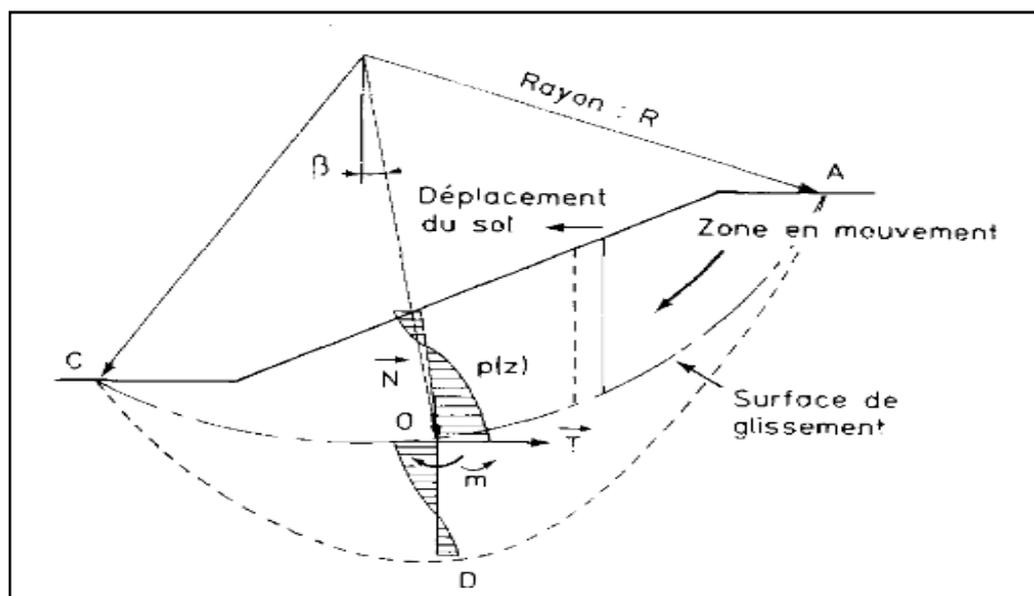


Fig.II.3 Principe du clouage des pentes (G. Cartier) [9]

Cette analyse permet dès à présent de prévoir que le clouage ne sera efficace que si :

- le pieu ne se rompt pas par flexion ou cisaillement,
- la pression au contact sol-pieu ne dépasse pas une valeur ultime admissible pour le sol : on assisterait sinon à un écoulement du sol autour du pieu,
- la fondation peut supporter les charges transmises par le pieu. La profondeur d'encastrement de l'inclusion sous la surface de glissement doit en outre être suffisante pour qu'un glissement de type A D C (Fig.II.3) ne puisse se produire : le clouage conserverait alors son intégrité mais ne serait plus efficace.

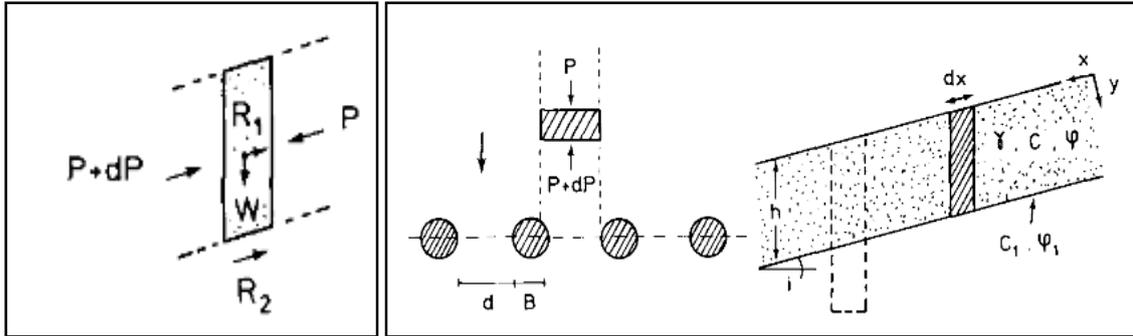
Si le clouage agit sur le glissement par goujonage du bloc mobile sur le substratum fixe, il ne faut pas oublier qu'en pratique le sol est un matériau déformable. Les déplacements de la masse en mouvement se trouvent donc restreints au droit des points durs constitués par les clous mais ne sont réduits entre les clous que si leur espacement est suffisamment faible pour que se développe un effet de voûte. Ce phénomène, encore mal connu, se traduit par un report des contraintes du sol vers les clous, et permet à une rangée de clous non jointifs de jouer le rôle d'un écran dans la pente. (Wang et Yen, 1974) [20] ont présenté une analyse théorique du phénomène. Leur modèle est très imparfait, puisqu'il ne rend notamment pas compte de la mobilisation des efforts en fonction des déformations relatives du sol et des inclusions. Il permet toutefois de comprendre la nature du phénomène.

La pente  $y$  est supposée infinie et constituée d'un matériau homogène et rigide plastique (caractéristiques  $c$  et  $\phi$ ). En écrivant les équations d'équilibre d'un élément parallélépipédique de sol compris entre deux pieux (Fig.II.4), les auteurs montrent que la force s'exerçant sur une facette verticale située à la distance  $x$  de l'origine est :

$$\frac{k_2}{k_1}(1-e^{-k_1 \cdot x}) + \frac{k}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot e^{-k_1 \cdot x} \quad (\text{II.1})$$

Où :

- $k_1$  et  $k_2$  sont des fonctions de  $(\phi, \phi_1, c, c_1, \gamma, i, d$  et  $h,)$
- $k$  est un coefficient de poussée du sol,
- l'origine des abscisses est choisie à la limite d'influence de l'effet de voûte.



**Fig.II.4**Modélisation de l'effet de voûte d'après (Wang et Yen, 1974) [20].

Si  $P_0$  est la force existant en amont, hors de la zone d'influence des pieux, la force s'exerçant entre les pieux est  $P'_0$  et peut varier entre 0 et  $P_0$ . Si l'on définit un espacement normalisé  $m$  par :  $m = d/h$

On constate que l'effet de voûte est nul ( $P'_0 = P_0$ ) pour  $m = m_{cr}$  et maximal

( $P'_0 = 0$ ) pour  $m = m_{max}$ .

A ces deux valeurs de  $m$  correspondent des limites d'espacement. Bien entendu, chaque pieu doit équilibrer la totalité des pressions agissant sur le segment de largeur  $(d + B)$ . Cela conduit à une force, sur le pieu, égale à :

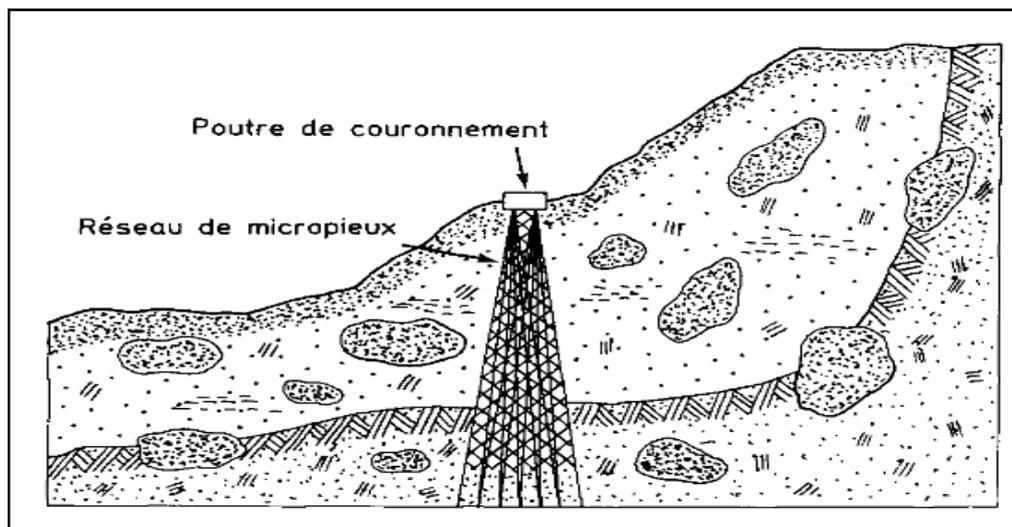
$$P_p = \frac{k}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot B + \left( \frac{k}{2} \cdot \gamma \cdot h - P \right) \cdot d \cdot h \quad (II.2)$$

On verra par là suite que, dans les méthodes de calcul, l'effet de voûte est très diversement pris en compte. (Brinch-Hansen, 1961) [21] et (De Beer et Wallays, 1970) [19] supposent les pieux indépendants et déterminent donc l'espacement avec un autre critère. (Ito et Matsui, 1975) [22] considèrent par contre l'équilibre d'un coin de sol compris entre deux pieux adjacents et en déduisent les efforts sur les pieux, en fonction de leur espacement, avec l'hypothèse d'une déformation plastique ou d'un écoulement viscoplastique du sol.

### II.2.2 Sollicitations engendrées dans les clous

En pratique, le comportement des clous dans la pente stabilisée est compliqué par le fait qu'ils sont rarement mis en place isolément ou sur une seule rangée, comme dans l'analyse théorique précédente. Les promoteurs du renforcement par micropieux comptent notamment sur un effet de réseau lié à la densité importante d'inclusions dans

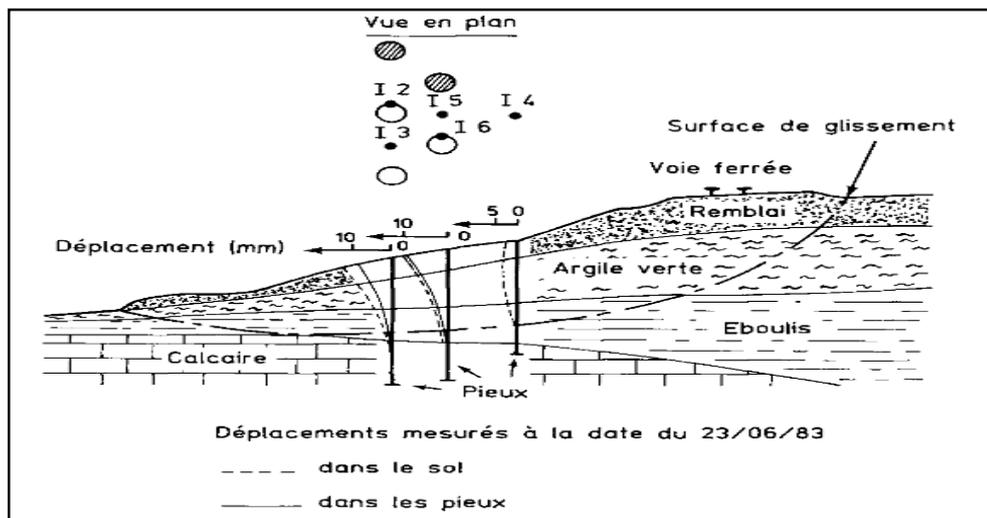
un volume restreint (Fig.II.5). Il semble alors que la résistance du groupe soit bien supérieure à la somme des résistances de chacun des éléments. Cet effet n'est toutefois pas encore conforté par la théorie et ne trouve sa justification que dans quelques réalisations ayant donné satisfaction, notamment en Italie (Lizzi, 1977) [23]. On notera que la société Fondedile, qui en est le promoteur, recommande de calculer ces ouvrages, du point de vue interne, comme un ouvrage en béton armé et, du point de vue de la stabilité générale, comme un ouvrage de soutènement poids encastré.



**Fig.II.5** Glissement renforcé par micropieux d'après (Lizzi, 1977) [23].

Quand la densité de clouage est plus faible (gros pieux espacés de moins de trois diamètres, par exemple), on note également que le groupe de pieux ne se comporte pas tout à fait comme une série de pieux isolés. Tout d'abord, le champ des déformations est considérablement modifié dans toute la masse de sol située dans la zone d'influence des pieux. Cela a par exemple été mis en évidence lors d'une expérimentation réalisée par les laboratoires des Ponts et Chaussées à Boussy-Saint-Antoine, au km 23 de la ligne de chemin de fer Paris-Lyon (Cartier et al, 1984) [11]. Un glissement lent affectait le remblai construit sur versant et obligeait le service gestionnaire à effectuer des rechargements périodiques de 10 à 30 cm tous les six mois. La reconnaissance du site ayant mis en évidence une surface de glissement, il a été décidé de clouer la masse en mouvement à l'aide de pieux de 80 cm de diamètre et 11m de longueur, fichés dans le substratum marno-calcaire de Champigny. On évitait ainsi toute perturbation sur les voies pendant les travaux et on palliait l'impossibilité pratique de drainer efficacement la masse d'éboulis argileux.

Le suivi des déplacements du sol après la réalisation des travaux a été réalisé par inclinométrie et des résultats significatifs sont fournis (Fig.II.6). On note que, dans la zone d'influence du groupe de pieux (les pieux sont espacés de 2,80 m d'axe en axe et disposés sur deux files en quinconce), le sol « se déverse » de façon tout à fait comparable aux pieux eux-mêmes.

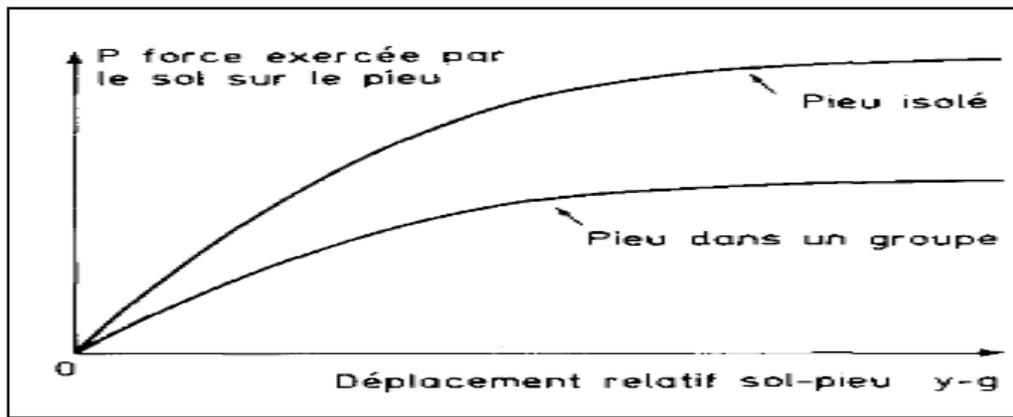


**Fig.II.6** Résultats de l'expérimentation de Boussy-Saint-Antoine d'après (Cartier et al., 1984) [11].

Le déplacement en translation, au-dessus de la surface de rupture, qui existait avant le confortement se retrouve par contre bien en amont sur le tube 14.

Cette modification locale du mode de déformation du massif avait déjà été évoquée par (Cartier et Gigan, 1983) [24] lors du suivi du clouage du remblai de « La Membrolle ».

Par ailleurs, les efforts transmis à un pieu par le glissement dépendent non seulement de la largeur frontale du pieu, mais également de la présence d'autres pieux sur une même file. La courbe de réaction donnant la pression sur le pieu en fonction du déplacement relatif sol-pieu est en effet modifiée par la présence d'un groupe comme l'indique (Fig.II.7). On constate que, pour un même déplacement ( $y - g$ ), la sollicitation est réduite, ce qui est à rapprocher entre autres de l'effet de voûte évoqué précédemment. Quand on a à faire à plusieurs rangées de pieux, il se produit en outre un « effet d'ombre » de l'amont vers l'aval.



**Fig.II.7** Influence de l'effet de groupe sur la courbe de réaction d'un pieu.

L'ensemble de ces phénomènes reste encore à préciser sur le plan théorique et est, pour l'instant, qualifié par l'expression globale « effet de groupe ». Des recherches sont en cours au LCPC dans ce sens (Abdelhedi, 1986) [25]. On a notamment utilisé une modélisation de l'interaction des pieux entre eux à partir de l'analyse en continuum élastique proposée par (Poulos, 1973) [26], pour les groupes de pieux soumis à des efforts en tête, ainsi qu'une modélisation par éléments finis. Cette étude pourrait déboucher à terme sur une méthode pratique de correction des règles applicables aux pieux isolés.

### **II.2.3 Critères de stabilisation de la pente**

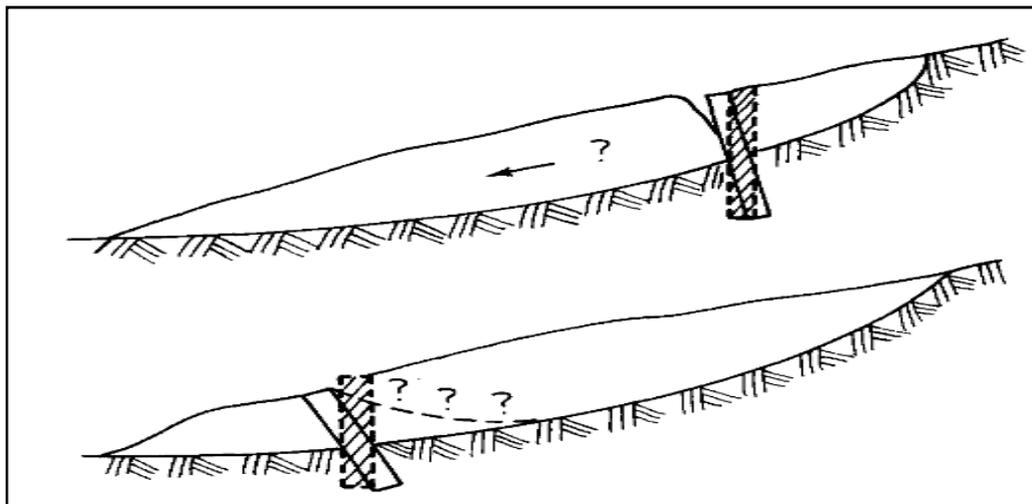
On a dit précédemment que l'effet de goujonage principalement visé dans la méthode ne devait pas faire oublier le caractère déformable des sols. Il convient de remarquer par ailleurs que vouloir stabiliser une pente instable suppose une parfaite connaissance des phénomènes qui régissent les mouvements.

Tout d'abord, il faut savoir que, si les efforts résistants ne sont que légèrement supérieurs aux efforts moteurs, des déformations lentes de la masse instable continuent généralement de se produire. On a par exemple montré sur le site expérimental de remblais sur versant des LPC à Sallèdes (Pouget et al., 1985) [27], que des déformations se produisent jusqu'à ce que les efforts résistants dépassent les efforts moteurs de 20 % (Fig.II.8). Dans ce cas précis, les caractéristiques mécaniques mobilisées le long de la surface de glissement avaient été déterminées avec certitude par calage sur la rupture d'un premier remblai, de sorte que le coefficient de sécurité  $F = 1$  correspond à des déplacements très grands pouvant être assimilés à une rupture.

Cette constatation conditionne le choix du coefficient de sécurité qui sera imposé sur le sol dans le calcul de stabilité de la pente clouée. Ce problème est commun à tous les procédés de confortement mais revêt une importance particulière dans le cas du clouage, qui utilise des éléments rigides, contrairement par exemple aux éperons drainants qui peuvent supporter des déformations beaucoup plus importantes. Par ailleurs, il faut tenir compte du fait que la masse instable n'est pas un bloc rigide et que la position de la rangée de clous dans la pente n'est pas étrangère à l'efficacité du confortement. On constate en effet sur la (Fig.II.8) que :

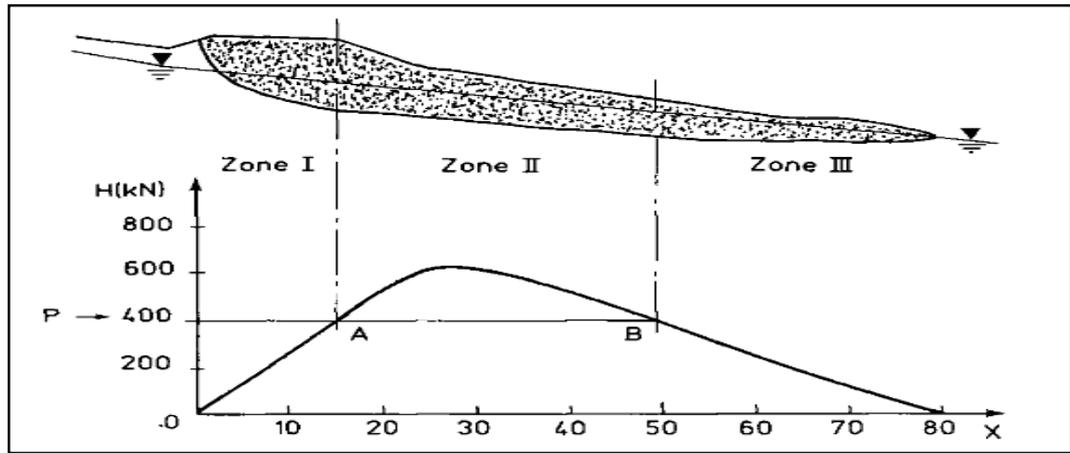
— si les clous sont placés trop en tête, le glissement peut se poursuivre à l'aval et déchausser le soutènement ainsi créé ;

— si les clous sont trop près du pied, le glissement transmettra des efforts considérables et sera susceptible de se réactiver en passant au-dessus de la rangée de clous comme l'ont montré (Blondeau et Virollet, 1976) [28] pour les murs.



**Fig.II.8** Efficacité d'une rangée de pieux dans une pente instable (Blondeau et Virollet, 1976) [28].

Le clouage devra en fait être mis en place dans une zone où l'effort nécessaire à la stabilisation de la pente ne dépasse pas la réaction que peut apporter le sol (Nakamura, 1984) [29]. Si, par exemple, on a déterminé l'effort horizontal  $P$  nécessaire à la stabilisation de la pente en l'introduisant dans les trois équations d'équilibre statique et en se donnant une amélioration convenable du coefficient de sécurité, on peut tracer, en fonction de l'abscisse  $x$ , la réaction horizontale du sol  $H$  qui est donnée par l'équation d'équilibre sur l'horizontale :



**Fig.II.9**Optimisation de la position d'une rangée de pieux dans une pente instable (Nakamura, 1984) [29].

$$H = \sum_{i=0}^x (N_i \cdot \sin \alpha_i - T_i \cdot \cos \alpha_i)$$

Les points A et B, déterminés par l'intersection des deux courbes de la figure II.9, définissent trois zones :

— En zone I, la « poussée » du sol est insuffisante pour mobiliser, dans les clous, l'effort nécessaire à la stabilisation de la pente. La ligne de pieux se comportera donc comme un soutènement et n'évitera pas au sol de glisser à l'aval.

— En zone II, les pieux sont à leur position optimale pour répondre à la définition du clouage, c'est-à-dire qu'ils sont soumis à des pressions frontales avant et arrière et transmettent des efforts vers le substratum.

— En zone III, la butée que le sol peut offrir à l'aval de la ligne de pieux est insuffisante vis-à-vis de l'effort nécessaire pour la stabilisation. Il y aura donc inefficacité du confortement.

On notera enfin qu'un des principaux avantages du clouage des pentes instables par pieux est de ne pas perturber le site, et de ne nécessiter aucune phase de travaux délicate pour l'équilibre général.

L'exécution est généralement simple et rapide, et convient souvent aux accès difficiles. Par contre, et contrairement au drainage par exemple, l'efficacité n'apparaît complètement qu'à partir du moment où les déformations ont été suffisantes pour mobiliser les efforts stabilisateurs. Elle se fait toutefois sentir progressivement, dès la mise en place des pieux, et demande des déplacements centimétriques, généralement acceptables pour les ouvrages.

### II.3 Analyse des méthodes de dimensionnement pour le clouage des pentes

On a vu précédemment que le facteur « déformations » est essentiel dans le fonctionnement du clouage des pentes. Au stade du dimensionnement, cet aspect reste toutefois difficile à prendre en compte. On procédera donc généralement en trois étapes:

1 — évaluation des efforts de cisaillement à reprendre pour augmenter le coefficient de sécurité de la pente à une valeur acceptable.

2 — évaluation de l'effort maximal que chaque pieu peut transmettre de la masse en mouvement au substratum.

3 — sélection du type et du nombre de pieux, et de leur emplacement.

La première étape fait actuellement appel à un calcul de stabilité classique. Comme pour toutes les analyses limites, on peut trouver de nombreuses critiques à cette approche. On retiendra notamment que les effets tridimensionnels n'y sont pas couramment pris en compte et que l'hypothèse d'un bloc indéformable se déplaçant sur une surface de rupture se justifie plus difficilement eu égard à ce qui a été dit précédemment sur l'influence des clous sur le champ des déformations.

Quoi qu'il en soit, cette méthode reste la seule disponible et donne satisfaction, pour peu que l'on en connaisse les limites.

Dans les calculs simplifiés de pieux verticaux, où on ne tient compte que des efforts tranchants, l'effort de clouage R peut par exemple, pour un glissement circulaire, être introduit dans l'expression de Fellenius par :

$$\sum_A^c W_i \cdot \sin \alpha_i = \frac{\sum_A^c [c'_i \cdot l_i + W'_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi'_i]}{F} + \frac{R}{F'} \quad (\text{II.3})$$

F et F' étant respectivement les coefficients de sécurité sur le sol et sur le pieu, et

R = T / cos α (T = effort de cisaillement)

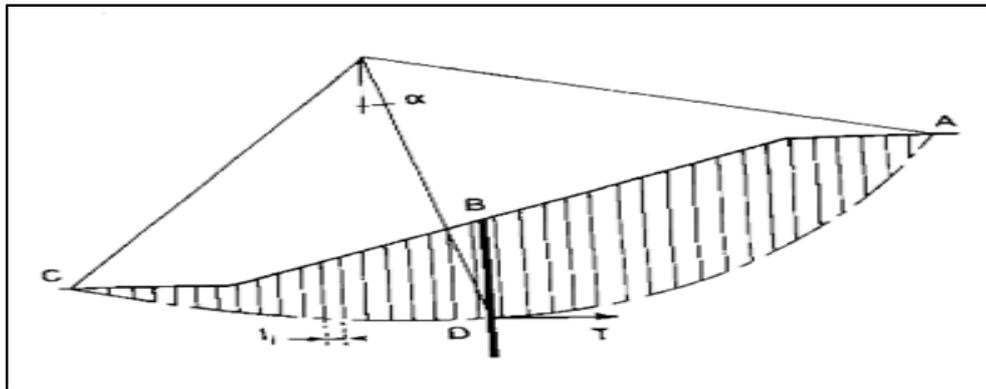


Fig.II.10 Calcul de l'effort de clouage (G. Cartier) [9].

Il est d'usage, selon la méthode retenue pour la justification de la résistance propre aux pieux, d'adopter les valeurs  $F' = 1$  ou  $F' = F$ . On obtient alors :

$$\text{si } F' = 1 \quad F = \frac{\sum_A^c [c'_i . l_i + W'_i \cos \alpha_i . tg \varphi'_i]}{\sum_A^c W'_i \sin \alpha_i - R} \quad (\text{II.4})$$

$$\text{si } F' = F \quad F = \frac{\sum_A^c [c'_i . l_i + W'_i \cos \alpha_i . tg \varphi'_i] + R}{\sum_A^c W'_i \sin \alpha_i} \quad (\text{II.5})$$

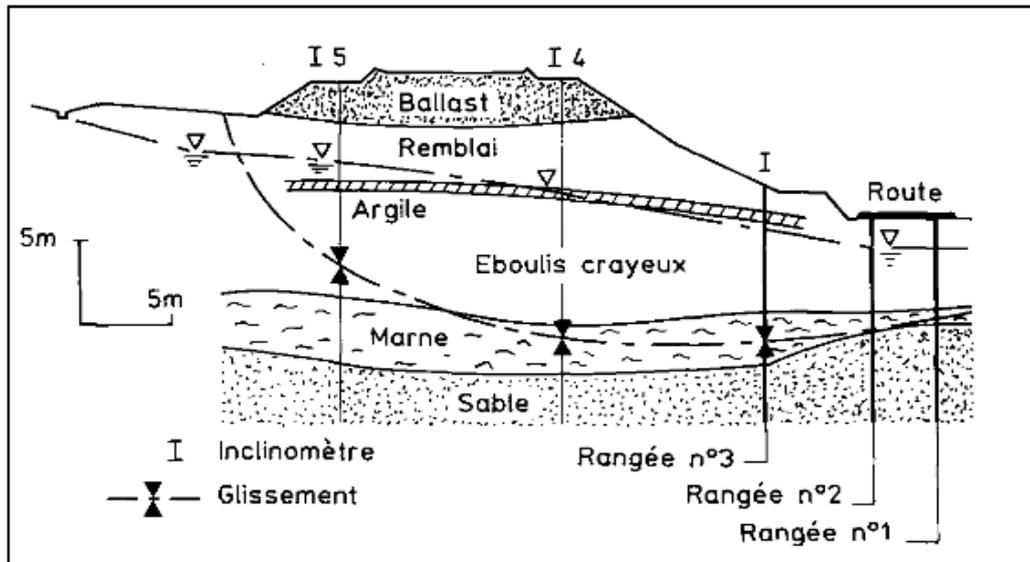
Cette approche simplifiée de la prise en compte des effets du clouage dans l'analyse de stabilité demeure la plus citée dans la littérature technique internationale. Elle reste pourtant très imparfaite puisqu'elle ne fait pas intervenir l'ensemble des efforts mobilisés dans le clou (effort tranchant, effort normal et moment) dans les trois équations de la statique.

On pourra se reporter à l'article de (Delmas et al, 1986). [14] publié conjointement à celui-ci pour une analyse plus détaillée des méthodes proposées actuellement, notamment par le LCPC .Comme on l'a vu précédemment, la détermination lors de cette première étape des efforts que le renforcement doit apporter en réaction au glissement nécessite de se fixer un coefficient de sécurité sur le sol, c'est-à-dire une amélioration  $\frac{\Delta F}{F_0}$  du coefficient  $F_0$  de la pente instable.

Brandi, 1979 [30] et (De Beer et Wallays, 1970) [19] ont utilisé respectivement 25 et 10 % dans les cas qu'ils présentent. (Ito et al., 1982) [22] et (Nakamura, 1984) [29] recommandent pour leur part la valeur minimale de 20 %. En général, le compromis entre une sécurité confortable et un coût optimisé conduit en effet à retenir 20 %. Quelques expérimentations sur sites réels confortés par gros pieux ont toutefois montré que la stabilisation avait été obtenue pour des efforts bien moindres.

Sommer, 1979 [30] a mesuré des pressions au contact sol-pieux très inférieures aux valeurs prises en compte dans le dimensionnement. Ces efforts correspondent à une amélioration de 5 % du coefficient de sécurité. On notera toutefois que les mouvements ont été réduits à 1/20 de leur valeur initiale, mais qu'un léger fluage subsiste dans ce cas.

Sur le remblai ferroviaire de « La Membrolle », décrit par (Cartier et Gigan 1983, [32], les résultats sont peu différents. L'ouvrage que l'on a cherché à stabiliser a été édifié en pied d'un versant argilocrayeux. Les formations alluvionnaires de surface recouvrent le Sénonien, constitué de blocs de craie et de marnes, puis de sables denses. Le suivi des déformations, en surface et en profondeur, a montré que l'instabilité endémique du remblai était provoquée par un glissement profond dans les marnes. Compte tenu de la topographie du site et de la présence de matériaux compressibles en pied de versant, il a été décidé de clouer le glissement au moyen de trois rangées- de profilés HEB 200 scellés dans des forages de 400 mm de diamètre (Fig.II.11). Les 187 pieux sont espacés de 2 m et sont fichés dans les sables, au moins 3 m sous la surface de rupture.



**Fig. II.11** Stabilisation par clouage du glissement de « la Membrolle » d'après (Cartier et Gigan, 1983) [32]

Le suivi des déplacements après clouage a montré un ralentissement de 10 cm à 2,5 mm par an. En utilisant la méthode de dimensionnement a posteriori, on a réussi à recalculer les efforts mobilisés dans le pieu, compte tenu des déformations mesurées. On constate que la quasi-stabilisation du site correspond en fait à une amélioration,  $\Delta F / F_0$  proche de 7 %.

A Boussy-Saint-Antoine (Fig. II.6), la mesure des déformations a été réalisée sur trois virolles métalliques de même rigidité que les pieux en béton armé, au moyen de jauges électriques et d'extensomètres à cordes vibrantes.

En juin 1983, soit environ un an après la fin du chantier, les mouvements étaient considérablement réduits et on notait des efforts trois fois plus faibles que ceux prévus par le calcul. L'amélioration de la sécurité sur le sol était alors d'environ 7 % [Cartier et al., 1984]. En novembre 1984, une nouvelle série de mesures, tant des déformations que des déplacements du sol et des pieux, a montré que le glissement se poursuit à vitesse très faible. Les efforts correspondent actuellement à un gain  $\Delta F / F_0$  d'environ 10 %.

Il semble donc qu'avec la technique du clouage par gros pieux, un gain de stabilité sur le sol assez faible soit suffisant pour faire chuter notablement les mouvements. Vis-à-vis des effets à long terme, et dans l'attente de résultats nouveaux, le seuil de 20 % reste toutefois une valeur prudente.

La deuxième étape consiste à déterminer les efforts mobilisés dans les clous par la masse en mouvement, afin d'évaluer si la réaction transmise au substratum peut être suffisante pour stabiliser le glissement. L'objectif du dimensionnement étant de stabiliser le terrain, la détermination de ces efforts maximaux devra en outre tenir compte des paramètres d'interaction, et notamment de la limitation de la réaction latérale exercée par le sol sur les clous. Pour ce faire, la plupart des auteurs utilisent les théories de calcul mises au point pour la justification des fondations profondes sollicitées horizontalement. On distingue globalement :

- les méthodes à la rupture,
- les méthodes en déformation.

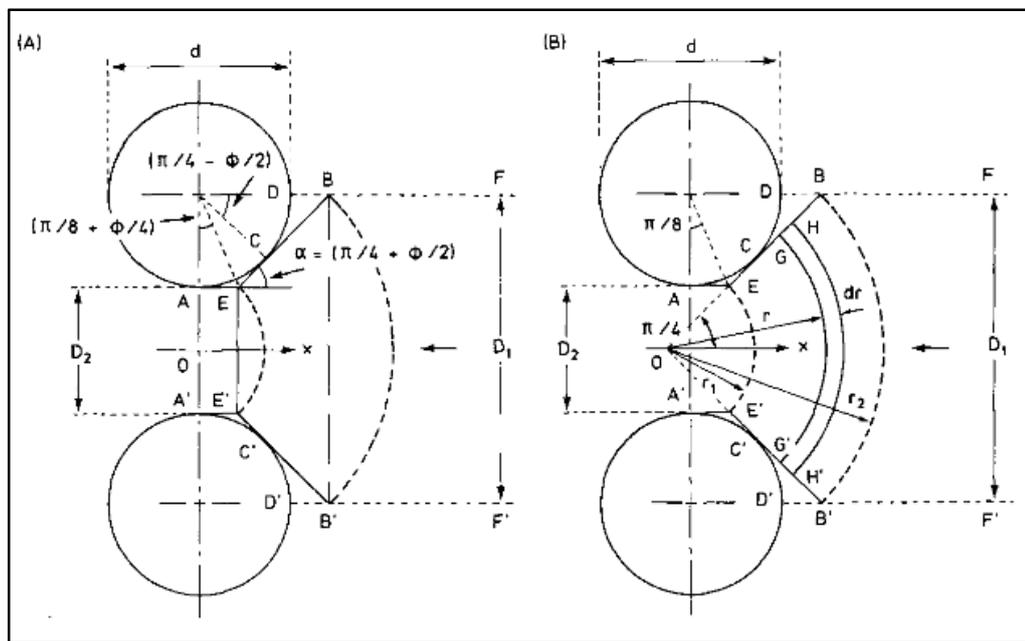
Les méthodes à la rupture supposent que, sous l'action du glissement, le sol situé autour du clou atteint l'équilibre limite et transmet une pression dite ultime au clou. Pour plus de précisions, on pourra notamment se reporter aux travaux de (Brinch-Hansen, 1961) [33] et à l'application qu'en font (DeBeer et Wallays, 1970) [19], ainsi qu'à (Viggiani, 1981) [35] qui a proposé une amélioration des calculs classiques.

On notera que ce type d'approche, bien que cohérent avec le calcul à la rupture effectué pour le glissement, semble mal adapté à la modélisation du mécanisme d'interaction sol-clou. (Ito et Matsui, 1975) [22] ont tenté d'améliorer les formules existantes en prenant en compte l'effet de groupe sur une ligne de pieux. Le sol est supposé en état de rupture plastique entre deux surfaces de glissement (AEB et A'E'B' sur Fig.II.12a) ou, éventuellement, dans un état d'écoulement viscoplastique (Fig. II.12b). La résolution des équations d'équilibre fournit la valeur de la pression

s'appliquant à l'état ultime sur les pieux : cette expression tient évidemment compte de leur espacement. En 1982, les auteurs ont étendu leur méthode à des rangées multiples de pieux pour la stabilisation des glissements. Ils ont alors introduit un facteur de mobilisation de la pression  $\alpha_M$  ( $0 < \alpha_M < 1$ ), prouvant ainsi que la pression ultime était rarement atteinte.

Pour cette raison, et pour mieux tenir compte du mécanisme réel d'interaction sol-pieu, la tendance actuelle privilégie les méthodes qui tentent d'évaluer les efforts réellement mobilisés du fait des déformations, et notamment celles faisant intervenir le module de réaction du sol. Fukuoka [1977] et Nakamura [1984] explicitent les modélisations faites au Japon avec ces hypothèses. En France, (Baguelin et al, 1976) [35] ont proposé de mieux prendre en compte les déformations du sol et du pieu en appliquant le modèle de Winkler au déplacement relatif entre le pieu  $[y(z)]$  et le sol  $[g(z)]$ .

Cela s'écrit : 
$$p = k \cdot [y(z) - g(z)] \tag{II.6}$$



**Fig.II.12** Modélisation de (Ito et Matsui, 1975) [22].

$k$  étant le module de réaction du sol et  $p$  la pression globale, qui tient compte des réactions frontales avant et arrière et des frottements latéraux. Dans le cas des glissements confortés par gros pieux rigides, on notera que  $g(z)$  est supérieur à  $y(z)$ , notamment en partie haute du pieu, et que la réaction frontale arrière est prépondérante.

La résolution de l'équation d'équilibre des pressions sur le pieu fournit la déformée du pieu et les efforts qui lui sont appliqués, moyennant la définition de la fonction  $g(z)$ , de la courbe de réaction à tout niveau et des conditions aux limites.

Pour un groupe de clous, la fonction  $g(z)$  doit représenter le déplacement du sol en l'absence du clou considéré, compte tenu de la présence des autres clous. (Bourges et al., 1980) [36] ont proposé une équation type pour  $g(z)$  dans le cas des remblais sur sols compressibles. En ce qui concerne les glissements de versant, on utilise généralement le fait que la plupart d'entre eux se déplacent en translation au-dessus de la surface de glissement. Ce point restera à préciser dans le cadre d'expérimentations à venir, notamment pour le cas de rangées de pieux assez rapprochées comme à « La Membrolle ». Du fait de l'effet d'ombre d'une rangée sur l'autre, il ne semble en effet pas judicieux de dimensionner chaque-rangée avec les mêmes hypothèses.

La courbe de réaction du sol utilisée au LCPC est explicitée par Bourges et al. et est tirée de l'essai pressiométrique.

Pour l'application au clouage, qui suppose une stabilisation du sol, on dimensionne généralement les clous de façon à se limiter à la pression de fluage. Dans l'état actuel des connaissances, du fait de la méconnaissance de l'influence de la lenteur du chargement propre à la plupart des glissements de versants argileux, on pense que cette sécurité est raisonnable. Comme on l'a vu précédemment, le rôle de l'effet de groupe vis-à-vis de la courbe de réaction reste cependant à préciser.

Si les efforts en jeu nécessitent l'utilisation de barrettes à section rectangulaire, la loi de réaction devra être modifiée pour tenir compte du frottement sur les faces latérales. Pour ce faire, on peut se reporter aux résultats théoriques obtenus par (Baguelin, Carayannacou-Trézos et Frank, 1979) [37] sur les effets de forme et les effets tridimensionnels.

On décomposera la courbe de réaction globale en une composante frontale (celle déjà explicitée pour les pieux circulaires) et une composante tangentielle. Dans les cas usuels, le module tangentiel et le module frontal sont essentiellement égaux. On déterminera la valeur  $P_{\max}^{lg}$  à partir du frottement latéral unitaire ( $T$ ) donné par les règles pressiométriques ( $P_{\max}^{lg} = t * 2L$ ).

Les conditions aux limites à imposer aux clous seront déterminées pour chaque cas particulier, selon les recommandations de Bourges et al., 1980 [36].

On notera enfin que la résolution de ce problème est simplifiée par l'utilisation de programmes de calcul comme le logiciel « Pilate » développé au Laboratoire central des Ponts et Chaussées (Baguelin et al., 1976) [35].

Il est à noter que les méthodes proposées dans la littérature pour le calcul des efforts mobilisés dans les clous par les pentes instables concernent essentiellement la réaction latérale due à la pression sol-clou. Quand les clous sont inclinés ou/et de très faible inertie, on a vu que le phénomène d'interaction est plus complexe et fait intervenir des efforts normaux (traction essentiellement). On pourra se reporter aux travaux de (Blondeau et al., 1984) [13] et à l'article conjoint de (Delmas et al., 1986) [14] pour voir comment on peut alors tenir compte de l'ensemble des efforts.

La troisième étape permet de choisir les caractéristiques et la disposition des clous. On a vu précédemment que l'optimisation de la position d'une rangée de pieux dans la pente pouvait, en théorie, être obtenue sans problème majeur. En pratique, on veillera à bien répartir l'effet du clouage dans la pente en tenant compte notamment des remarques de (Blondeau et Virollet, 1976) [28] si le glissement est très allongé.

Le calcul de l'espacement devrait par contre résulter d'une appréciation de l'effet de groupe, dont on a dit qu'il était mal connu. La méthode retenue actuellement par le LCPC (Cartier et al., 1984) [11] consiste à comparer les efforts mobilisés dans les pieux avec ceux nécessaires pour stabiliser la pente.

On écrit pour ce faire les équations d'équilibre du massif de sol renforcé, dans lesquelles on tient compte au mieux d'une estimation des efforts engendrés dans les inclusions, compte tenu des déformations dans la pente. Le coefficient de sécurité sur les caractéristiques mécaniques du sol est introduit classiquement et on cherche par ailleurs à satisfaire quatre critères :

- l'amélioration minimale de la sécurité du sol glissé est fixée à 20 % ;
- les efforts au contact sol-clou doivent être limités pour éviter les risques d'écoulement du sol entre les clous (limitation de la pression latérale à la pression de fluage) ainsi que les ruptures d'ancrage (choix d'un coefficient de sécurité sur le frottement).
- le déplacement du sol correspondant à la satisfaction du critère précédent doit être obtenu dans un délai raisonnable et être admissible vis-à-vis des installations

impliquées dans le glissement.

— les efforts engendrés dans les clous doivent être compatibles avec la résistance propre au matériau, en vertu des règlements de calcul en vigueur.

#### **II.4 Recommandations pour une bonne utilisation du clouage dans la stabilisation des Pentes :**

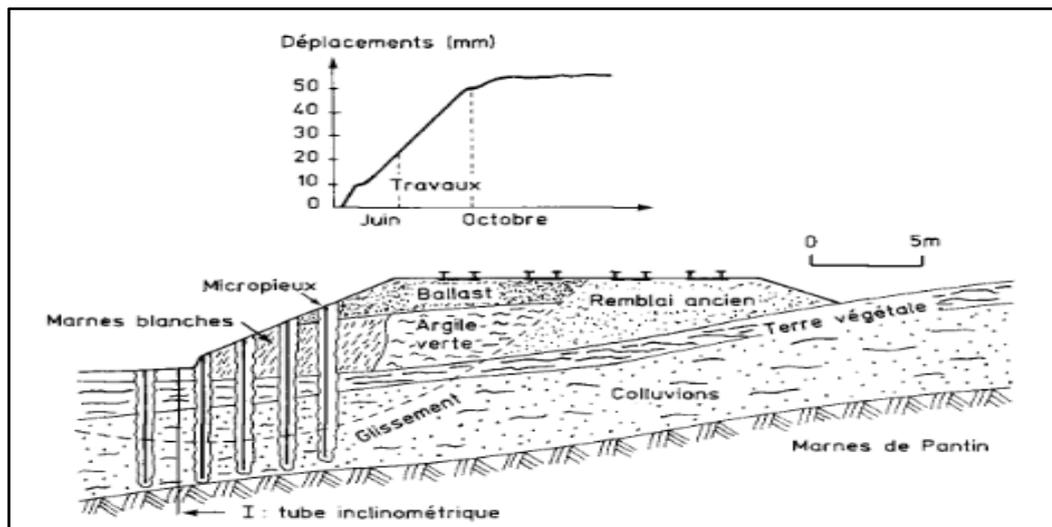
On a vu que le clouage, bien qu'employé de longue date pour la stabilisation de certains remblais instables, connaissait actuellement un essor important. Son extension à des ouvrages de nature et d'importance diverses nécessite que l'on précise rapidement ses conditions d'utilisation et ses limites d'emploi. Compte tenu du faible recul dont on dispose vis-à-vis de la plupart des chantiers cités dans la bibliographie, on traitera de cet aspect des choses par le biais de quelques exemples auxquels le lecteur pourra faire référence pour traiter ses propres problèmes par analogie.

On pourra également se référer à l'article de (Cartier et al., 1984) [11] , en ce qui concerne l'expérience du réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées.

La première application concerne le renforcement des pentes instables ou en équilibre précaire par des éléments de très faible inertie. On a vu, sur la figure II.5, l'utilisation en réseaux préconisée par les Italiens. La limite d'extension de cette façon de procéder, quant à la dimension des ouvrages à stabiliser et à la densité des inclusions, n'est pas encore bien cernée, bien que les méthodes de dimensionnement proposées actuellement, et un certain nombre de cas réels, doivent permettre de s'en faire une idée. La SNCF dispose notamment d'un nombre assez important de remblais stabilisés de cette manière depuis quelques années, avec un taux d'efficacité appréciable. L'exemple type est fourni par le remblai de Yerres, sur la ligne Paris-Lyon, qui, constitué de marnes et d'argiles prélevées non loin du site, était affecté de mouvements sur les deux voies situées à l'aval. L'instabilité se développait dans le versant d'argiles vertes et de colluvions et se manifestait par un bourrelet en pied de talus (Fig. II.13). Afin de limiter les risques d'aggravation, la SNCF a mis en œuvre des micropieux constitués de tubes crépines de 50 mm de diamètre, dans lesquels est placée une barre d'acier de 16 mm de diamètre, et qui permettent l'injection d'un coulis de ciment sous faible pression, conduisant à un diamètre théorique de l'ordre de 15cm. Les pieux ont été concentrés sur des bandes de 4 m de largeur, afin de réaliser des sortes d'éperons renforcés. Ces éperons comprennent 20 inclusions de 6 à 9,5 m de profondeur et sont espacés de 6 m

afin de ne pas faire écran aux écoulements d'eau.

Le coefficient de sécurité sur le sol qui était initialement proche de l'unité, augmente ainsi globalement d'environ 30 %, grâce à l'effort tranchant mobilisé dans les pieux (Blondeau et al., 1984) [13]. Cette amélioration « confortable » s'est révélée tout à fait suffisante pour que les mouvements se stabilisent rapidement. On constate, en effet, sur les résultats des mesures inclinométriques effectuées en pied de remblai qu'un délai à peine supérieur à trois mois a suffi pour obtenir la stabilisation (Fig.II. 13).



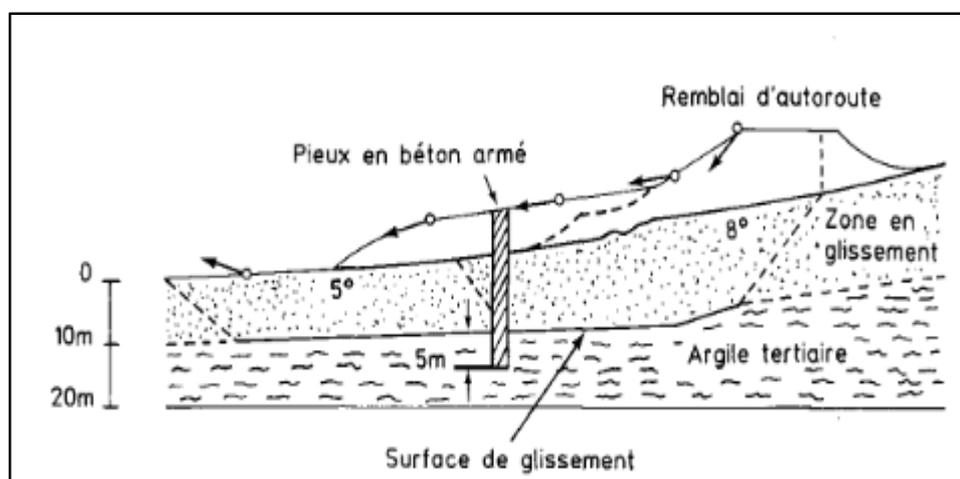
**Fig.II.13**Clouage d'un remblai sur versant à Yerres (doc. SNCF)

Dans l'état actuel des connaissances, l'extension de cette pratique à des glissements de taille plus importante semble aléatoire. On citera malgré tout l'expérience qui décrit l'utilisation de la technique pour le rétablissement d'urgence, et éventuellement provisoire, d'une route d'accès à une station de sports d'hiver. Les micropieux, de 8 à 12 m de longueur, ont permis de renforcer une couche de terrain décomprimée et instable sur 5 à 7 m d'épaisseur et de fonder une dalle en béton armé assurant le rétablissement de la chaussée.

Pour des volumes instables plus importants, les efforts en jeu imposent de recourir à des pieux classiques, dans la gamme allant des éléments de palplanches aux profilés métalliques et, à la limite, aux pieux ou barrettes en béton armé. Ce type d'application est notamment abondamment décrit dans la littérature japonaise. On pourra se reporter aux publications de la « Japan Society of Landslide » pour en voir des images saisissantes. (Fukuoka,1977) [15] décrit, par exemple, la mise en place de pieux métalliques de 45 m de longueur sur le versant naturel instable de la retenue de

Kanogawa. Le glissement affectait une zone d'environ 500 x 300 m et atteignait localement 50 m de profondeur. Les pieux, qui sont constitués d'un fer H scellé au béton dans une virolle métallique de 50 cm de diamètre, sont tous reliés en tête par un treillis de poutres métalliques et sont espacés de 3 m d'axe en axe sur deux rangées. En outre, l'ensemble est retenu par des tirants ancrés sous la surface de rupture. Ito et al. décrivent pour leur part les travaux de stabilisation du versant de Shiranozawa dans la province de Niigata. L'instabilité affectait, de longue date, une zone de 250 m de longueur et 50 m de largeur sur environ 10 m de profondeur. Le traitement a nécessité la mise en place de huit rangées de pieux de 80 cm de diamètre, espacés de 2 m d'axe en axe. Comme dans l'ensemble précédent, il s'agit de viroles métalliques remplies de béton.

On trouvera également des exemples de clouage de versants dans les articles de (Brandi,1979) [30] et de (Winter et al. 1983) [38]. Le cas le plus célèbre actuellement, du fait notamment de l'instrumentation dont il a été l'objet, est celui du remblai construit sur versant instable décrit par (Sommer, 1979) [31]. La pente naturelle d'argile sur consolidée très plastique n'est inclinée qu'à 5 à 8°, mais a été mise en mouvement sur 15m d'épaisseur par la construction d'un remblai routier de 10 m de hauteur (Fig. 14).



**Fig.II.14** Expérimentation de (Sommer, 1979) [31].

Afin de limiter la vitesse du glissement, qui était initialement de 14 mm par mois, des puits en béton armé, de 3 m de diamètre et 27 m de profondeur, ont été exécutés tous les 9 m, en pied de remblai. Un suivi de l'efficacité du traitement a été réalisé grâce à des cellules de pression posées sur les pieux et à des mesures de déplacement du sol. On a alors constaté une nette diminution des déplacements, la vitesse chutant à 1/20 de

sa valeur initiale. Dans le même temps, les cellules n'enregistraient qu'un tiers des pressions ultimes retenues pour le calcul. On notera que cette amélioration de la résistance au glissement correspond à une augmentation de 5 % du coefficient de sécurité sur le sol.

## **II.5 Conclusion**

Le principal intérêt du clouage pour la stabilisation des pentes réside peut-être dans le fait que la perturbation apportée à la pente est très faible et que, si le dimensionnement a été bien conduit, l'efficacité n'est pas aléatoire comme, par exemple, pour le drainage.

Il faut, par contre, garder à l'esprit que le clouage n'agit généralement pas sur les causes premières du glissement et que les techniques traditionnelles (terrassement, drainage) restent souvent très économiques.

Ayant analysé l'ensemble des critères techniques et économiques du projet, le projeteur qui s'oriente sur une solution de clouage devra, en outre, s'assurer que les limites d'emploi de la méthode sont compatibles avec son application.

On a vu que l'on dispose pour cela de méthodes de calcul qui permettent normalement de justifier le choix des clous, mais également de s'assurer que la pente sera stabilisée dans son ensemble. Ignorer les spécificités propres au comportement des pentes instables conduirait, en effet, à des structures inefficaces ou vouées à la ruine.

On s'appuiera également sur les observations faites sur d'autres sites qui, à terme, devraient permettre de fournir des recommandations précises concernant les précautions d'emploi de la méthode. Les exemples de la bibliographie décrits dans ce texte, ainsi que l'expérience du réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées, pourront être mis à profit dans cette optique.

### III. 1 Introduction

Plaxis 3D Tunnel est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en trois dimensions des déformations et de la stabilité pour différents types d'applications géotechniques notamment les tunnels. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et roches, qui est non linéaire, anisotrope et dépend du temps. De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, qu'elles soient hydrostatiques ou non. Enfin, beaucoup de projets de géotechnique impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. Plaxis 3D Tunnel est doté de fonctionnalités pour traiter de tous ces aspects complexes. De nouvelles fonctionnalités sont disponibles dans cette version V1.2, parmi lesquelles : la consolidation, les écoulements, le calcul en grandes déformations (updatedmesh), et une option de copier/coller pour le paramétrage des phases (Brinkgereve R.B.G, 2003) [39]:

*Saisie des données:*



Définition graphique de la géométrie du modèle: La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur les mêmes procédures graphiques conviviales que Plaxis 2D, ce qui permet une modélisation détaillée de situations réalistes. Le maillage d'éléments finis 2D puis 3D est généré de manière automatique.



Génération automatique du maillage: Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis (2D), avec des options pour les affiner, globalement ou localement.



Création du modèle 3d: le modèle 3D est créé simplement par extension linéaire du maillage dans la direction  $z$ . L'utilisateur peut spécifier le nombre de plans (z-planes) et l'épaisseur des tranches (slices) entre deux plans successifs. Le maillage 2D généré auparavant est répété pour chaque plan. Le maillage 3D est créé en reliant les coins des éléments triangulaires 2D aux points correspondants du plan suivant. De cette façon, Plaxis génère un maillage 3D composé de milliers d'éléments volumiques à 15 nœuds.



Tunnels: Plaxis 3D Tunnel offre des options étendues pour créer des tunnels circulaires ou non-circulaires composés d'arcs, de lignes droites et d'angles. Des coques et des interfaces permettent de modéliser le soutènement et/ou le revêtement et son interaction avec le terrain encaissant. Des éléments isoparamétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs méthodes sont disponibles pour analyser les déformations liées à la construction du tunnel, qui peut avoir une forme quelconque.



Charges réparties: elles apparaissent comme des en coupe, mais dans le modèle 3D, elles peuvent définir aussi bien des charges linéiques sur des plans que des charges surfaciques sur des tranches.



Charges ponctuelles: elles apparaissent comme des charges ponctuelles en coupe, mais dans le modèle 3D, elles peuvent définir aussi bien des charges ponctuelles sur des plans que des charges linéiques sur des tranches.



Géotextiles: les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans Plaxis par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'y associer des interfaces pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.



Interfaces: ces éléments "joints" sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.

### *Lois de comportement du sol:*



Modèles avancés de sol: dans le logiciel 3D Tunnel, les modèles de sol suivants sont disponibles : linéaire élastique, MohrCoulomb, HardeningSoil, Soft SoilCreep, et Jointed Rock (modèle élastoplastique anisotrope où le cisaillement plastique ne peut apparaître que dans un nombre limité de directions de cisaillement). Ce dernier modèle peut être utilisé pour simuler le comportement d'une roche stratifiée ou fracturée.

### Calcul plastique:

Dans un calcul plastique, les facteurs multiplicateurs servent à activer les charges prescrites (charges ponctuelles et/ou réparties), les déplacements imposés et le poids du sol. Une option spéciale permet la simulation du procédé de construction d'un tunnel.

### Construction par étapes (staged construction):

Elle permet de définir des types de chargements très variés, et conduit à une estimation précise et réaliste des contraintes et déplacements qui en résultent.

Avec cet outil, il est possible de:

- Modifier la géométrie en désactivant et réactivant des groupes d'éléments (sols et/ou structures) définis dans le module Input, pour simuler par exemple le processus de construction d'un tunnel ou d'une excavation.
- Modifier les chargements, en désactivant ou réactivant des chargements ou déplacements imposés définis dans le module Input (par exemple les charges au front du tunnel).
- Définir une pression interne dans des éléments de sol, pour simuler des procédés mécaniques conduisant à des pressions artificielles, comme l'injection de compensation.

### *Analyse des résultats:*



Le post-processeur Plaxis a des fonctions graphiques avancées pour restituer les résultats du calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultats. Les graphiques en

couleurs et les tableaux peuvent être envoyés directement sur n'importe quel périphérique, imprimante ou traceur.



Courbes effort-déplacement et chemins de contraintes: un outil spécifique permet de représenter les courbes charge-déplacement, chemins de contraintes et courbes effort- déformation pour des points présélectionnés du modèle.

### **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 dès 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 saitimer 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 reprendre comme nouvelle l'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 :* Pourquoi souhaite-t-on faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régime permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulement en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si l'analyse 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 approchés, les calculs deviennent très simples puisqu'ils 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 peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de

résolution, ... etc.; s'il n'est pas assumé que le logiciel peut les décider à sa place, le compteur 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 mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon quel 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 (Brinkgereve R.B.G, 2003) [39].

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais

raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voir simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés (Brinkgereve R.B.G, 2003) [39].

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastique de coefficient de raideur. Mais pour traiter une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le soft soil model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler, écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié (Brinkgereve R.B.G, 2003) [39].

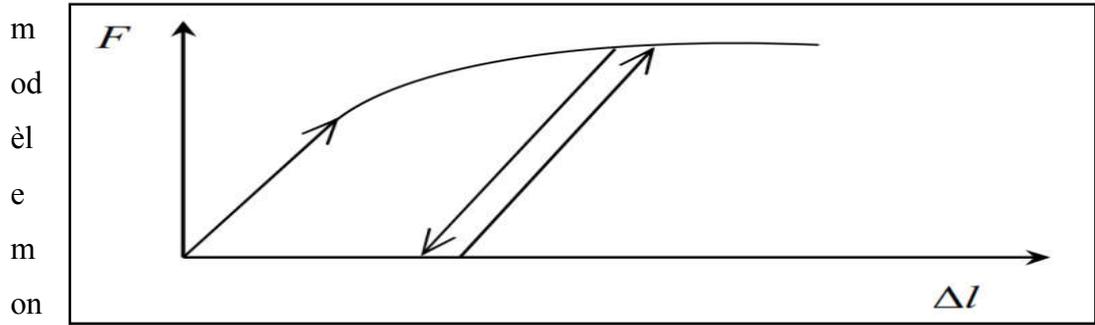
Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

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

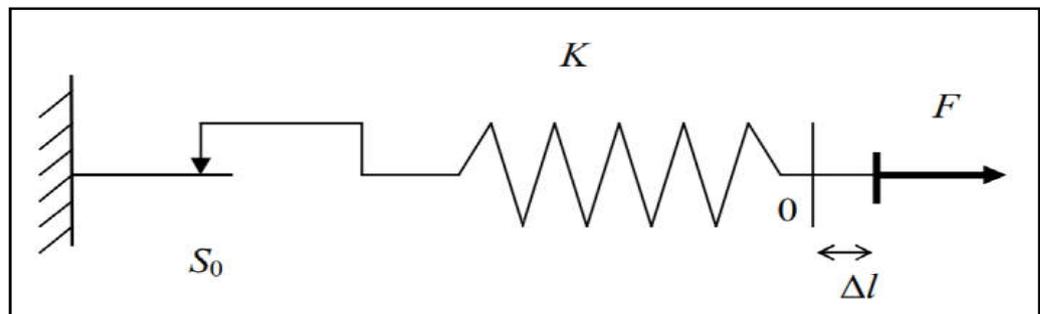
En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

### **III.3.2 Comportement élastoplastique**

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un



odimensionnel, en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$  (Fig.III.1).



**Fig.III.1** Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique (Brinkgereve R.B.G, 2003) [39].

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

**Fig.III.2** Représentation du comportement élastique parfaitement plastique (Brinkgereve R.B.G, 2003) [39].

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

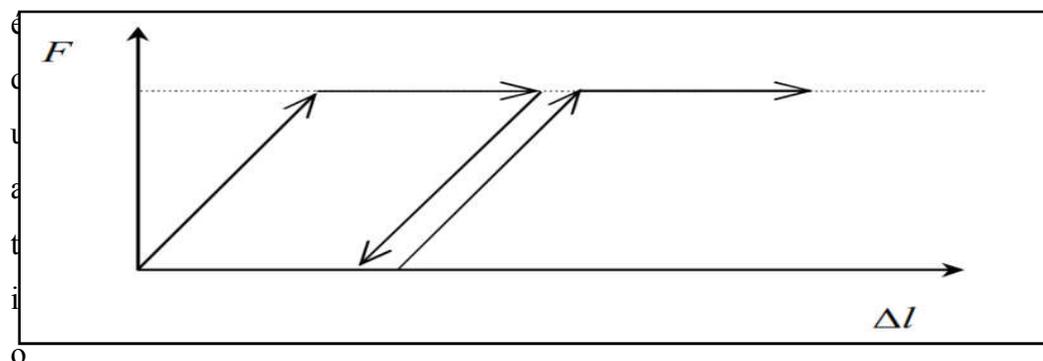
Le type de comportement représenté par les figures III.2 et III.3 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure III.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage (Brinkgereve R.B.G, 2003) [39].

**Fig.III.3** Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage (Brinkgereve R.B.G, 2003) [39].

### 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  $\nu$ . 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  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques (Brinkgereve R.B.G, 2003) [40].

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



ns :

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

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

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

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 sont représentés sur la figure III.4:



**Fig.III.4**Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire(Brinkgereve R.B.G, 2003) [40].

Et les paramètres avancés sur la figure III.5:



**Fig.III.5**Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire (Brinkgereve R.B.G, 2003) [40].

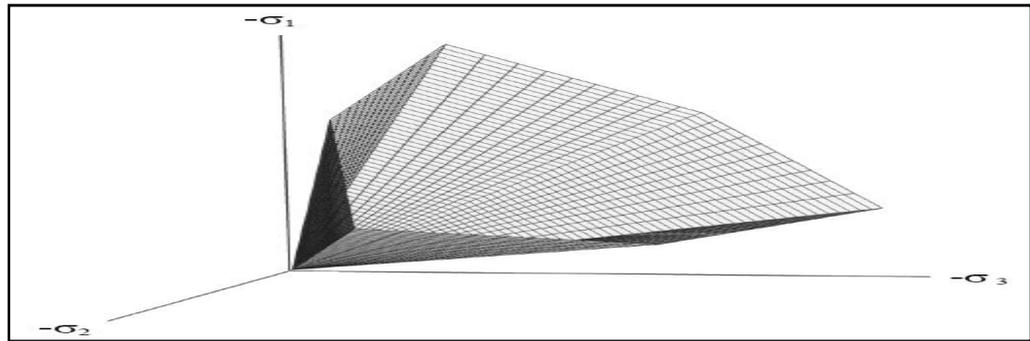
Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{increment}: \text{Augmentation de la rigidité} \quad [\text{kN/m}^2/\text{m}]$$

$y_{ref}$ . Unité de profondeur

[m]

$E_{ac}$   
 tual  
 $=E$   
 ref  
 +(  
 $y_{ref}$   
 $-y$   
 $)E_i$   
 ncre  
 ment  
 av  
 ec



$$y < y_{ref} \quad (III.4)$$

### III.3.4 Modèle de Mohr-Coulomb

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

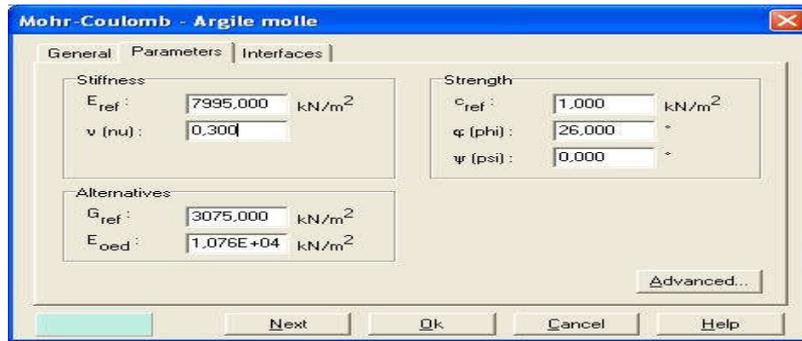
Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par:

$$\tau = \sigma_n \tan \phi + c \quad (III.5)$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et  $c$  et  $\phi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

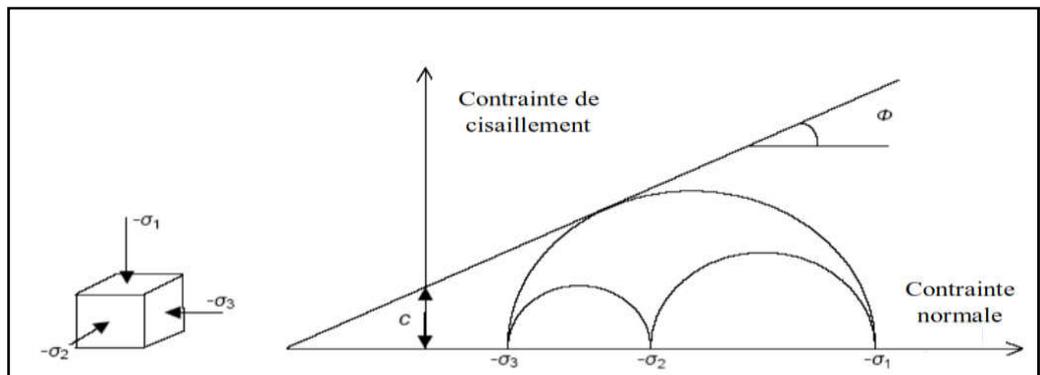
**Fig. III.6** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb  
 (Brinkgereve R.B.G, 2003) [40].

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.



**Ffig.III.7**Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$   
(Brinkgereve R.B.G, 2003) [40].

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (Fig.III.8). Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\varphi$ , 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.



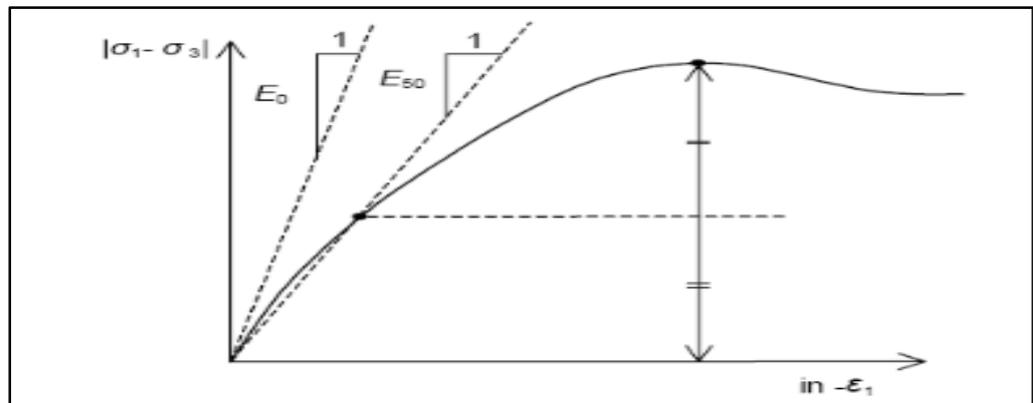
**Fig**

**.III.8**Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb  
(Brinkgereve R.B.G, 2003) [40].

#### **a- Module d'Young**

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



**Fig.III.9** Définition du module à 50 % de la rupture  
(Brinkgereve R.B.G, 2003) [40].

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

#### **b- Coefficient de Poisson**

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  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  $40^\circ$  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  $40^\circ$  est compatible avec les angles de frottement  $\varphi_{cv}$  (à volume constant, au palier) (Brinkgereve R.B.G, 2003) [40].

On 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 frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec

$\Phi_u = 0$ , 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  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ.$$

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

#### **f- Les contraintes de traction**

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 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**

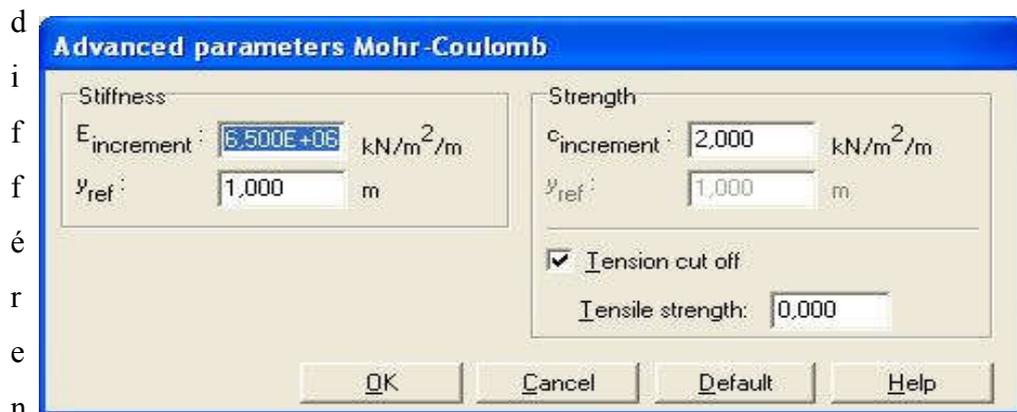
Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Fig. III.10).

**Fig.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



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

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

#### **IV. 1 Introduction**

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence, 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 3D Tunnel 1.2. Il sera utilisé comme base de référence et de comparaison lors de l'étude du positionnement de pieux qui vont suivre.

## IV.2 Géométrie et propriétés des matériaux

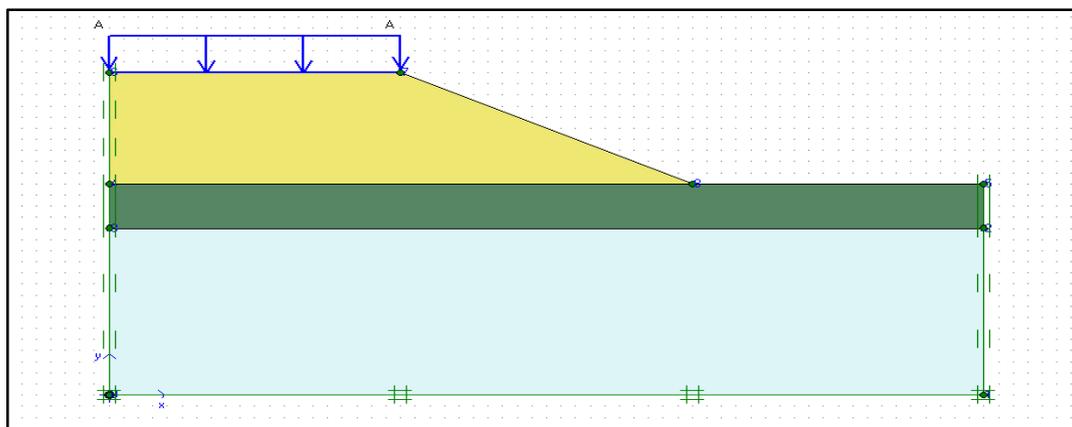
Le choix s'est porté sur :

- Éléments à 15 nœuds pour le sol
- Éléments à 15 nœuds pour les pieux
- Modèle 3D parallèle planes
- Unités : m, kN, s

### IV.2.1 Géométrie du modèle

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la figure IV.1. La hauteur du talus  $H=10$  m, la pente  $\beta=27^\circ$  et une surcharge de 40KPa. Le talus étudié se compose de trois couches de sol :

- un remblai de 10 m d'épaisseur
- Du T.N à 4 m de profondeur : Limon
- De 4 à 19 m de profondeur : Argile



F

ig.I  
V.1  
Gé  
om  
étri  
e  
du  
talus

S.

La figure IV.1 représente la coupe du site dont les dimensions sont 29 m de hauteur sur 60 m de largeur.

Pour la 3<sup>ème</sup> dimension, et pour faciliter la modélisation en 3D dans ce cas on parle de clouage des pieux en 3D et leurs espacement on va prendre un cas d'étude simplifiée, c'est dire un seul pieu dans le sens Z, l'épaisseur du modèle est égale à trois fois le diamètre de pieux selon les travaux de (Kourkoulis R, 2010) [41], (Güllü H, 2013) [42] et (J. Won et al,2005) [43] .

## 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 :

Paramètres	Couche 1	Couche 2	Couche 3
Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type de comportement	drainé	Non drainé	Non drainé
Poids volumique apparent	16KN/m <sup>3</sup>	8KN/m <sup>3</sup>	16 KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	20KN/m <sup>3</sup>	11KN/m <sup>3</sup>	18 KN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	3000KN/m <sup>2</sup>	350KN/m <sup>2</sup>	2000 KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	0.30	0.35	0.35
Cohésion	1KN/m <sup>2</sup>	5KN/m <sup>2</sup>	2 KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	30°	20°	24°
Angle de dilatation	0°	0°	0°
Facteur de rigidité de l'interface	1	1	1

**Tab.IV.1** Propriétés des couches de sols et des interfaces

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

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

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

## b. Propriétés des pieux

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

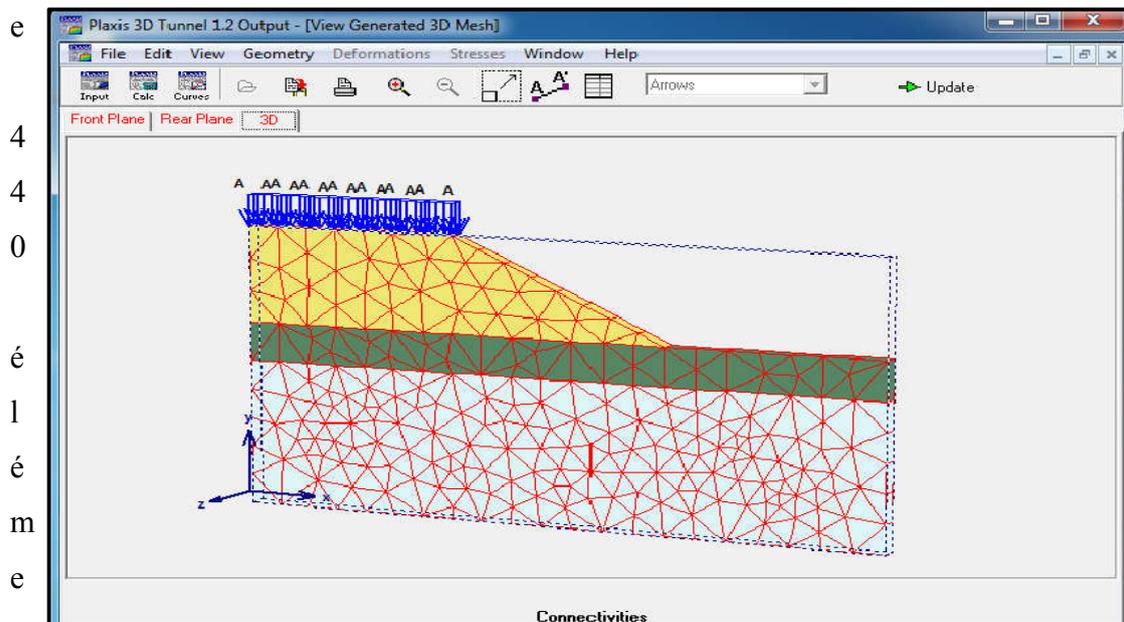
Paramètre	Désignations	
Type de comportement	Material type	Elastique
Rigidité normale	$EA$	$5,88 \times 10^6 \text{ kN/m}$
Rigidité de flexion	$EI$	$9,00 \times 10^5 \text{ kN/m}$
Diamètre de pieu	$d$	0,50m
Poids volumique de béton	$w$	$24 \text{ kN/m}^3$
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,2

Tab.IV.2 Propriétés des pieux

## IV.2.3 Génération du maillage

On règle la finesse du maillage (Global Coarseness) sur « Fine ». La génération du maillage en 3D se fait en deux étapes :

En premier, la génération est faite en deux dimensions avec des éléments triangulaires à 15 nœuds, ensuite, l'extension dans la troisième dimension est faite en précisant la coordonnée dans le sens « z » de tous les plans verticaux, Le maillage final est constitué



ts et 2128 nœuds.

**Fig.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.

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 -19 m de la surface (Fig.IV.3).

Les contraintes initiales dans un sol sont influencées par le poids du matériau et par l’histoire de sa formation, cet état de contrainte est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale  $\sigma'_{v,0}$ . La contrainte effective horizontale initiale  $\sigma'_{h,0}$  est liée à la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  :

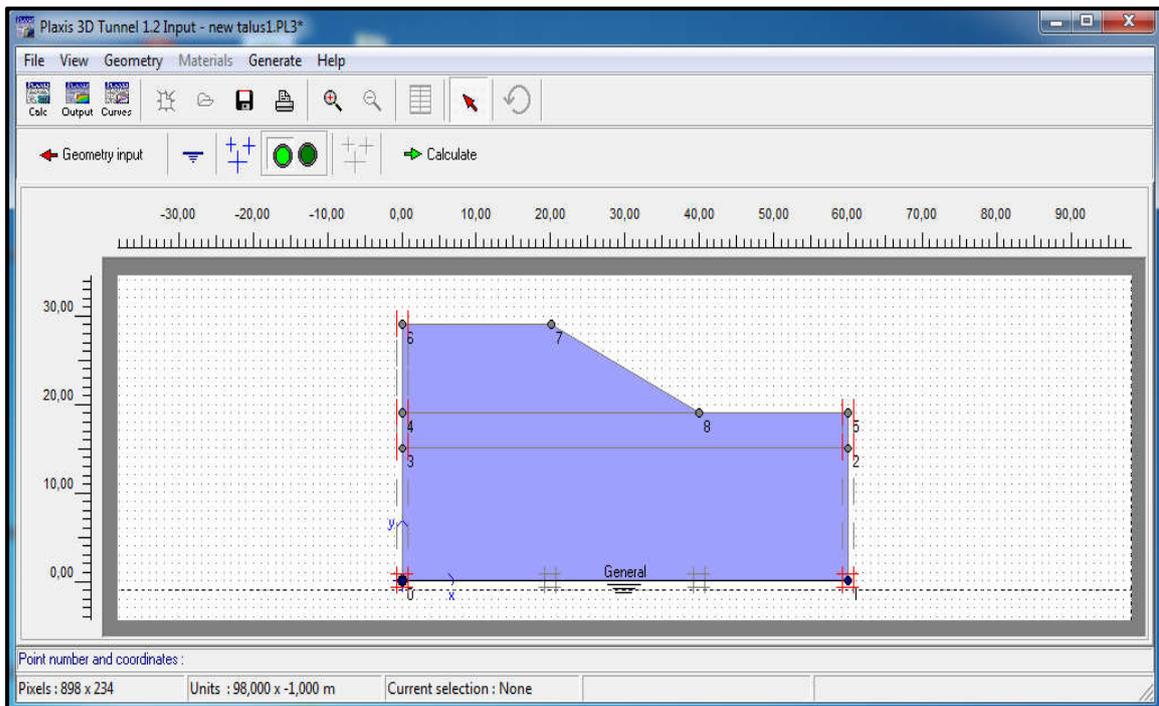
$$\sigma'_{h,0} = k_0 \cdot \sigma'_{v,0} \quad (\text{IV.1})$$

Dans Plaxis 3D Tunnel, les contraintes initiales peuvent être générées soit en spécifiant  $K_0$ , soit en utilisant le chargement gravitaire (gravityloading).

La procédure  $K_0$  peut être utilisée uniquement dans le cas où la surface est horizontale et où les couches de sol et la nappe phréatique lui sont parallèles. Dans notre cas le chargement gravitaire sera adopté.

Dans la méthode du chargement gravitaire les contraintes initiales (celle que l'on retrouve dans « initial phase ») seront nulles. Elles seront générées en appliquant le poids propre du sol dans la première phase de calcul plasticité.

Dans ce cas on utilise un modèle de comportement élastique parfaitement plastique pour le sol (Mohr Coulomb), la valeur obtenue pour  $K_0$  dépend fortement de la valeur du coefficient de Poisson. Il est important de choisir des valeurs du coefficient de Poisson qui donnent des valeurs réalistes pour  $K_0$ . Si nécessaire, différents jeux de caractéristiques du matériau pourront être utilisés avec des valeurs différentes du coefficient de Poisson permettant d'obtenir une valeur adéquate de  $K_0$  pendant le chargement gravitaire. Ces caractéristiques pourront être modifiées dans les calculs suivants.



**Fig.IV.3** Position de la nappe phréatique.

#### **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
- Choisir la phase 0 comme phase initiale
- Activer l'option *Ignore undrainedbehaviour*
- Entrer '*Total multipliers*'  $\sum Mweight = 1$

**Phase 2** : Mise en place de surcharge

- Calcul plastique
- Choisir la phase 1 comme phase initiale
- Activer les deux options *Reset displacements to zero*, *Ignore undrainedbehaviour* et *deleteintermediatesteps*
- Choisir l'option *staged construction* dans le menu loading input

-Activer la surcharge à partir du bouton Define qui nous permet d'accéder au menu de géométrie.

**Phase 3** : Calcul du coefficient de sécurité

- Calcul Phi-c réduction
- Choisir la phase 2 comme phase initiale
- Activer les deux options *Reset displacements to zero*, *Ignore undrainedbehavioret* et *deleteintermediatesteps*
- Accepter le choix de l'incrément standard = 0,1.
- Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied du talus.

## **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**

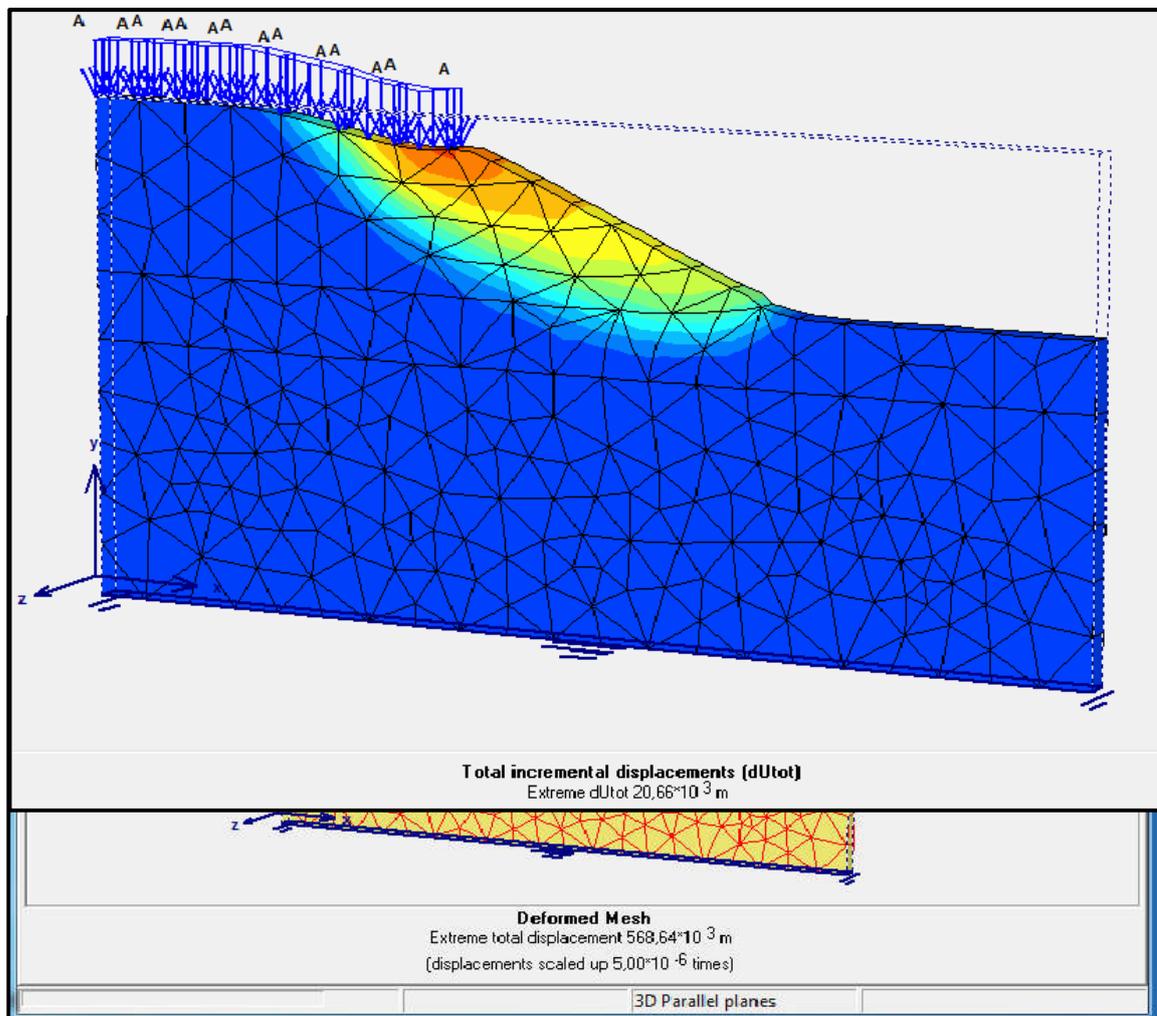
La déformation du maillage est représentée sur la figure IV.4.

Fig.IV.4 Déformation du maillage après application de la gravité (Phase1)

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

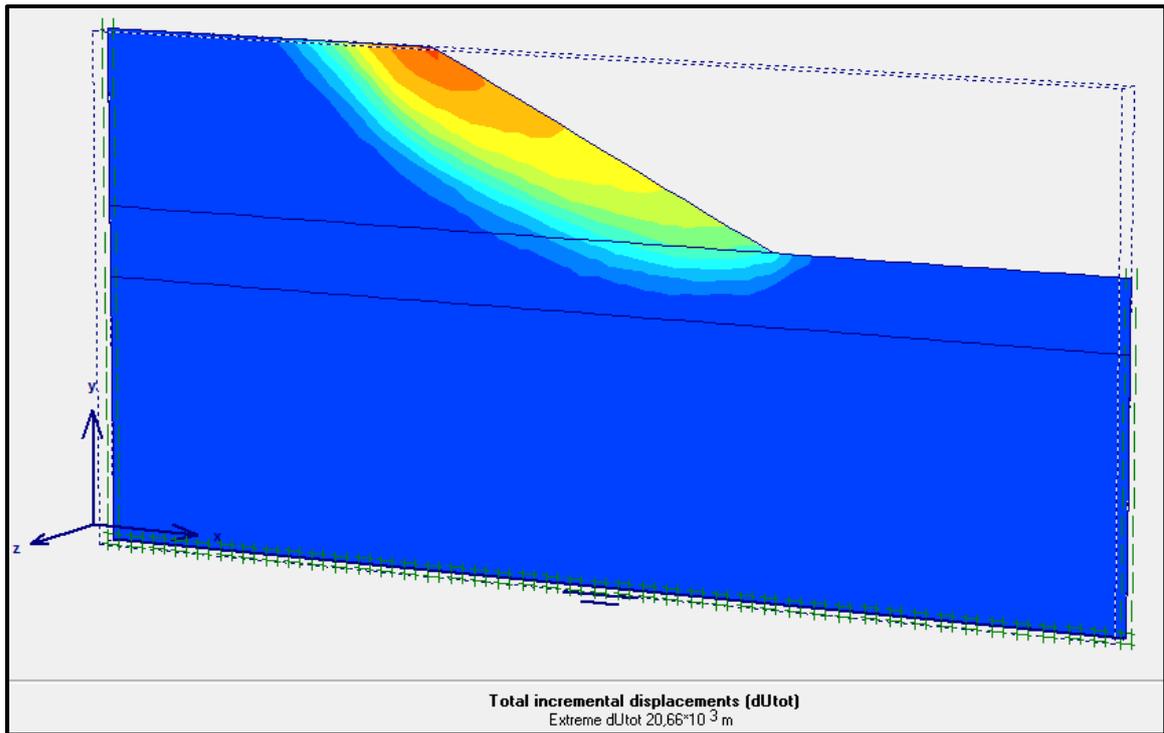
Seuls l'allure du champ des incréments de déplacements (Fig.IV.5) est significative dans un calcul Phi-c Reduction. Celle-ci fournit une indication du mécanisme de rupture qui serait obtenu par un calcul traditionnel de type équilibre limite pour des surfaces de rupture circulaires.

Le coefficient de sécurité est obtenu en examinant la valeur finale du facteur  $\Sigma F_s$  après sélection de la phase de calcul appropriée (module *Calculation, Multipliers, Reached*

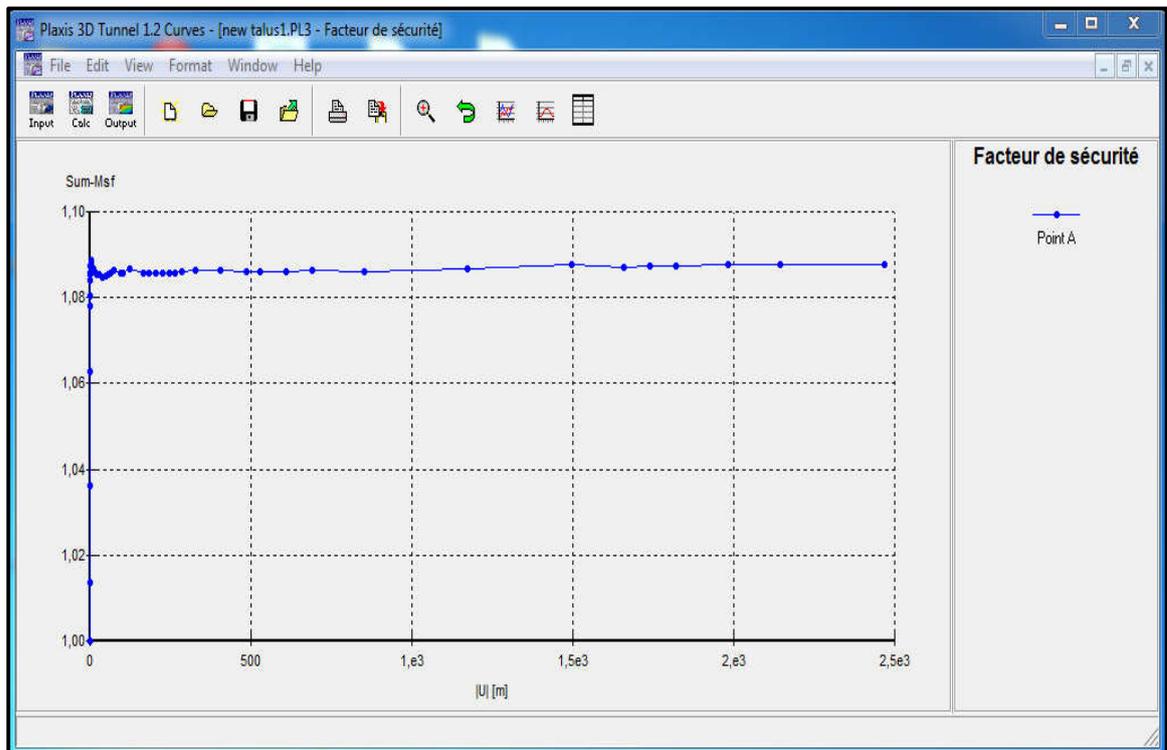


values ou bien dans le module *Output, View, Calculation Info.*)

**Fig.IV.5**Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité  
(Phase3)



**Fig.IV.6** 'slice' Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (Phase3)



**Fig.IV.7** Valeur moyenne du coefficient de sécurité  $M_{sf} = 1.08$

## IV.6 Effet de positionnement des pieux sur la stabilité des talus

### IV.6.1 Mise en place des pieux

Après la mise en place des pieux à une distance  $Z = -9\text{m}$ , on refait le calcul avec les mêmes étapes sauf que dans l'étape 2 il faut activer les pieux puis la surcharge à partir du bouton Define qui nous permet d'accéder au menu de géométrie,

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 les figures suivantes.

#### Cas 1 : Mise en place des pieux au pied du talus

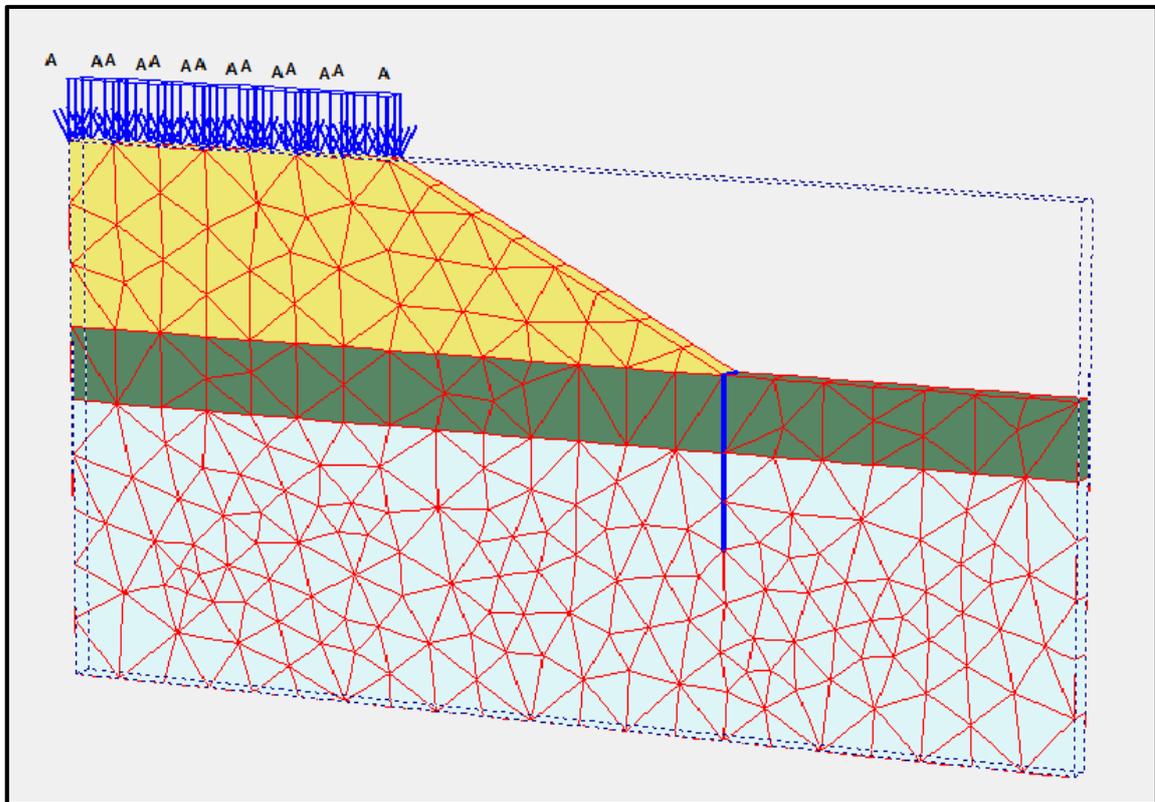
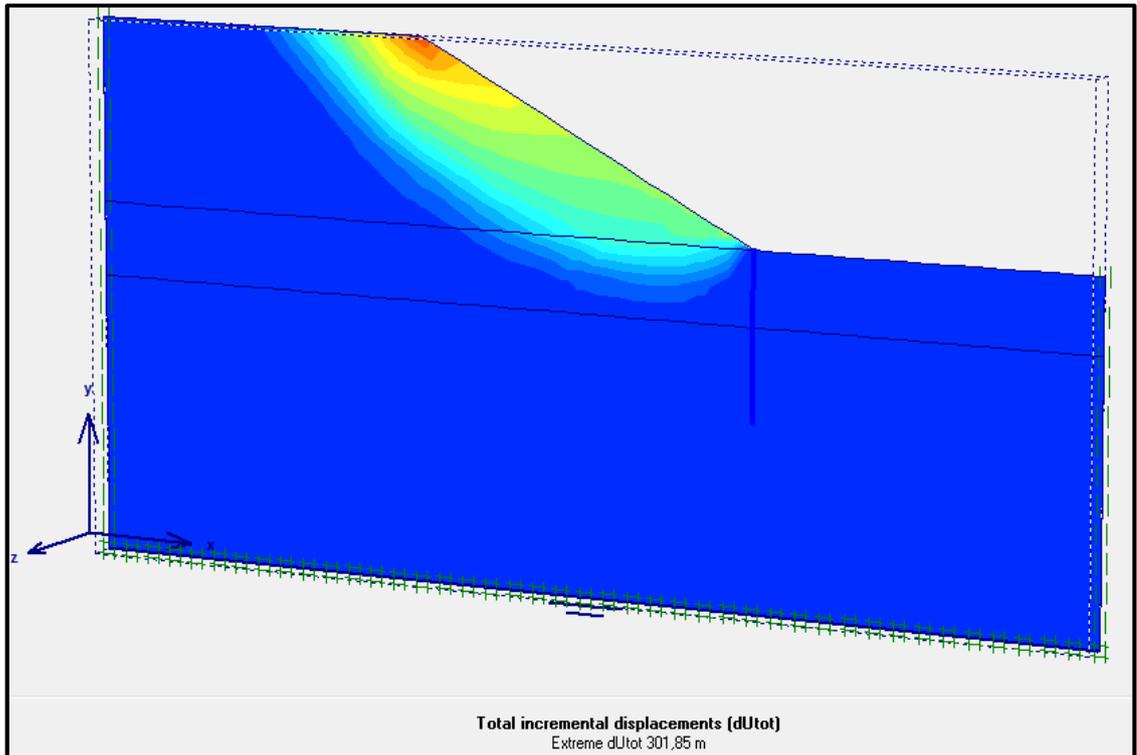
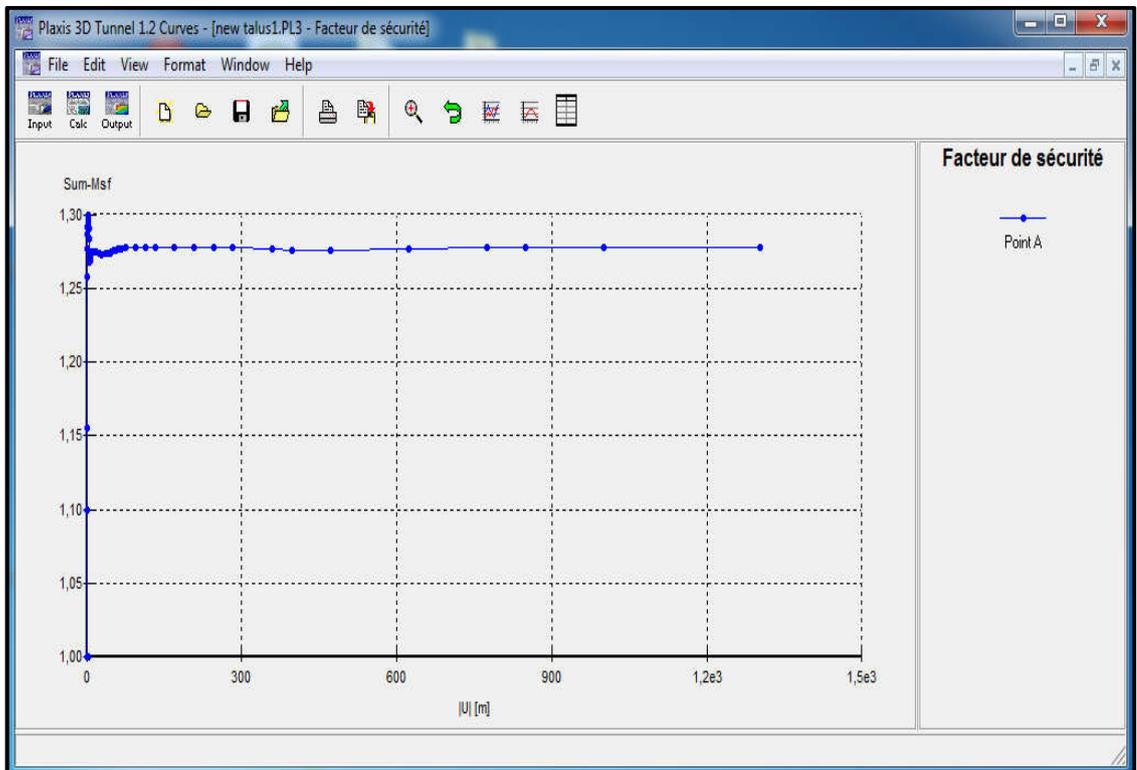


Fig.IV.8 Génération du maillage / cas 1

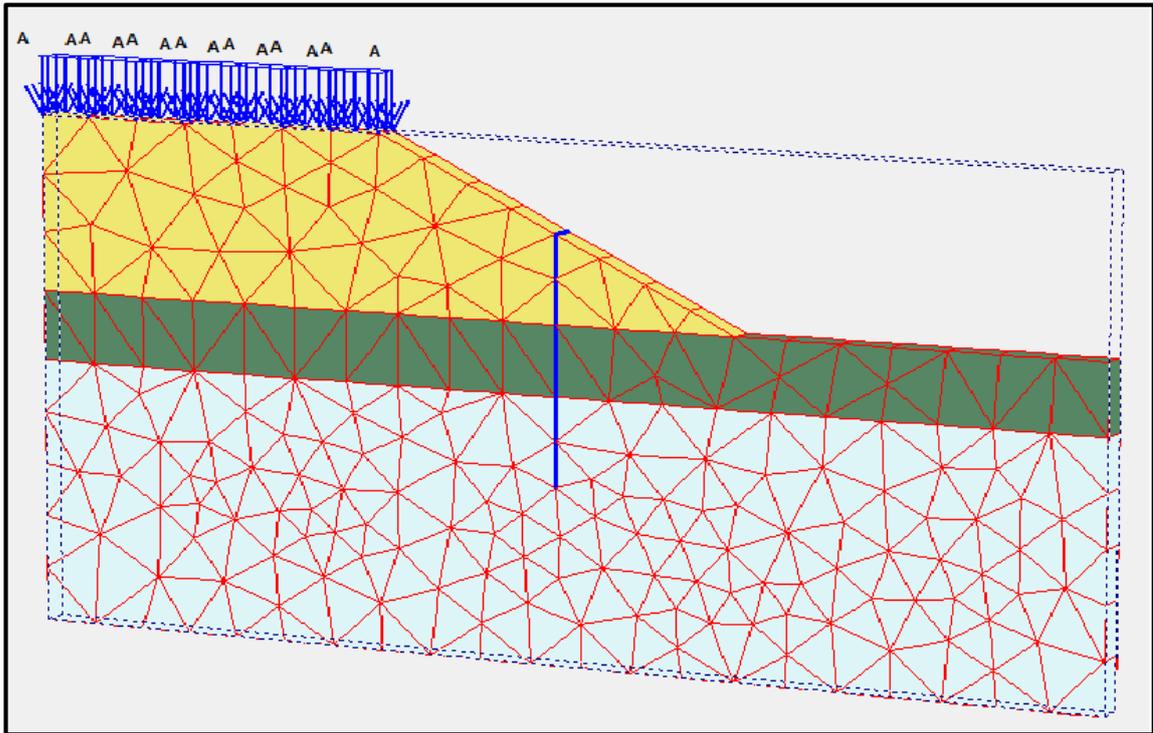


**Fig.IV.9** 'slice' Incrément des déplacements après calcul du coefficient de Sécurité / cas 1

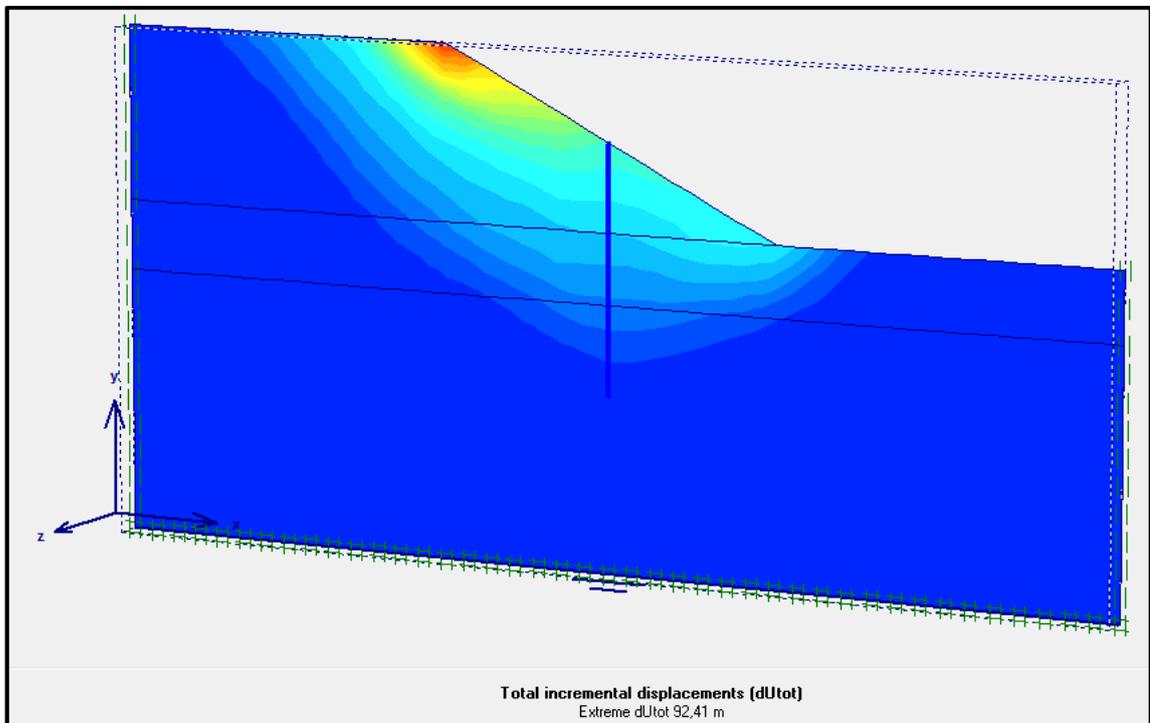


**Fig.IV.10** Valeur moyenne du coefficient de sécurité  $M_{sf} = 1.28$  / cas 1

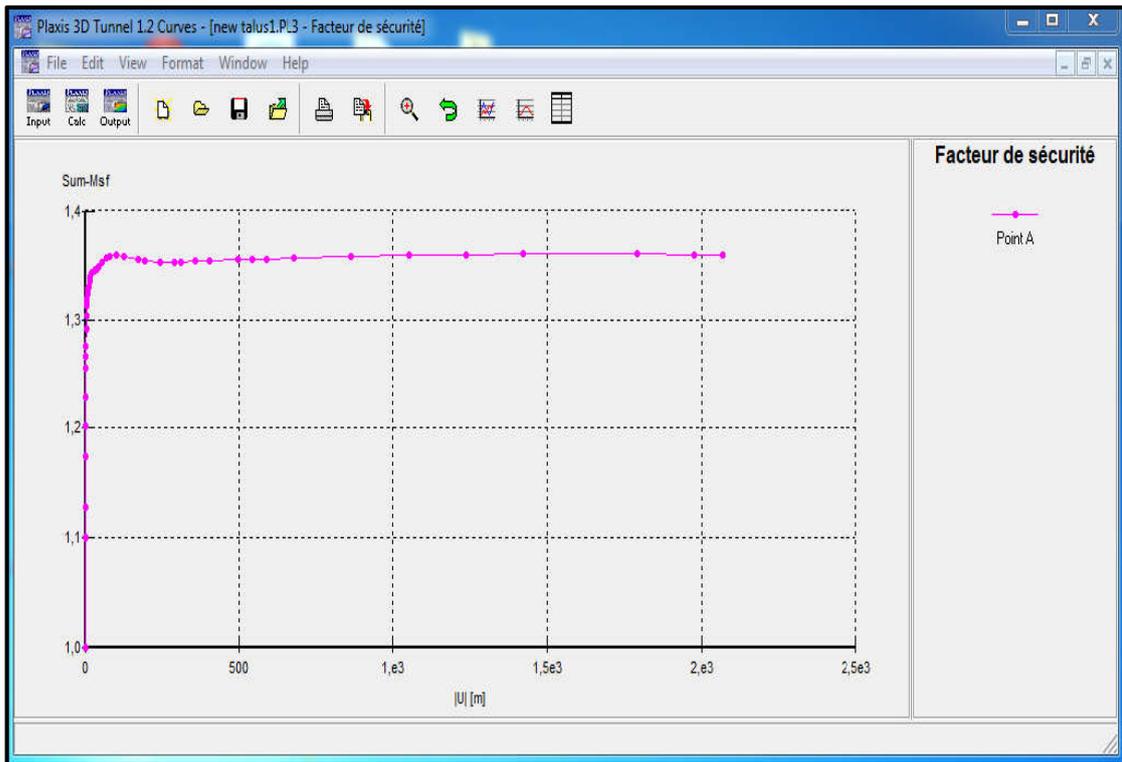
**Cas 2 : Mise en place des pieux au milieu du talus**



**Fig.IV.11** Génération du maillage / cas 2

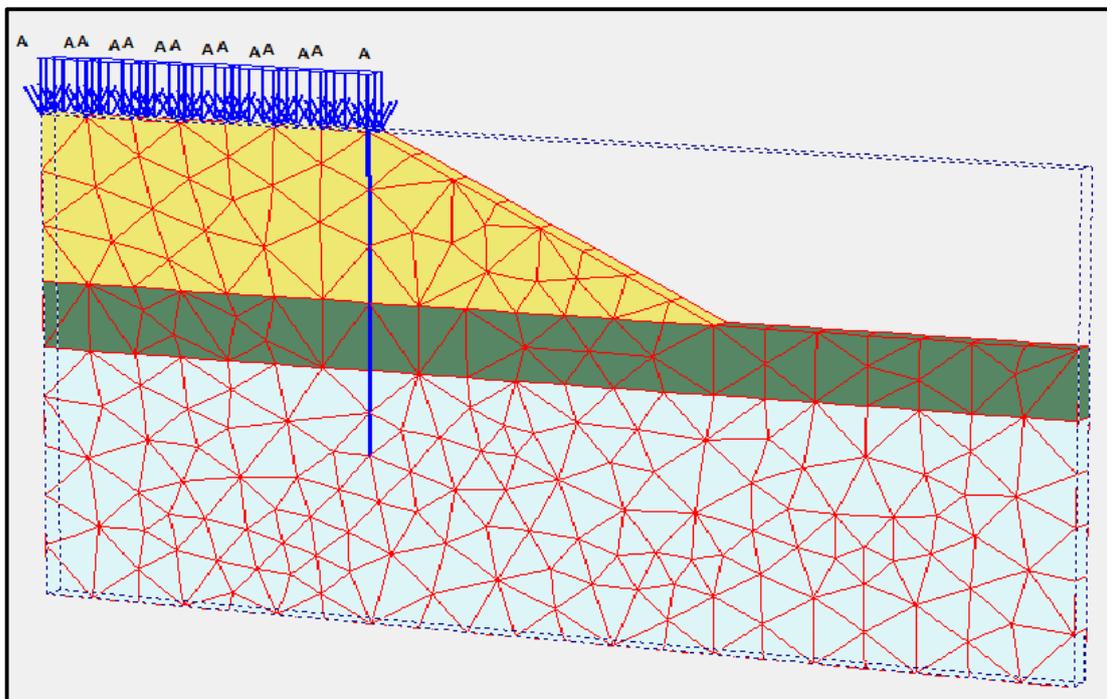


**Fig.IV.12** 'slice' Incrément des déplacements après calcul du coefficient de Sécurité / cas2

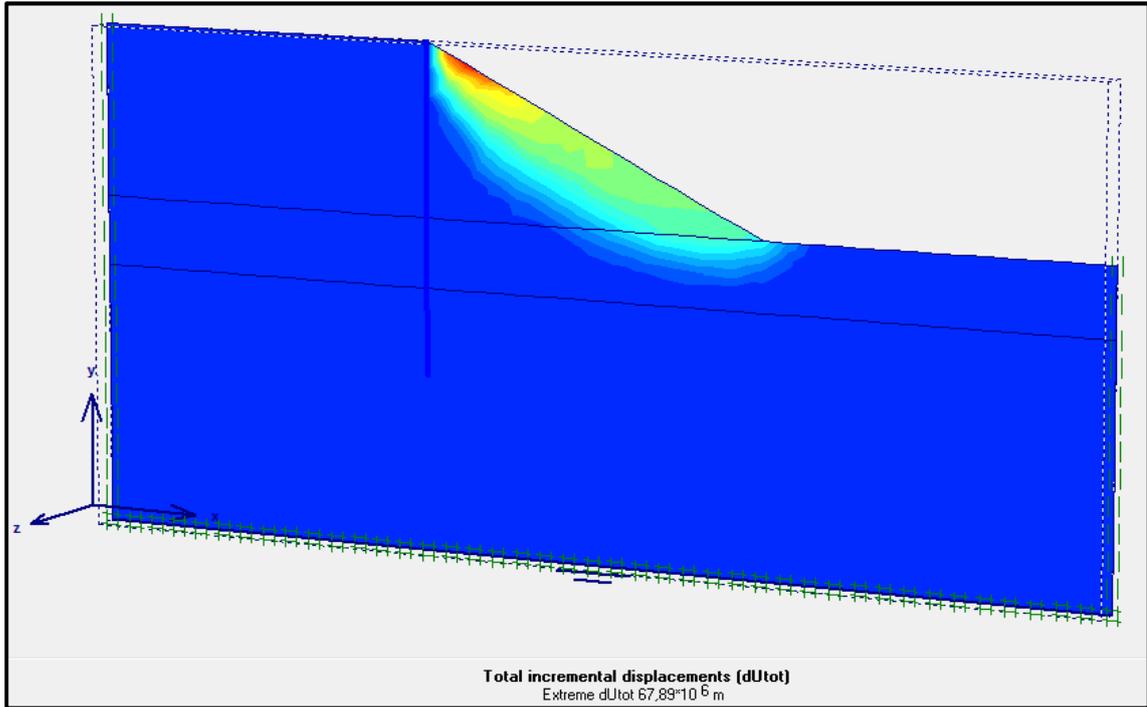


**Fig.IV.13** Valeur moyenne du coefficient de sécurité  $M_{sf} = 1.36$  / cas2

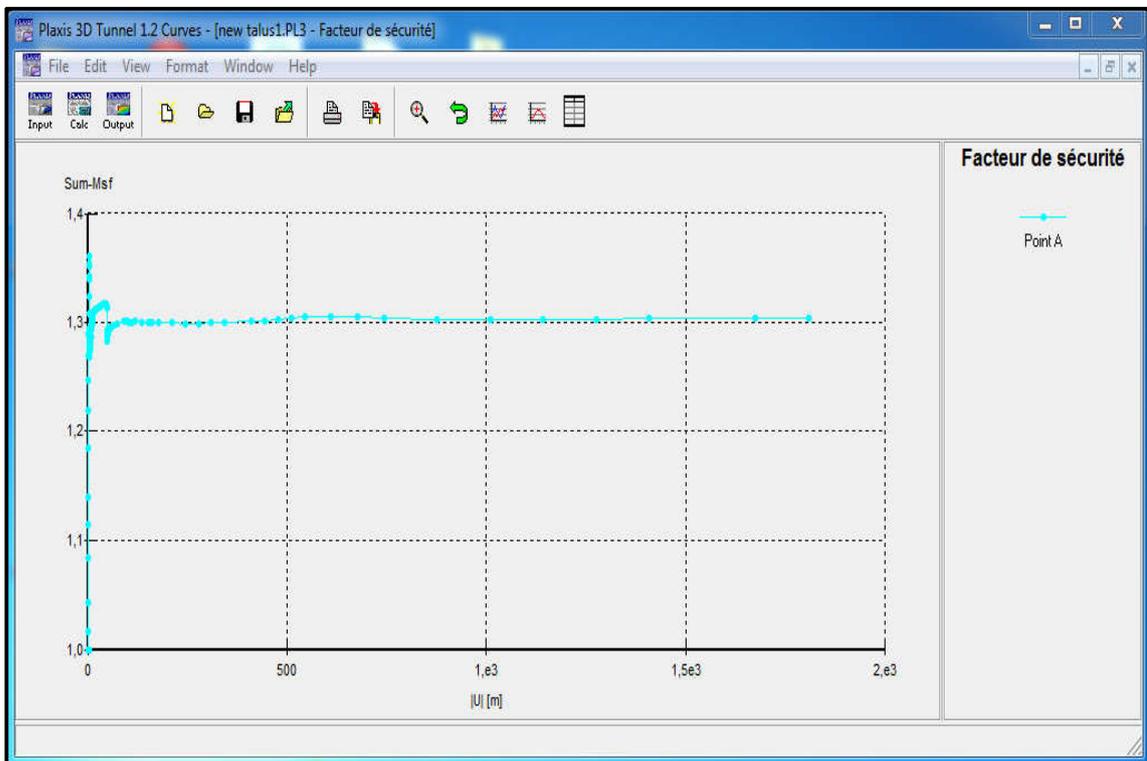
**Cas 3 : Mise en place des pieux en tête du talus**



**Fig.IV.14** Génération du maillage / cas 3



**Fig.IV.15** 'slice' Increment des déplacements après calcul du coefficient de Sécurité / cas3



**Fig.IV.16** Valeur moyenne du coefficient de sécurité  $Msf = 1.30$  / cas3

#### Cas 4 : Mise en place de deux rangées des pieux au pied du talus

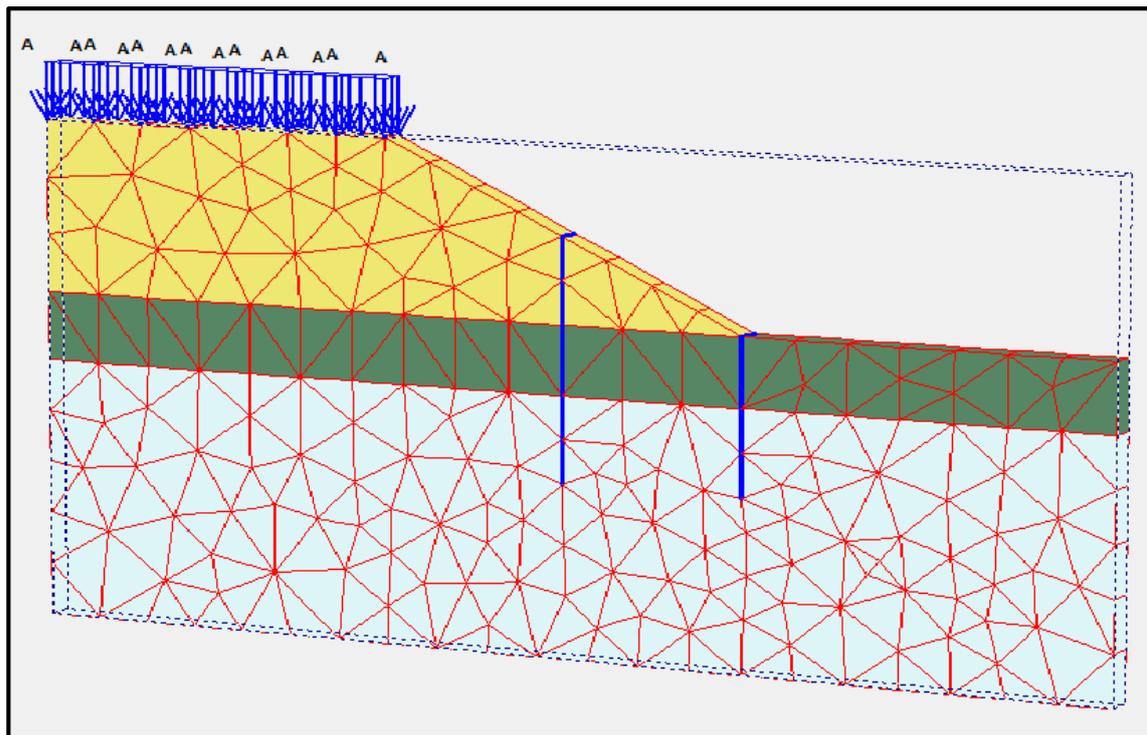


Fig.IV.17 Génération du maillage / cas 4

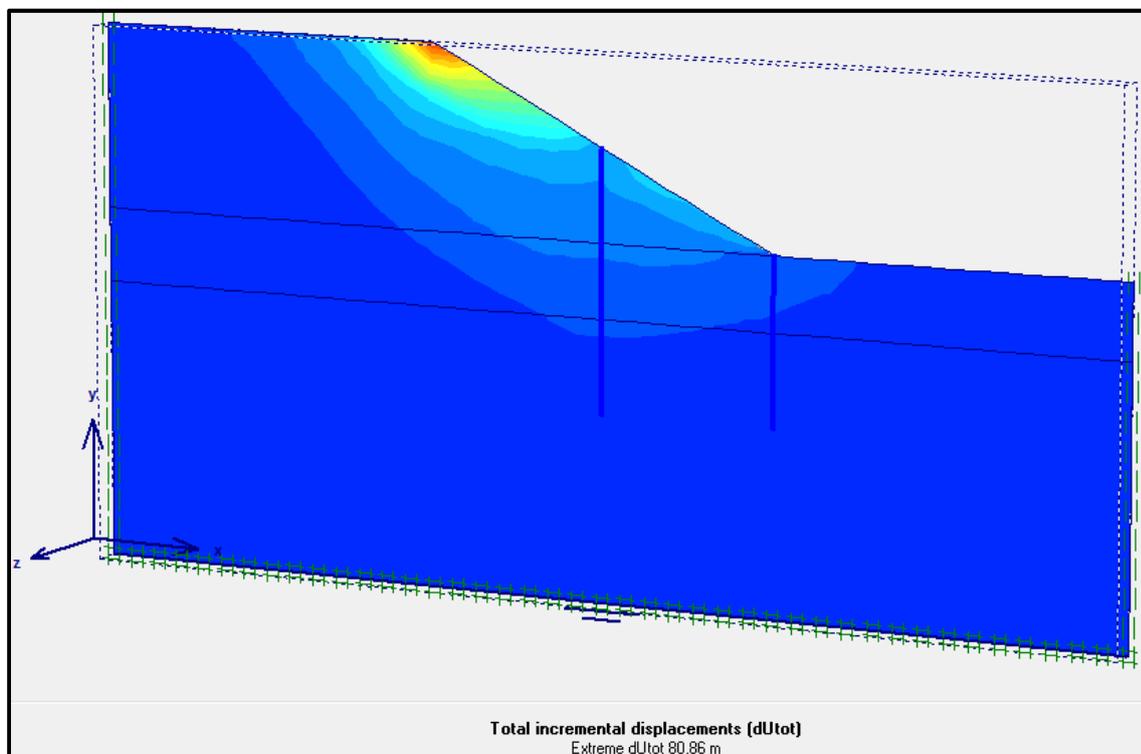
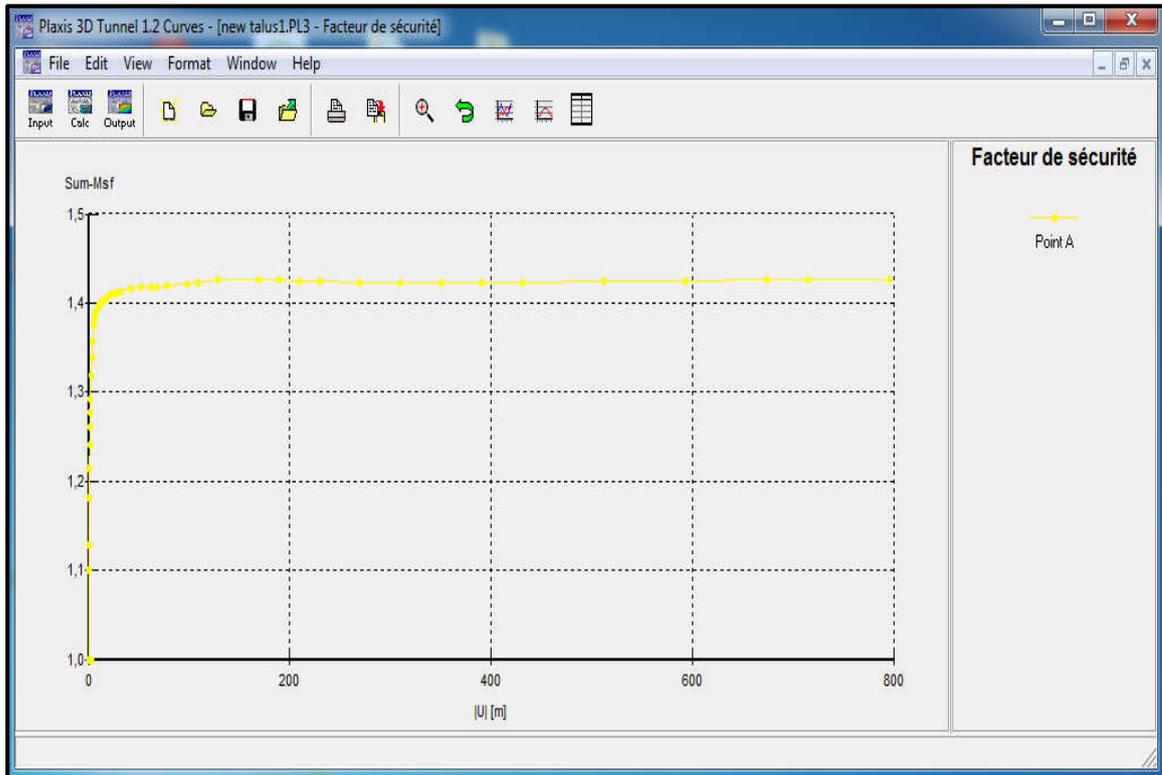
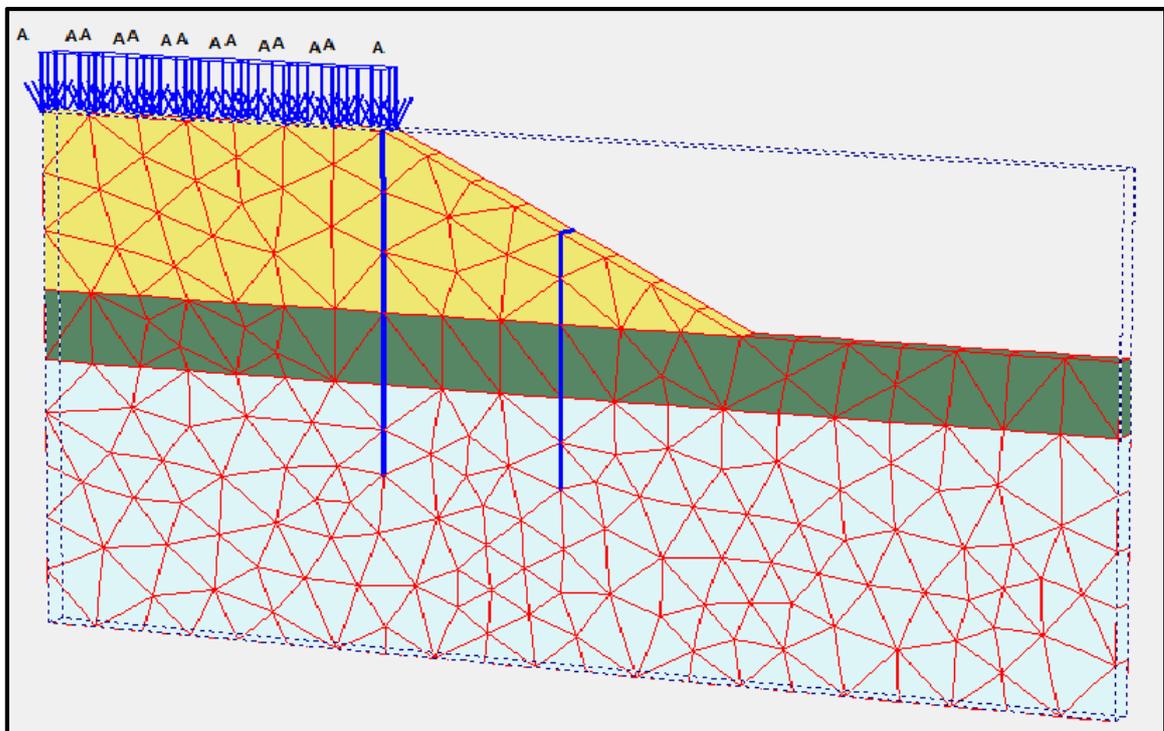


Fig.IV.18 'slice' Incrément des déplacements après calcul du coefficient de Sécurité / cas4

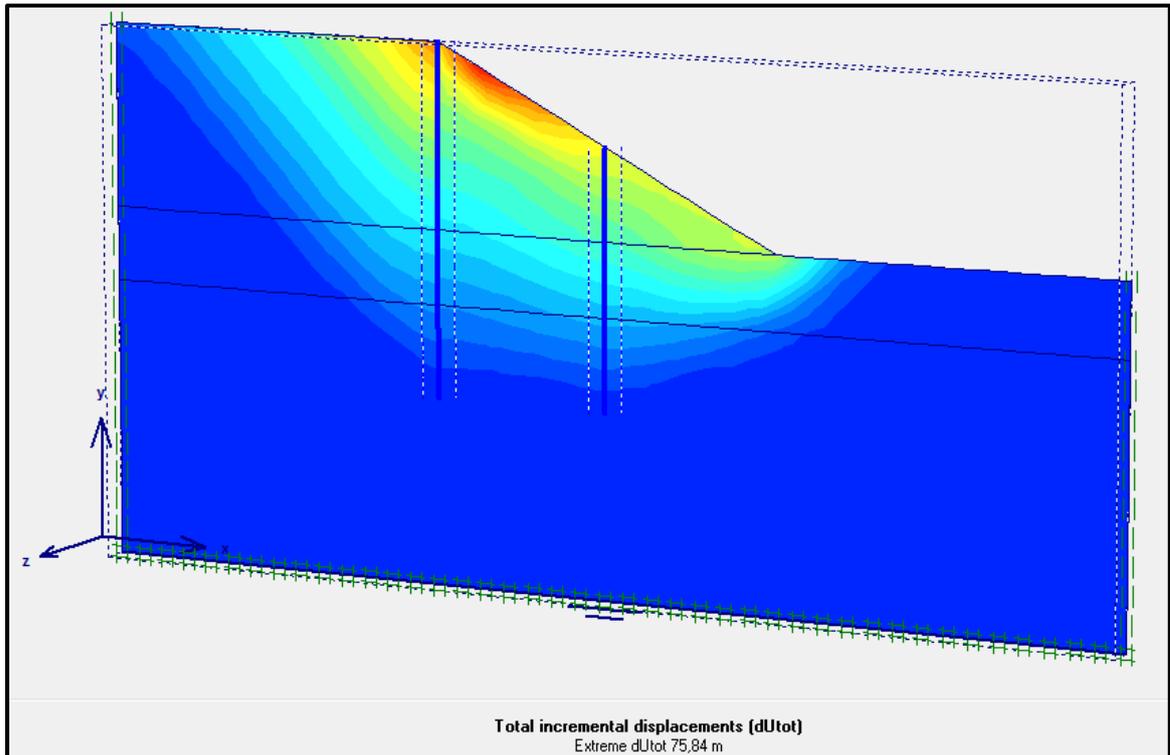


**Fig.IV.19** Valeur moyenne du coefficient de sécurité  $Msf= 1.42$   
/ cas4

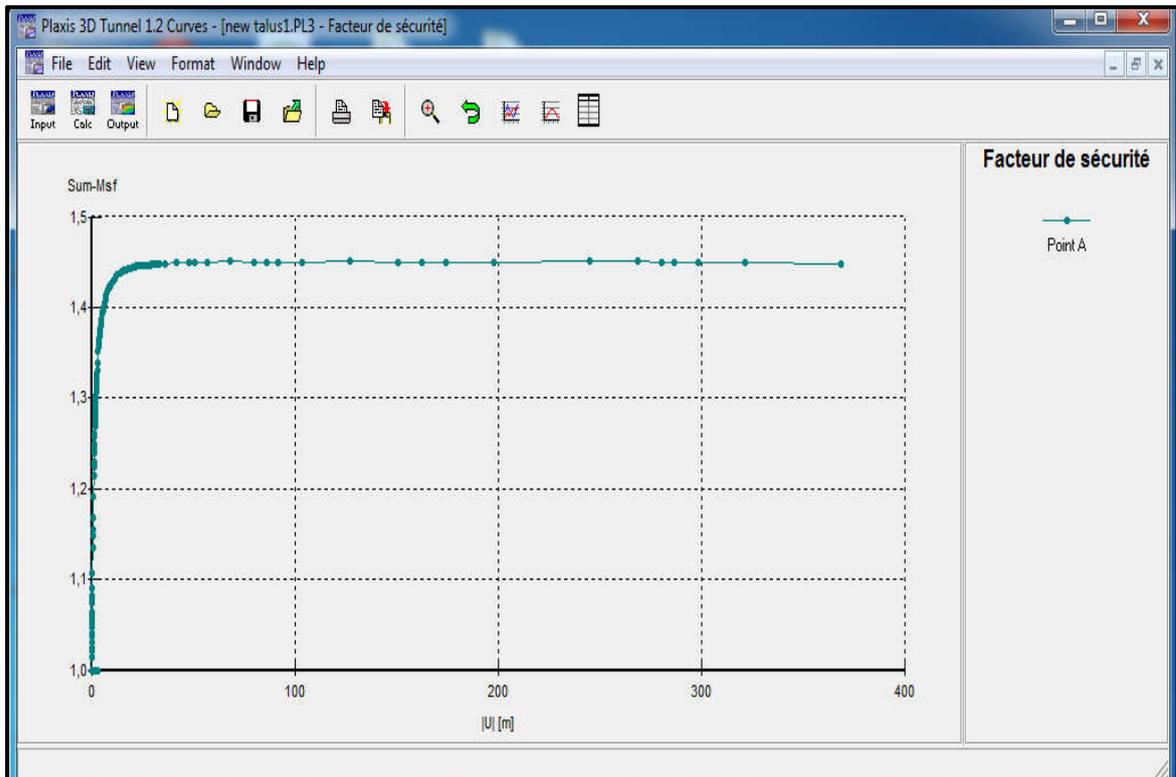
**Cas 5 : Mise en place de deux rangées des pieux en tête du talus**



**Fig.IV.20** Génération du maillage / cas 5



**Fig.IV.21:** 'slice' Incrément des déplacements après calcul du coefficient de Sécurité / cas5



**Fig.IV.22** Valeur moyenne du coefficient de sécurité Msf= 1.44 / cas5

## Cas 6 : Mise en place de trois rangées des pieux

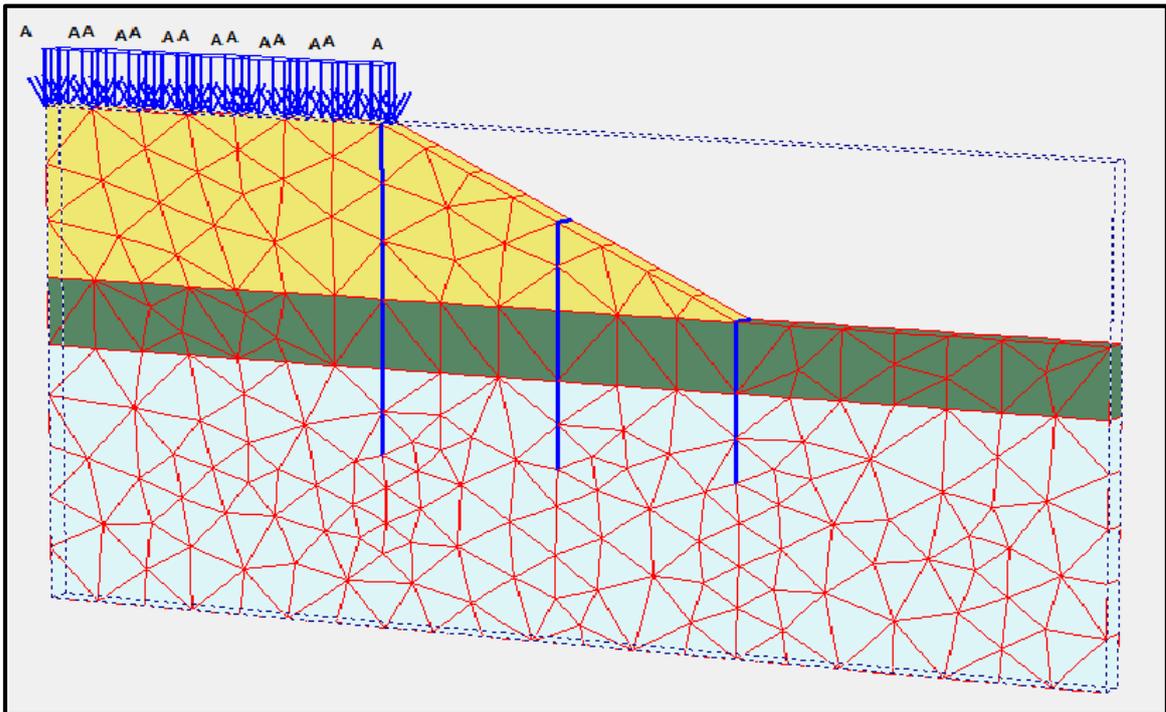


Fig.IV.23 Génération du maillage / cas 6

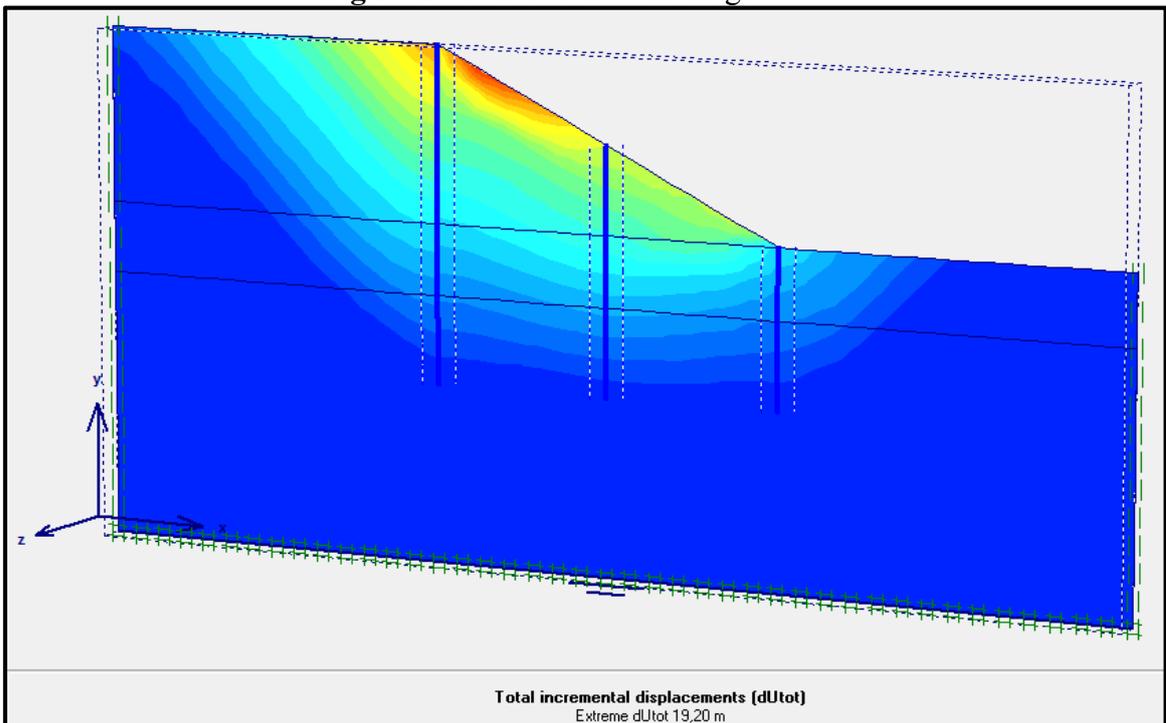
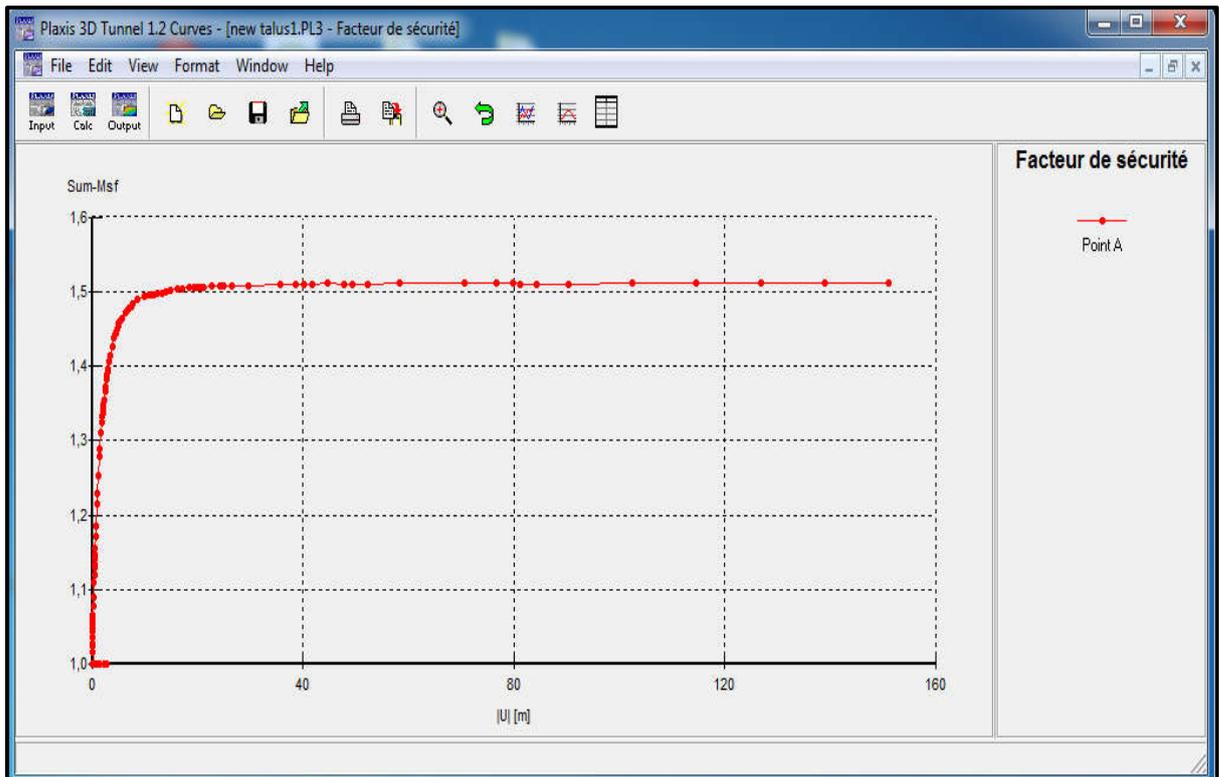
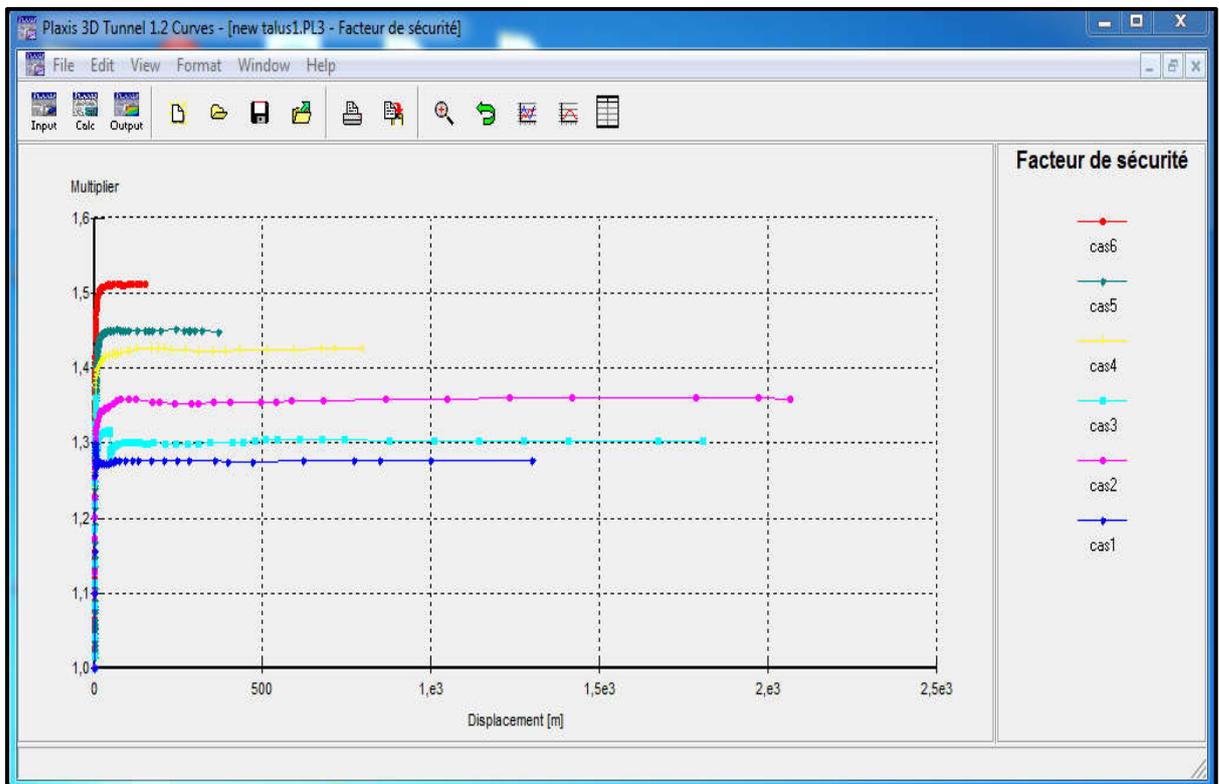


Fig.IV.24 'slice' Incrément des déplacements après calcul du coefficient de Sécurité / cas6



**Fig.IV.25** Valeur moyenne du coefficient de sécurité  $Msf = 1.52$  / cas 6



**Fig.IV.26** les valeurs moyennes du coefficient de sécurité

## **IV.7 Etude paramétrique**

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 trois rangées de pieux (cas 6), qui est le plus stable ( $Mfs=1.52 > 1.50$ ). 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 va s'intéresser aux paramètres géotechniques.

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

- Le coefficient de sécurité.
- Les efforts de cisaillement dans les pieux.
- Les moments fléchissant dans les pieux.

### **IV.7.1 Influence des paramètres géotechniques**

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on étudie l'influence des deux paramètres suivants :

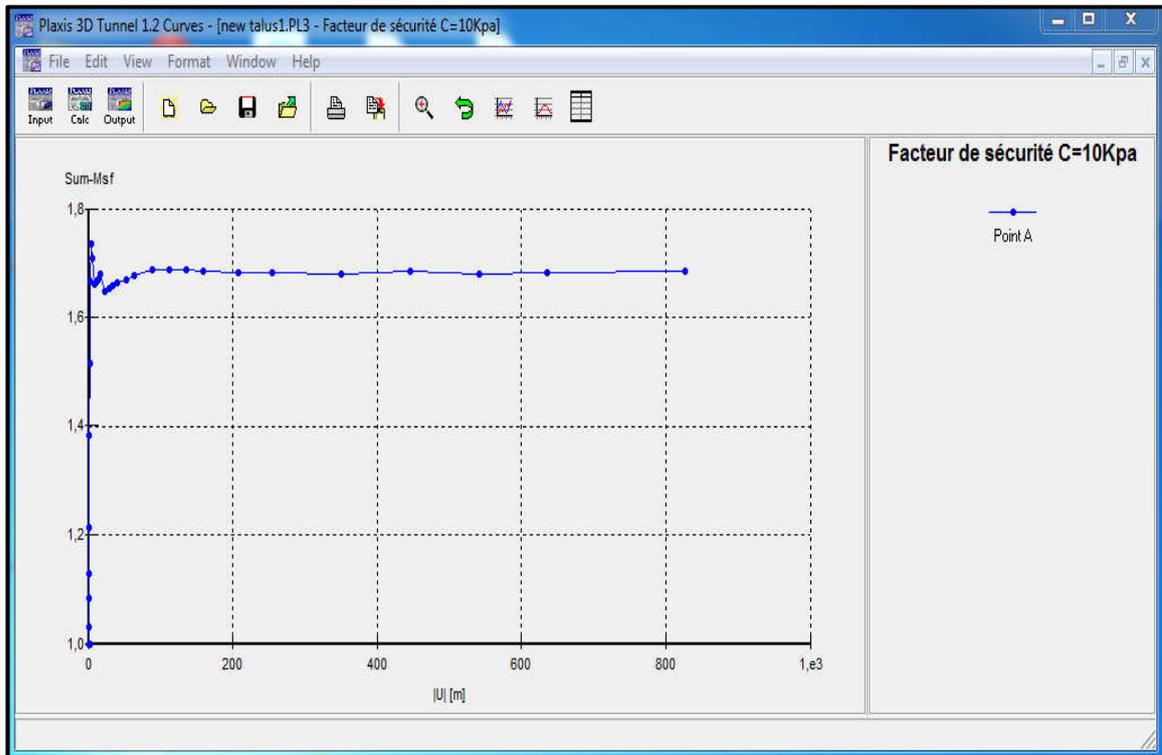
- La cohésion  $c$
- L'angle de frottement  $\varphi$

#### **IV.7.1.1 La cohésion**

La cohésion du modèle de référence  $c=5$  kPa. Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour :  $c=10$  kPa et  $15$  kPa.

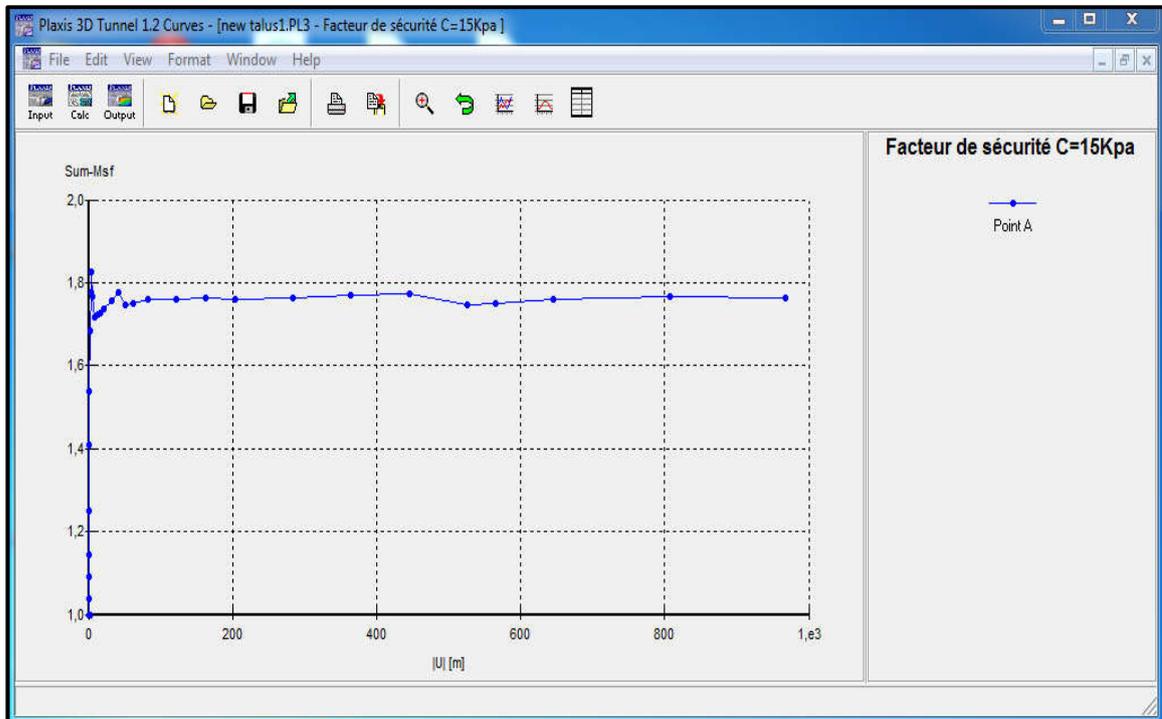
##### **a- La cohésion $c=10$ kPa**

Le coefficient de sécurité calculé avec  $c=10$  Kpa est  $\sum Mfs= 1,68$ . 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. (Fig.IV.26).



**Fig.IV.27** Valeur moyenne du coefficient de sécurité  $M_{sf} = 1.68$  /  $C=10\text{Kpa}$

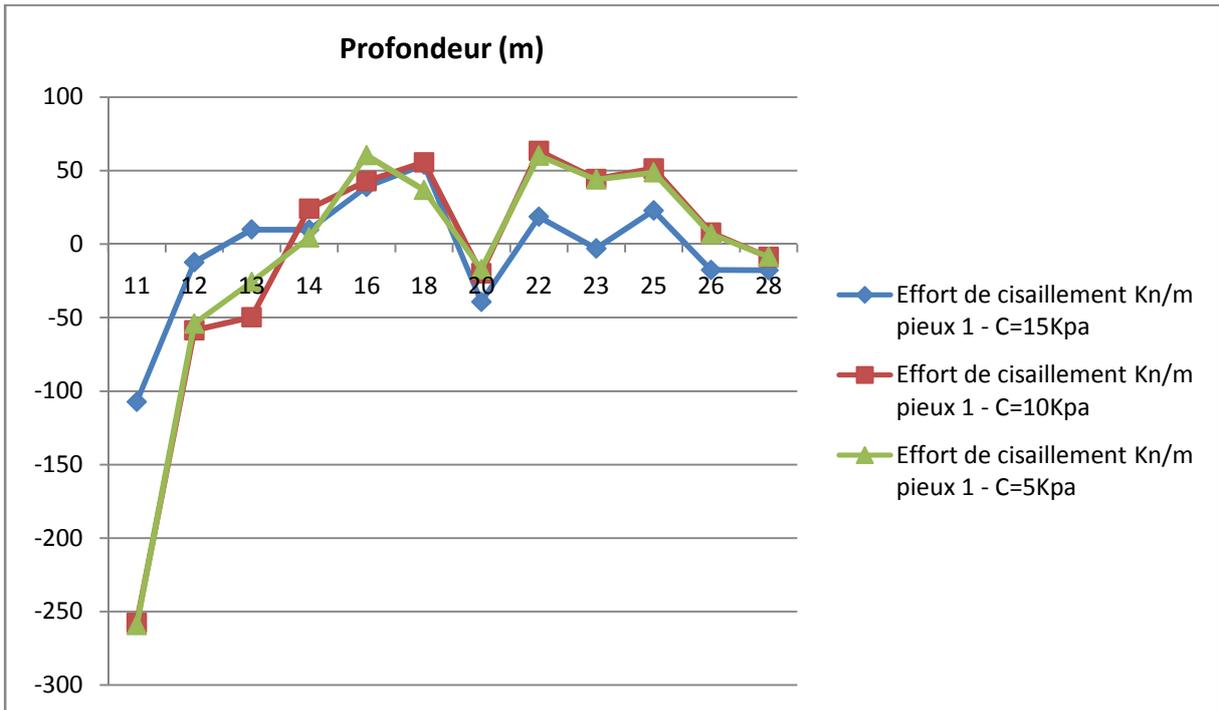
**b- La cohésion  $c=15\text{ kPa}$**



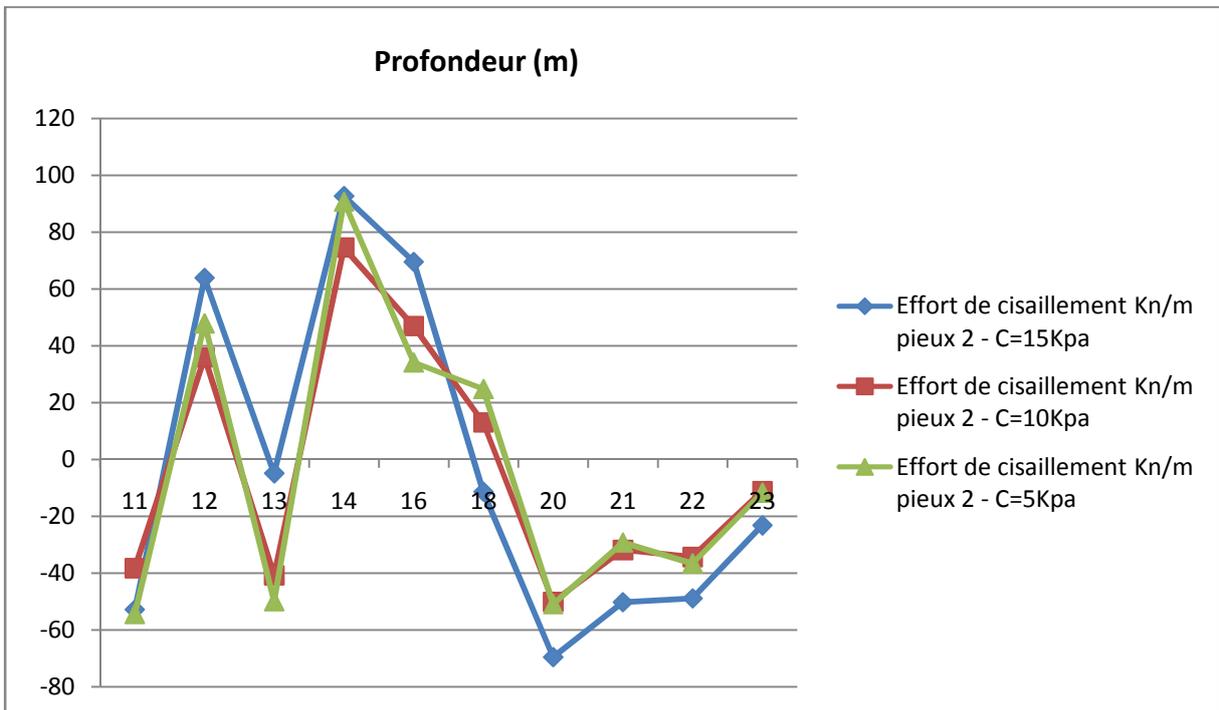
**Fig.IV.28** Valeur moyenne du coefficient de sécurité  $M_{sf} = 1.76$  /  $C=15\text{Kpa}$

Le coefficient de sécurité calculé avec  $c=15\text{ Kpa}$  est  $\sum M_{fs} = 1,76$ . Pour ce modèle, l'écart

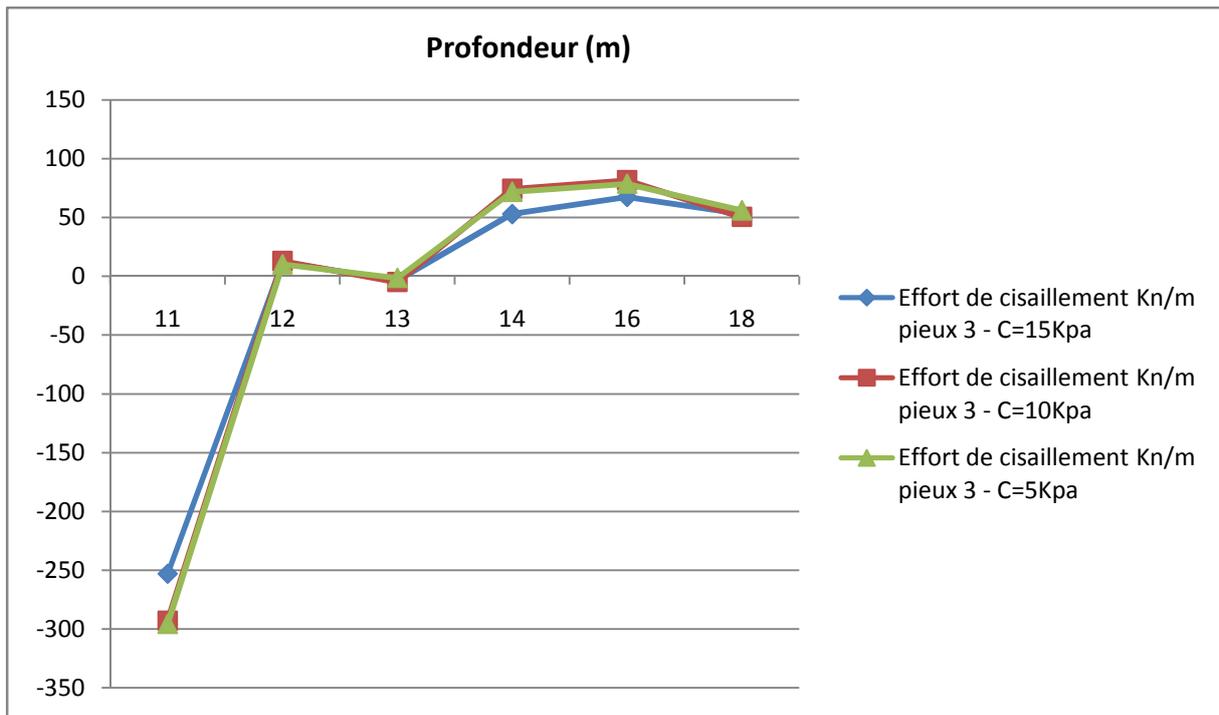
avec la valeur obtenue pour le modèle de référence est important, (Figure IV.28).



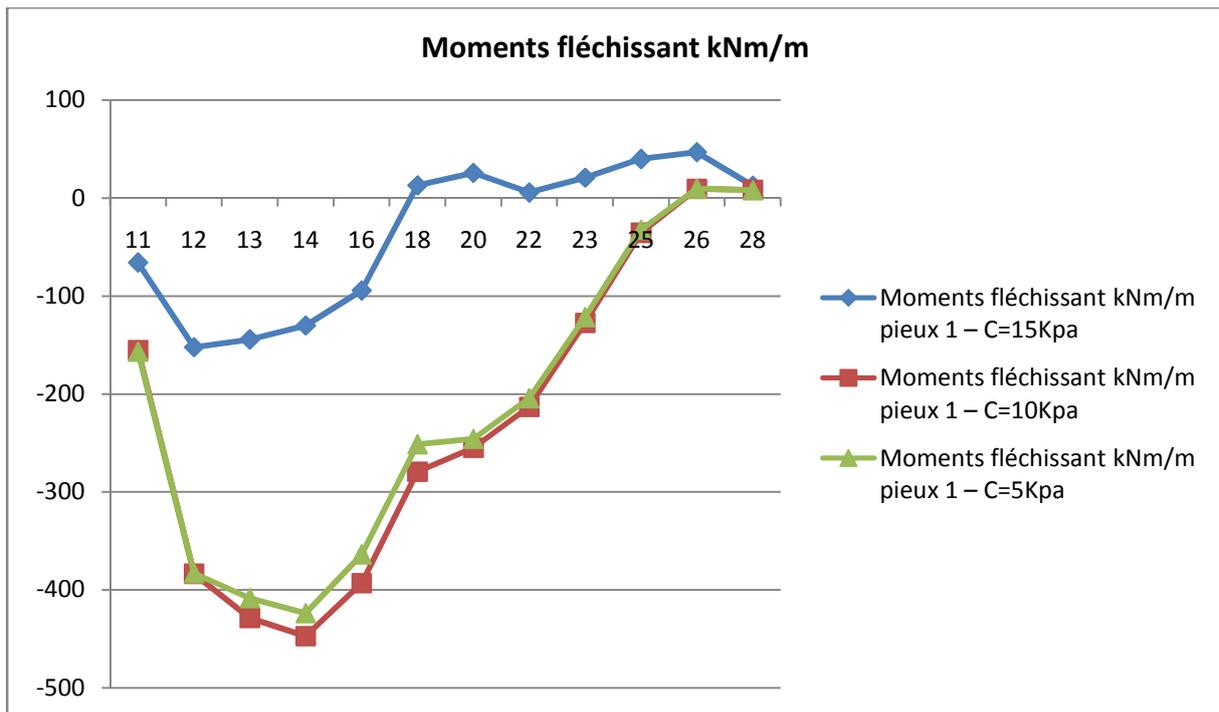
**Fig.IV.29**Influence de la cohésion du sol sur les efforts de cisaillement dans les pieux 1



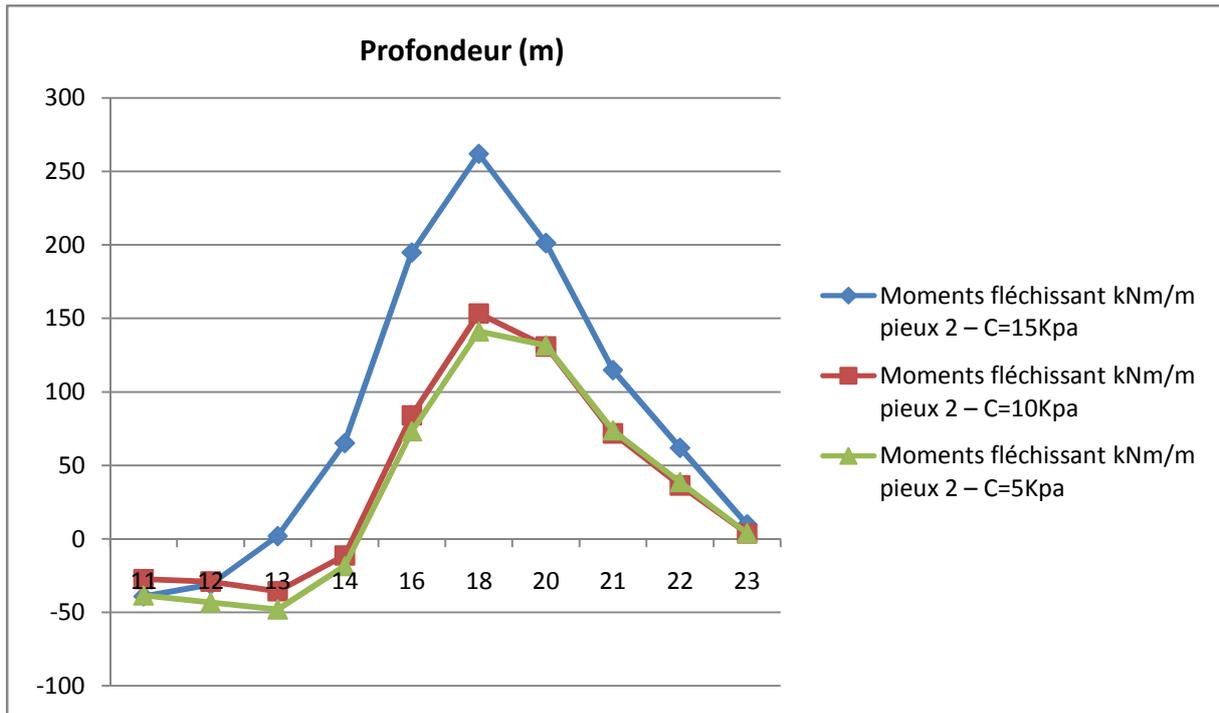
**Fig.IV.30**Influence de la cohésion du sol sur les efforts de cisaillement dans les pieux 2



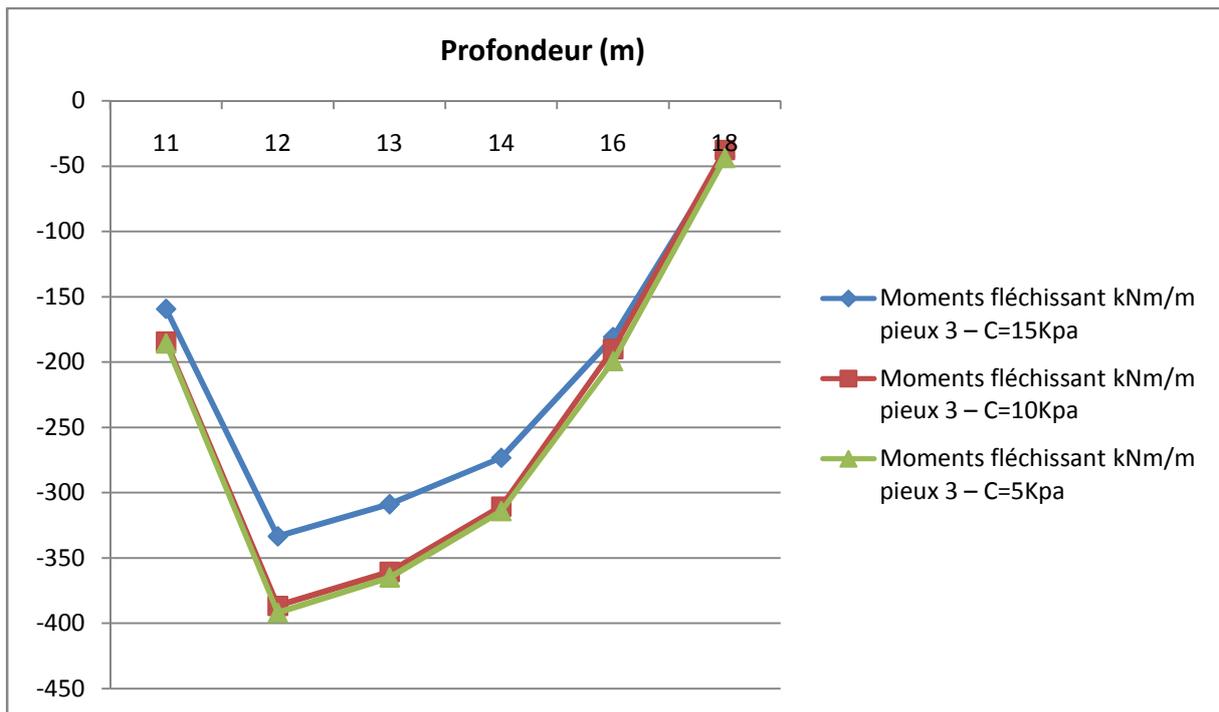
**Fig.IV.31** Influence de la cohésion du sol sur les efforts de cisaillement dans les pieux 3



**Fig.IV.32** Influence de la cohésion du sol sur les moments fléchissant dans les pieux 1



**Fig.IV.33** Influence de la cohésion du sol sur les moments fléchissant dans les pieux 2



**Fig.IV.34** Influence de la cohésion du sol sur les moments fléchissant dans les pieux 3

#### IV.7.1.2 L'angle de frottement $\varphi$

Les angles de frottement élevés pour des sables danse, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastique (Brinkgereve R.B.G,

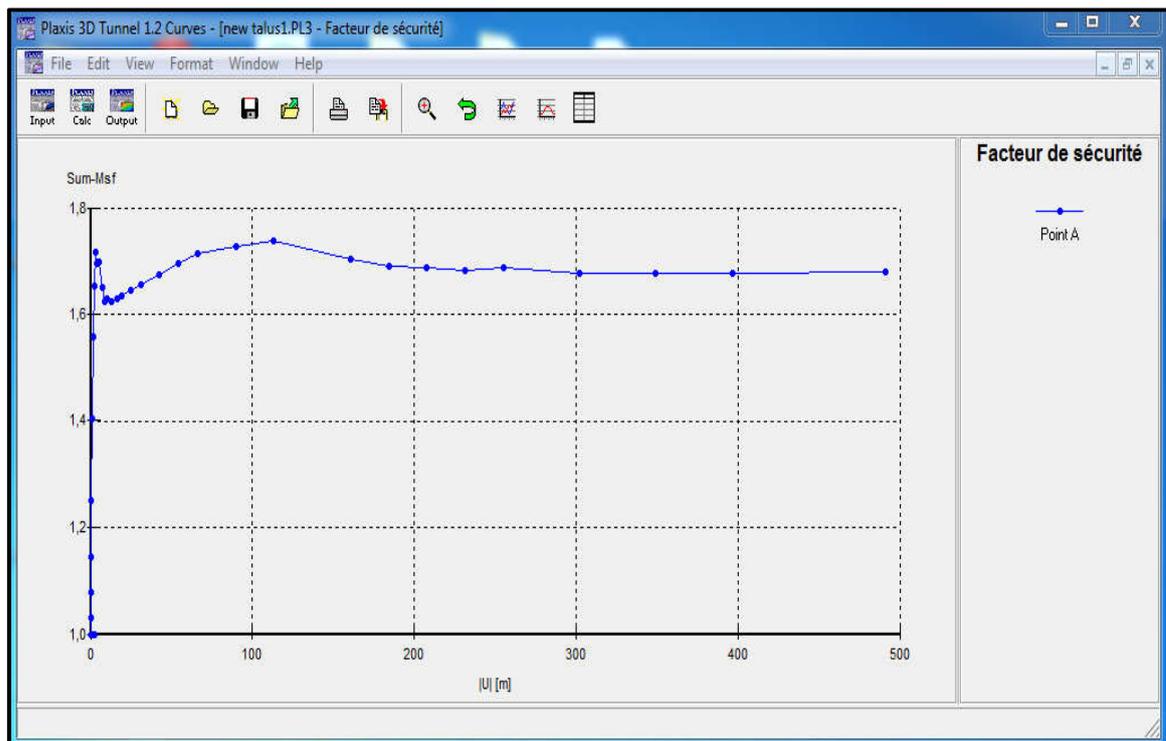
2003)[40].

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 40° degrés sont utilisés.

Pour notre modèle de référence l'angle de frottement est  $\varphi=30^\circ$ . Donc pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour  $\varphi=35^\circ$  et  $40^\circ$ .

#### a- L'angle de frottement $\varphi=35^\circ$

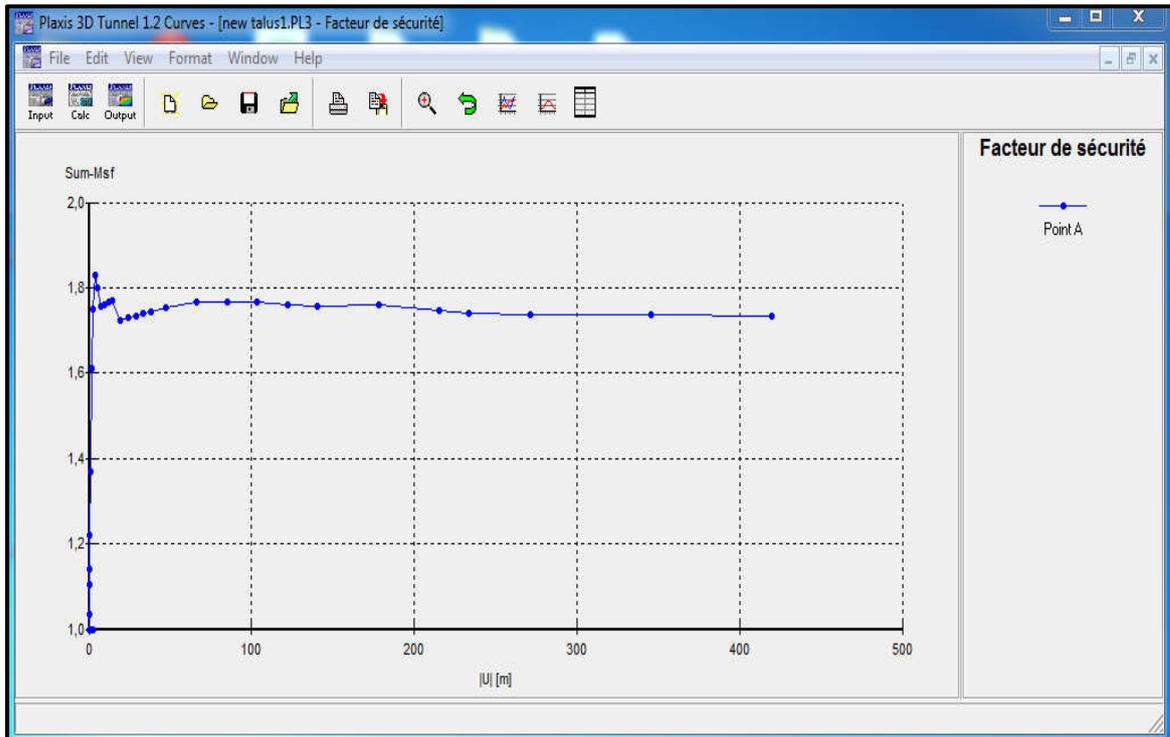
Le coefficient de sécurité calculé avec  $\varphi=35^\circ$  est  $\sum Mfs= 1,68$ . Pour ce modèle, l'écart avec la valeur obtenue pour le modèle de référence est important. On remarque qu'il y a une influence considérable de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité. (Figure IV.34).



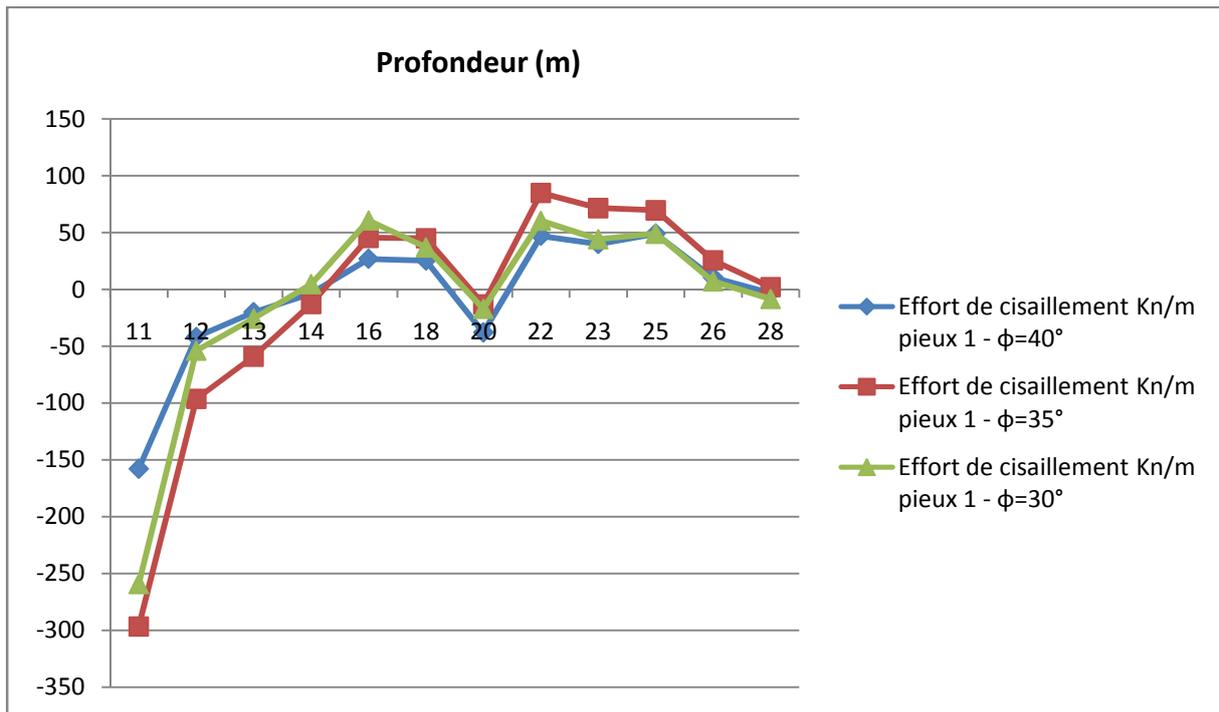
**Fig.IV.35** Valeur moyenne du coefficient de sécurité  $Msf= 1.68 / \varphi=35^\circ$

#### b- L'angle de frottement $\varphi=40^\circ$

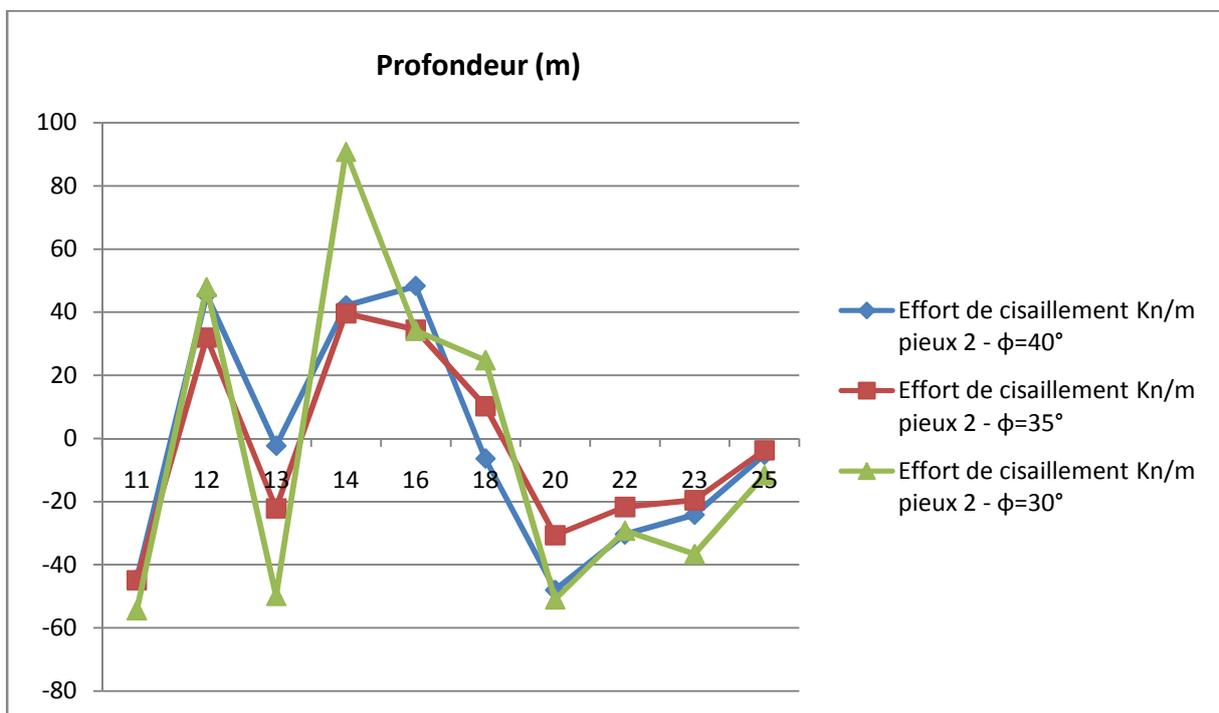
Le coefficient de sécurité calculé avec  $\varphi=40^\circ$  est  $\sum Mfs= 1,74$ . Pour ce modèle, l'écart avec la valeur obtenue pour le modèle de référence est important, (Fig. IV.35).



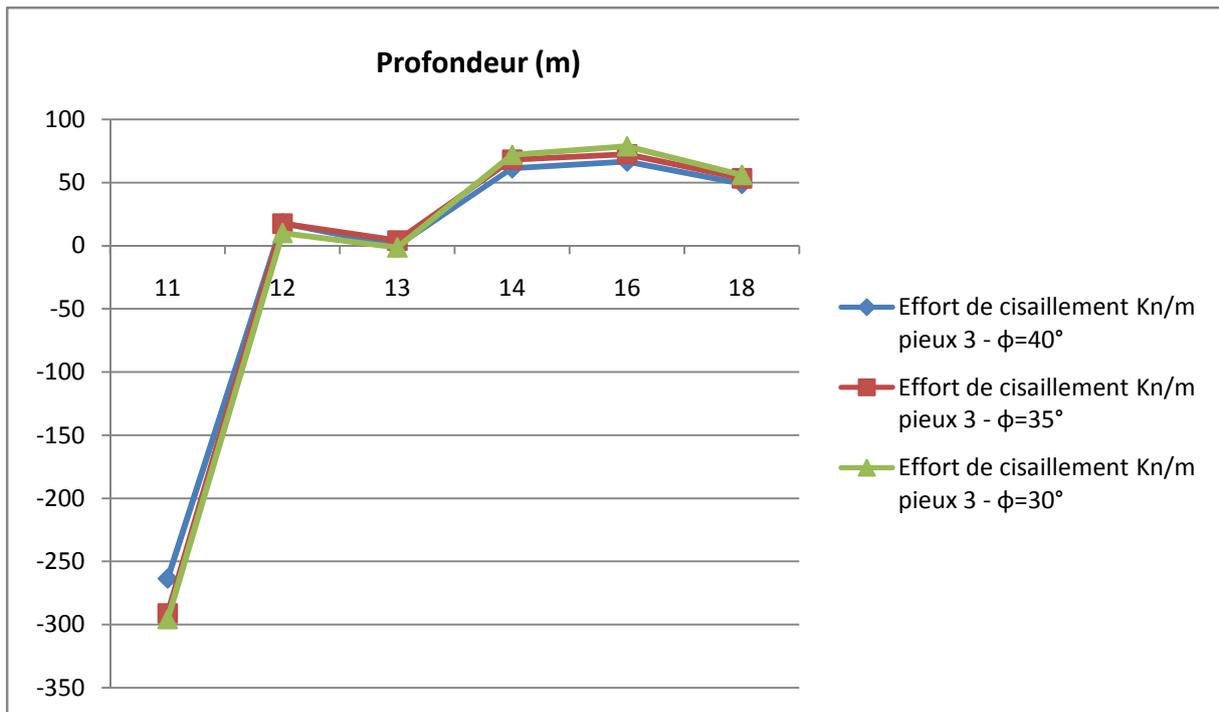
**Fig.IV.36** Valeur moyenne du coefficient de sécurité  $Msf= 1.74 / \varphi=40^\circ$



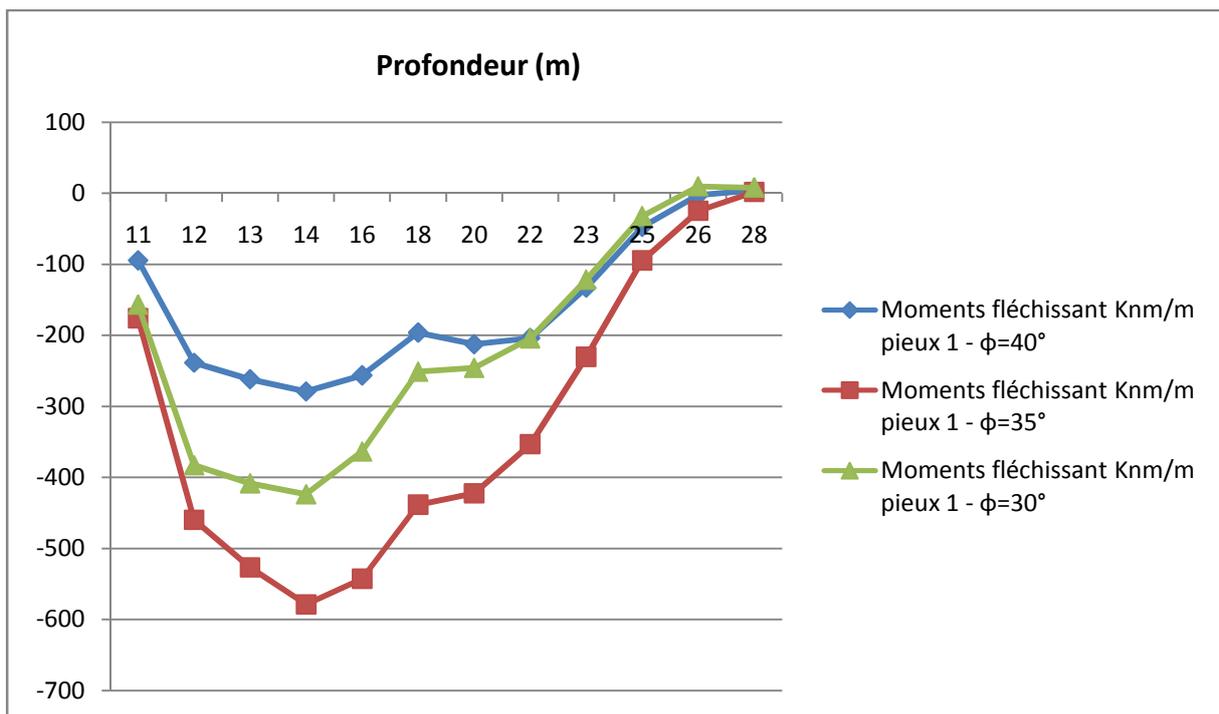
**Fig.IV.37**Influence de l'angle de frottement sur les efforts de cisaillement dans les pieux 1



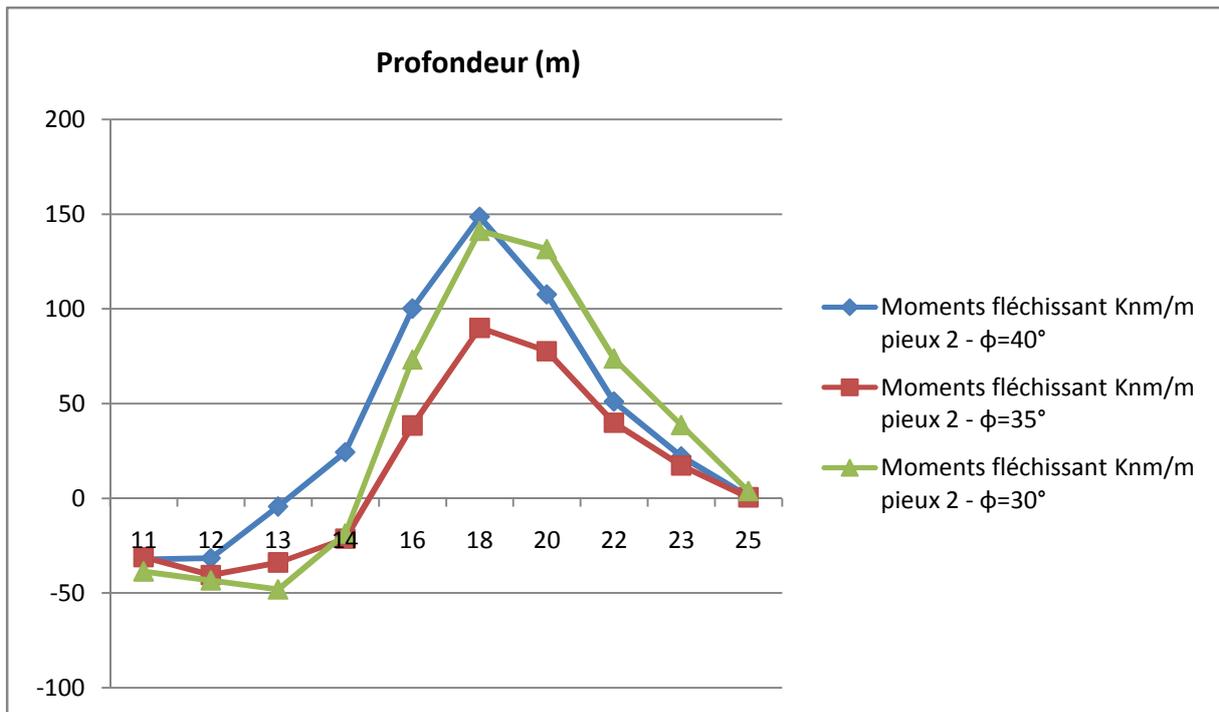
**Fig.IV.38**Influence de l'angle de frottement sur les efforts de cisaillement dans les pieux 2



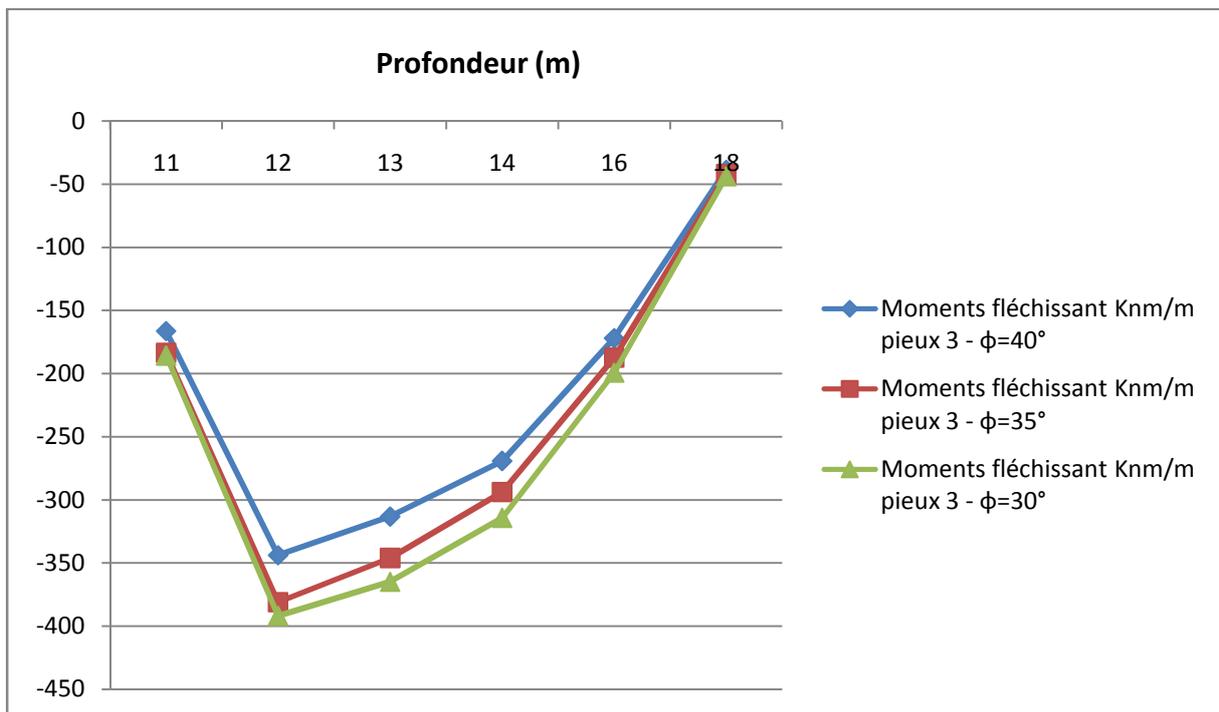
**Fig.IV.39** Influence de l'angle de frottement sur les efforts de cisaillement dans les pieux 3



**Fig.IV.40** Influence de l'angle de frottement sur les moments fléchissant dans les pieux 1



**Fig.IV.41** Influence de l'angle de frottement sur les moments fléchissant dans les pieux 2



**Fig.IV.42** Influence de l'angle de frottement sur les moments fléchissant dans les pieux 3

## **Conclusion générale**

Après avoir présenté le renforcement des pieux, on a établi une étude du positionnement des pieux pour dégager un modèle de référence. Ce calcul n'est pas la solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité. On a fait varier individuellement 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 constater 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 continue, 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'effet du positionnement des pieux nous a permis de dégager le modèle du talus le plus stable. Enfin l'étude paramétrique nous a permis de trouver les paramètres à améliorer pour mieux stabiliser les talus.

Cette étude est un premier pas pour essayer de résoudre ces 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, et qui reste à être développer et à valider sur d'autres sites et avec d'autres logiciels plus performants.

## **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 Plaxis 3D version 2010-2014, pour pouvoir intégrer l'espacement entre les pieux de la même rangée.
- 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] **R. Nova.** : « Fondement de la mécanique des sols » Hermes sciences 2002.
- [2] « Mouvements de terrains » Géoscience, pour une terre durable, brgm.[www.brgm.fr](http://www.brgm.fr)
- [3] **J.Costet, G. Sanglerat.** : « Cours pratique de mécanique des sols 2, Calcul des ouvrages » Dunod.
- [4] **A. Benaissa** «Eléments de mécanique des sols »
- [5]**H.Connolly.**:«Slopedesign»Wordwide webpagesforslope design1997  
[www.dur.ac.uk/~](http://www.dur.ac.uk/~)
- [6] **A.Kourdey.** : « Stabilité des pentes » [www.lb.refer.org/KOURDEY/](http://www.lb.refer.org/KOURDEY/)
- [7] **H. Mokhbi.** « Etude de la déformation d'un massif en pente par la méthode des Eléments finis – Application au glissement du Ciloc de Constantine » Mémoire de magistère, Université de Biskra.
- [8] **H. Guerfi.** « Stabilisation des talus renforcés par pieux» Mémoire de magistère, Université de Batna.
- [9] **G. Cartier**(à paraître), « Expériences françaises de l'étude et de la stabilisation des glissements de terrains»
- [10] **D. Chaput.** (1983), Tranchée de Briollay : « confortation des talus », Rapport d'étude du LRPC d'Angers.
- [11] **G. Cartier, M. Al.** (1984), « Renforcement de talus de remblais instables par clouage», C.R. Coll. int. Renforcement en place des sols et des roches, Paris, p. 237-242.
- [12] **F. Schlosser, I. Juran**(1979),« Paramètres de conception pour sols artificiellement améliorés », C.R. TCong. int.Mec. Sols Trav. Fond., Brighton, 5, p. 227-250.
- [13] **F. Blondeau, M. Al** (1984),« méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée », C.R. Coll. int. Renforcement en place des sols et des roches, Paris, p. 219-224.
- [14] **Ph. Delmas, J. Berche, G. Cartier, A. Abdelhedi**(1986), « Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes : programme PROSPER »,Bull, liaison Labo. P. et Ch., 141, janv.-févr., p. 57-66.
- [15] **M. Fukuoka** (1977), « The effects of horizontal loads on piles due to landslides », C.R. 9e Cong. int. Mec. SolsTrav. Fond., Tokyo, Session spéciale n° 10.
- [16] **R. F. Baker, H. C. Marshall** (1958), « Control and correction, Landslides and engineering practice», H.R.B.Spec. Rep., 29, p. 150-188.
- [17] **A. W. Root.** (1958), Prevention of landslides. In: « Landslides and engineering practice», Highway Research Board, Spec.Rep., 29, p. 113-149.

- [18] **R. G. Hennés** (1936), «The control of landslides», C.R.1<sup>er</sup> Cong. int. Mec. Sols Trav. Fond., Cambridge, USA, p.133-135.
- [19] **De Beer E. E., Wallays M.** (1970), «Stabilisation of a slope in schists by means of bored piles reinforced with steel beams», C.R. 2<sup>e</sup> Cong. int. Mec. Roches, 3, Belgrad
- [20] **Wang w. l., Yen b. c.** (1974), Soil arching in slopes, /.Geotech. Engng. Div. ASCE, **GT** 1, p. 61-78
- [21] **Brinch-Hansen j.** (1961), «The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces», Bull, of the' Danish Geotechnical Division, 12, Copenhagen.
- [22] **Ito t., Matsui t.** (1975), «Method to estimate lateral force acting on stabilizing piles, Soils and Foundations», 15, 4, p. 43-59.
- [23] **Lizzi F.** (1977), «Practical engineering in structurally complex formations», Proc. Conf. The geotechnics of structurally complex formations, Capri, 1, p. 327-333.
- [24] **G. Cartier, Gigan j.-p.** (1983), «Experiments and observations on soil nailing structures», C.R. 8<sup>e</sup> Cong. Europ. Mec. Sols Trav. Fond., Helsinki, 2, p. 473-476.
- [25] **Abdelhedi a.** (1986), «Etude théorique de la prise en compte de l'effet de groupe dans le clouage des pentes», Thèse de 3<sup>e</sup> cycle de l'Université de Paris VI.
- [26] **Poulos h. g.** (1973), «Analysis of piles in soil undergoing lateral movement», J. Soil Mech. Div, ASCE, SM5, p. 391-405.
- [27] **Pouget p., Cartier g., Pilot g.** (1985), «Comportement de remblais construits sur un versant instable», C.R. 1<sup>er</sup> Cong. int. Mec. Sols Trav. Fond., 4, San Francisco, p. 2345-2348.
- [28] **Blondeau f., Virollet m.** (1976), «Comportement des murs de soutènement en sites instables». Bull, liaison, Labo. P. et Ch., spécial Stabilité des talus, p. 149-154.
- [29] **Nakamura h.** (1984), «Design of rigid dowel piles for landslide control», C.R. 4<sup>e</sup> Symposium int. glissements de terrain, Toronto, 2, p. 149-154.
- [30] **Brandl h.** (1979), «Conception des murs de soutènement flexibles et hauts pour des talus raides et instables», C.R. 7<sup>e</sup> Cong. Europ. Mec. Sols Trav. Fond., Brighton, 3, p. 157-166.
- [31] **Sommer h.** (1979), «Stabilisation of a creeping slope in clay with stiff elements», C.R.T Cong. Europ. Mec. Sols Trav. Fond., Brighton, 3, p. 269-274.
- [32] **Cartier g., Gigan j.-p.** (1983), «Experiments and observations on soil nailing structures», C.R. 8<sup>e</sup> Cong. Europ. Mec. Sols Trav. Fond., Helsinki, 2, p. 473-476.
- [33] **Brinch-hansen j.** (1961), «The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces», Bull, of the' Danish Geotechnical Division, 12, Copenhagen

- [34] **Viggiani c.** (1981), «Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides». C.R.10e Cong. int. Mec. Sols Trav.Fond., Stockholm, 3, p. 555-560.
- [35] **Baguelinf., Frank r., Guégan y.** (1976), « Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement sous l'effet des poussées parasites», Bull, liaison Labo. P.et Ch.,84,juil.-août, p. 113-120.
- [36] **Bourges f., Frank r., Mieussens c.** (1980),«Calcul des efforts et des déplacements engendrés par des poussées latérales du sol sur les pieux», Note technique du département des sols et fondations, LCPC, Paris, 17 p
- [37] **Baguelinf., Carayannaou-trézos s., Frank r.** (1979), «Réaction latérale des pieux : effets de forme et effets tridimensionnels», liaison Labo. P. et Ch.,104, nov.déc, p.33-47.
- [38] **Winter h., Schwarz w., Gudehus g.** (1983), «Stabilization of clay slopes by piles», C.R. 8e Cong. Europ. Mec. Sols Trav. Fond., Helsinki.
- [39] **Brinkgereve R.B.G** « PLAXIS 3D Tunnel, Reference manual » Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas,2003.
- [40] **Brinkgereve R.B.G** « PLAXIS 3D Tunnel, Material model manual» Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas,2003.
- [41] **Kourkoulis R,** (2010), « Slope Stabilizing Piles and Pile-Groups: Parametric Study and Design Insights» Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering © asce / july 2011, p.664-676.
- [42] **Güllü H,** (2013), « A numerical study on pile application for slope stability» 2<sup>nd</sup> International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 23-25 May 2013, Epoka University, Tirana, Albania.
- [43] **J. Won et al,** (2005) «Coupled effects in stability analysis of pile–slope systems» Computers and Geotechnics 32, p.304-315