

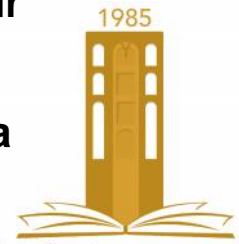


جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

Essais d'estimation des caractéristiques
équivalentes du sol d'une pente renforcée par
pieux:

Cas d'une couche purement cohérente ($\phi = 0$)

Dirigé par :
Mr.HAMITOUCHE Amar

Présenté par :
SAADI Youcef

Promotion : 2015/2016.

Remerciement

*Avant tout, je remercie Allah, le tout puissant de m'avoir donné
la force nécessaire pour mener à terme ce travail.*

*Je tiens à remercier tout d'abord mon encadreur **Dr. A. HAMITOUCHE**, de m'avoir
proposé ce sujet de recherche pour tout le soutien, l'aide, l'orientation, la guidance ainsi
que pour ses précieux conseils et ses encouragements
lors de la réalisation de ce mémoire.*

*Nos remerciements vont aussi à tous les enseignants et le chef de département de génie
civil **Mr : Baali Laid** qui a contribué à notre formation par ailleurs, Nos remerciements à
tous les membres du jury qui ont accepté de juger notre travail*

*Nous tenons à remercier vivement toutes personnes qui nous ont aidés à élaborer et
réaliser ce mémoire, ainsi à tous ceux qui nous ont aidés de près ou
de loin à accomplir ce travail*

*Enfin, je remercie mes amis et mes camarades de promotion pour ces deux
années passées ensemble, dans les meilleurs moments comme
dans les pires.*

Dédicace

*Heureusement merci tellement bon et béni Je prie et a donné
le Messager bien-aimé d'Allah, paix soit sur lui. Je dédie ce travail:*

Pour ce qui résume Rahman et placé sous ses pieds Jinan Pour jaillir la compassion et

*de conscience Voici **Maman***

Pour ceux qui m'a acheté le premier stylo et m'a poussé avec confiance A qui il a été crédité dans

*mon éducation Voici **Papa***

*Pour ma femme et ma chère **Sarah***

*Pour la source de mon bonheur, ma fille **Assil***

*À mes frères **Mohammed** et **Younes** Et mes sœurs **Somia** et **Samira***

Pour toute la grande famille

À tous les amis

À tous les enseignants qui m'ont aidé de proche ou de loin pour être un jour un master

en génie civil

*À tous les étudiants de génie civil de l'université de M'sila et surtout
les étudiants de deuxième Année Master « géotechnique » promo 2015 /2016.*

Saadi. Y

✓ <u>Introduction Générale</u>	1
✓ <u>Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain</u>	
I-1 Introduction.....	3
I-1-1 Définition et classification des mouvements de terrain.....	3
I-1-1-1 Les écroulements.....	3
I-1-1-2 Fluage.....	4
I-1-1-3 Les coulées	4
I-1-1-4 Les glissements	4
I-2 Les glissements de terrain	5
I-2-1 Définition.....	5
I-2-2 Types d'un glissement de terrain	6
I-2.2-1 Glissements plans	6
I-2-2-2 Glissement rotationnels	6
I-2-2-2-1 Glissement rotationnel simple	6
I-2-2-2-1 Glissements rotationnels complexes	6
I-2-3 Principales causes des glissements de terrain	9
I-2-3-1 La nature du terrain	9
I-2-3-2 Les actions extérieures qui agissent sur le sol	10
I-3 Calcul de la Stabilité des pentes	11
I-3-1 Généralités.....	11
I-3-2 Notion de coefficient de sécurité.....	12
I-3-2-1 Définition	12
I-3-2-2 Calcul du coefficient de sécurité.....	12
I-3-2-3 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	14
I-3-3 Classes de méthodes de calcul de la stabilité des pentes.....	14
I-3-3-1 Méthode de l'équilibre limites pour l'étude de pentes renforcées par pieux.....	15

I-3-3-1-1 Principes de la méthode	15
I-3-3-2 Méthodes des tranches dans le calcul à l'équilibre limite.....	16
I-3-3-2-1 Hypothèses utilisées dans la méthode des tranches.....	17
I-3-3-3 Méthode de l'analyse limite pour l'étude de pentes renforcées par pieux	19
I-3-3-3-1 Analyse limites des pentes sans pieux	19
I-3-3-3-2 Analyse limites des pentes avec pieux	22
I-3-3-3-3 Les avantages et Les inconvénients de la méthode d'analyse limite	24
I-3-3-4 Méthode de réduction de la résistance au cisaillement du sol	25
I-3-3-4-1 Principe de la méthode	25
I-3-3-4-2 Détermination du coefficient de sécurité	25
I-3-3-4-3 Les avantages et les inconvénients de méthode de réduction de résistance au cisaillement	25
I-4 Techniques de confortement des pentes	26
I-4-1 Action sur la géométrie.....	26
I-4-2 Action sur le régime hydraulique	27
I-4-3 Action mécanique	28
I-4-3 Renforcement des pentes par inclusions rigides	28
I-4-3-1 Clouage.....	29
I-4-3-2 Pieux et barrettes	30
I-5 Bibliographie sur l'étude de la stabilité des pentes renforcées par pieux.....	31
I-5-1 Etudes utilisant les méthodes de l'équilibre limite	31
I-5-2 Les Etudes par les méthodes numériques	33
I-5-3 Etudes par la méthode de l'analyse limite	34
I-5-4 Travaux utilisant la comparaison de différentes méthodes	35
I-6 Conclusion	36

✓ Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

II-1 Introduction	37
II-2 Evaluation de la charge prise par les pieux selon la théorie de la déformation plastique d'Ito-Matsui	37
II-2-1 Hypothèses	38
II-2-2 Dérivation	41
II-3 Présentation et développement de l'idée du sol équivalent	46
II-4 Conclusion	49

✓ Chapitre III : Etude De Cas Pratique

III-1 Introduction	50
III-2 Présentation du code de calcul utilisé	50
III-2-1 Principe	50
III-2-1-1 Création du modèle du problème traité	54
III-2-1-1-1 Géométrie	54
III-2-1-1-2 Condition aux limites	54
III-2-1-1-3 Caractéristique des matériaux	55
III-2-1-1-4 Génération du Maillage	55
III-2-1-1-5 Conditions initiales	56
III-2-2 Etablissement des phases de Calculs	56
III-3 Présentation de cas étudiée	58
III-3-1 Géométrie de la pente	58
III-3-2 Modèle étudié par PLAXIS	58
III-4 Présentation des résultats	60
III-4-1 Exemple de résultats	60
III-4-2 Résultats spécifiques de l'étude	62

III-4-2-1 Cas 1: Pente à Cohésion initiale = 30	62
III-4-2-1-1 Pente naturel non traité	62
III-4-2-1-2 Pente traite avec pieu	63
III-4-2-1-3 Pente avec sol équivalent	64
III-4-2-2 Cas 2: Pente à Cohésion initiale = 40	64
III-4-2-2-1 Pente naturel non traité	65
III-4-2-2-2 Pente traite avec pieu	66
III-4-2-2-3 Pente avec sol équivalent	67
III-4-2-3 Cas 3: Pente à Cohésion initiale = 50	67
III-4-2-3-1 Pente naturel non traité	68
III-4-2-3-2 Pente traite avec pieu	69
III-4-2-3-3 Pente avec sol équivalent	70
III-4-2-4 Cas 4: Pente à Cohésion initiale = 60	70
III-4-2-4-1 Pente naturel non traité	71
III-4-2-4-2 Pente traite avec pieu	72
III-4-2-4-3 Pente avec sol équivalent	73
III-4-3 Discussion de résultats	74
III-5 Conclusion	74
✓ <u>CONCLUSION GENERALE</u>	75

Liste Des Tableaux

✓ Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

Tableau I-1 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage	14
Tableau I-2 : Méthodes d'équilibre limite déférence hypothèses.....	19
Tableau I.3: Comparaison du facteur de sécurité de pente calculée en utilisant des méthodes différentes.....	34

✓ Chapitre III : Etude De Cas Pratique

Tableau III-2 : Les caractéristiques des pieux.....	60
Tableau III-1 : Les valeurs de cohésion C' de Sol équivalent.....	60
Tableau III-3 : rapport du facteur de sécurité avec pieux à celui avec sol équivalent	74

✓ Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

Figure I.1 : Glissement de terrain.....	5
Figure I-2 : Glissements plans.....	7
Figure I-3 : Glissements rotationnel.....	7
Figure I-4 : Glissements rotationnels.....	8
Figure I-5 : Glissements plans.....	8
Figure I-6 : Différentes formes du cercle de rupture.....	8
Figure I-7 : Calcul du coefficient de sécurité.....	13
Figure I-8 : Surface de rupture.....	15
Figure I-9 : Méthode de tranche.....	17
Figure I-10 : Les inconnues d'une méthode des tranches.....	17
Figure.(I.11) : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente.....	20
Figure.(I.12) : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente renforcée avec une rangée de pieux.....	22
Figure I-13 : Diminution de la hauteur d'un talus de déblai.....	27
Figure I-14 : Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité	27
Figure I-15 : Stabilisation par clouage du glissement de « la Membrolle » (d'après Cartier et Gigan, 1983)	30
Figure I-16 : Profil du versant de Boussy-Saint-Antoine.....	31

✓ Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

Figure II-1: Déformation d'un sol plastique autour de pieux stables (Ito et Matsui, 1975)	38
Figure II-2 : Contraintes agissantes sur les éléments d'un sol déformé plastiquement (Ito et Matsui ,1975)	39
Figure II-3 : Cercles Mohr d'éléments déformés plastiquement dans le sol (Ito et Matsui, 1975).....	40
Figure II-4 : Les contraintes exercées sur les éléments de terres déformés plastiquement.....	42
Figure II-5 : Zone d'influence de chaque pieu sur le sol.....	47

Liste Des Figures

✓ Chapitre III : Etude De Cas Pratique

Figure III-1 : Interface du code PLAXIS	51
Figure III-2 : Définition du module d'Young E	52
Figure III-3 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastique type Mohr-Coulomb	53
Figure III-4: Géométrie et conditions aux limites du modèle PLAXIS	55
Figure III-5: Fenêtre d'entrée caractéristique des matériaux dans le PLAXIS	55
Figure III-6: Génération du maillage du modèle PLAXIS	56
Figure III-7: Menu général de calcul	57
Figure III-8 : Géométrie de la pente de cas étudiée	58
Figure III-9: Modèle étudié par PLAXIS	58
Figure III-10 Exemple de Déformation de la pente	60
Figure III-11 : Contrainte dans le sol de la pente.....	61
Figure III-12: Déplacements, efforts normaux, tranchants et moments fléchissant dans un pieu	61
Figure III-13 Forme et la position de la surface de glissement de Pente naturel non traité (c=30)	62
Figure III-14 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente naturel non traité (c=30)	62
Figure III-15 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente traite avec pieu (c=30)	63
Figure III-16 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente traite avec pieu (c=30)	63
Figure III-17 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=30)	64
Figure III-18 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=30)	64
Figure III-19 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente naturel non traité (c=40)	65
Figure III-20 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente naturel non traité (c=40).....	65

Liste Des Figures

Figure III-21 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente traite avec pieu (c=40)	66
Figure III-22 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente traite avec pieu (c=40).....	66
Figure III-23 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=40).....	67
Figure III-24 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=40).....	67
Figure III-25 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente naturel non traité (c=50)	68
Figure III-26 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente naturel non traité (c=50).....	68
Figure III-27 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente traite avec pieu (c=50)	69
Figure III-28 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente traite avec pieu (c=50).....	69
Figure III-29 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=50).....	70
Figure III-30 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=50).....	70
Figure III-31 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente naturel non traité (c=60)	71
Figure III-32 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente naturel non traité (c=60).....	71
Figure III-34 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente traite avec pieu (c=60).....	72
Figure III-35 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente traite avec pieu (c=60).....	72
Figure III-36 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=60)	73
Figure III-37 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=60).....	73

الملخص

في العمل الذي تم عرضه ، قمنا بتبرير استخدام طرق، بسيطة نسبيا، لحساب استقرار الحالات غير المعالجة للمنحدرات، في حالة المنحدرات المعالجة بواسطة الخوازيق عن طريق استبدال نظام تربة-خازق بنظام تربة فقط مع خصائص جديدة تعطي استقرار مكافئ.

أولا قمنا بتقديم عبارة من أجل تقييم تماسك التربة المكافئة، تليها دراسة للعديد من الحالات العملية بواسطة برنامج Plaxis وذلك اعتبارا من تقديم بالتناوب للخوازيق والتربة المكافئة.

وأظهرت الدراسة أن تطبيق معامل تخفيض لقيم معاملات الأمان الناتج عن التربة المكافئة أعطى قيم دقيقة إلى حد ما من تلك القيم الناتجة عن التربة الاصلية المدعومة بالخوازيق.

الكلمات المفتاحية : استقرار، منحدر، تربة مكافئة، عامل الامان، توازن حدي، خفض مقاومة القص، خازق، Plaxis.

Résumé :

Le travail présenté ici vise à justifier l'utilisation des méthodes, relativement simples, de calcul de la stabilité des pentes non traitées aux cas des pentes traitées par des pieux en remplaçant le système sol- pieu par un système sol seul avec de nouvelles caractéristiques donnant une stabilité équivalente. Une expression pour estimer la cohésion du sol équivalent est d'abord établie, suivi d'une étude de plusieurs cas pratiques par Plaxis en considérant alternativement la présence des pieux et le sol équivalent.

L'étude a montré que l'application d'un coefficient réducteur aux valeurs des coefficients de sécurité obtenus en considérant le sol équivalent donne des valeurs assez précises de ceux de la pente renforcée réelle.

Mots clés : stabilité, pente, sol équivalent, facteur de sécurité, équilibre limite, réduction de la résistance au cisaillement, pieu, Plaxis.

Abstract:

The present work aims to justify the use of methods, relatively simple calculation of the stability of slopes untreated cases of slopes processed by piles replacing the system solvent piles by a single soil system with new features giving equivalent stability. An expression to estimate the cohesion of the equivalent soil is established first, followed by a study of several practical cases by Plaxis considering alternatively the presence of piles and soil equivalent.

The study showed that the application of a reduction factor to the values of safety coefficients obtained by considering the equivalent soil gives fairly accurate values of those real reinforced slope.

Keywords: stability, slope, equivalent ground safety factor, limit equilibrium, strength reduction in shear, piles, Plaxis.

Liste des Notations

- FS : Coefficient de sécurité.
- τ_{max} : Résistance au cisaillement du sol.
- τ : Contraintes de cisaillement.
- T : Réaction tangentielle.
- c : Cohésion
- c' : Cohésion effective.
- c_u : cohésion non drainée.
- ϕ : Angle de frottement interne.
- ϕ' : Angle de frottement interne effective.
- μ : Pression de l'eau interstitielle.
- σ_1, σ_3 : Contrainte principales majeure et mineure.
- f : Contrainte normale mobilisée
- f_c : Contrainte mobilisée de cisaillement.
- α : Inclinaison du plan de rupture.
- h : hauteur du talus.
- β : angle du talus.
- S : Espacement entre les pieux de centre à centre.
- D : Diamètre des pieux.
- W : Poids de la tranche
- b_i : Largeur de la tranche du sol.

Notations et Symboles

h_i : Hauteur de la tranche du sol.

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

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

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

R_i : La résistance au cisaillement.

γ : Poids volumique du sol.

M_{rs} : Moment de la résistance du sol.

M_o : Moment de renversement.

M_{rp} : Moment de la résistance généré par le pieu.

D : Diamètre.

D_1 : Espacement des pieux (distance entre axe des pieux).

D_2 : L'espace entre surface externe des pieux.

E' : Module de Young.

ρ : La masse volumique.

ν : Le coefficient de Poisson.

F : La fonction de rupture.

τ : Contrainte de cisaillement résistant.

τ_d : Conduite contrainte de cisaillement.

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

La stabilisation des pentes par des pieux a donné réussite dans beaucoup de cas pratique, ce qui a incité les chercheurs à développer différentes méthodes de calcul pour quantifier l'amélioration apportée par ces éléments. Cependant ces méthodes sont complexes et très coûteuses si on utilise les méthodes classiques et nécessitent la connaissance des paramètres d'interaction sol pieux difficile à déterminer rigoureusement.

Le but de ce travail est donc de justifier l'utilisation des méthodes, relativement simples, de calcul de la stabilité des pentes non traitées aux cas des pentes traitées par des pieux en remplaçant le système sol- pieu par un système sol seul avec de nouvelles caractéristiques donnant une stabilité équivalente.

Pour atteindre ce but, le travail présenté dans ce mémoire suit le plan suivant :

✓ **Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain:** dans lequel nous avons présenté sommairement le risque du glissement (ses types, ses causes, les méthodes d'évaluation de la sécurité vis-à-vis des glissements, les méthodes de confortement des pentes et talus susceptibles au glissement) suivie d'une étude bibliographique sur le renforcement des pentes et talus par des pieux.

✓ **Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent:** En se basant sur la méthode proposée par Ito et Matsui pour évaluer les forces latérales agissant sur les pieux de stabilisation lorsque le terrain est forcé de glisser entre les pieux, et en se limitant à un cas simple de sol purement cohérent, nous avons évalué d'une part la résistance au cisaillement du système sol pieux et d'autre part celle d'un sol seul une nouvelle cohésion, l'équivalence entre ces deux résistance nous a permis d'établir une relation qui nous donne la cohésion du sol équivalent

✓ **Chapitre III : Etude De Cas Pratique** : Ce chapitre est consacré à discuter, la validité de notre proposition, par l'étude de la stabilité de cas pratiques, ce qui nous a emmener d'abord à donner un aperçu sur le code PLAXIS et à présenter des cas étudiés, et ensuite à présenter et discuter les résultats afin de permettre une évaluation précise de l'idée proposée.

Enfin notre travail se termine par une conclusion générale qui résume les points les plus importants du travail.

Chapitre I
Généralités Sur
Les Glissements De
Terrain

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

I.1 Introduction :

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

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

Dans ce chapitre, une présentation sommaire du risque de glissement est donnée (ses types, ses causes, les méthodes d'évaluation de la sécurité vis-à-vis des glissements, les méthodes de confortement des pentes et talus susceptibles au glissement) suivie d'une étude bibliographique sur le renforcement des pentes et talus par des pieux.

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

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

Une fois déclarés, les mouvements de terrain peuvent être regroupés en deux grandes catégories, selon le mode d'apparition des phénomènes observés, il existe, d'une part, des processus lents et continus comme les glissements, les affaissements et les tassements, et d'autre Part, des événements plus rapides et discontinus, comme les effondrements, les éboulements et les chutes.

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

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

-Ecoulement - Glissement - Fluage – Coulée.

I-1-1-1 Les écroulements :

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes occasionnés généralement par des fissures préexistantes, représentés par l'effondrement d'un plan de falaise vertical formant au pied du versant un amas de matériaux grossiers pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres .Les terrains donnant lieu à des écroulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises (calcaire, roches cristallines et cristallophylliennes).

I-1-1-2 Fluage :

Les fluages correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique qui sont de ce fait proche de la rupture .L'état ultime peut être soit la stabilisation soit la rupture. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers [19]

I-1-1-3 Les coulées :

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissement. Le mouvement de la coulée est analogue à celui d'un fluide visqueux, il concerne les matériaux meubles généralement saturés Cependant, ce sont souvent des matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées.

Les caractéristiques générales des coulées peuvent être énumérées comme suit :

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

I-1-1-4 Les glissements :

Un glissement de terrain, est un versant instable de montagne ou de colline qui se détache et glisse dans le sens de la pente. Le volume du glissement dépend de la surface et de la profondeur de la rupture.

Ce phénomène fera l'objet d'une étude plus Approfondie.

Les zones propices aux mouvements de terrain :

Certaines zones sont propices aux mouvements de terrain :

- Les falaises sont des zones à risque, à cause de l'eau qui s'infiltré dans les fissures de la roche. En gelant, elle y exerce des pressions importantes. L'alternance gel/dégel la fragilise et la fissure (écroulements et effondrements).

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

I-2 Les glissements de terrain :

I-2-1 Définition

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

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

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

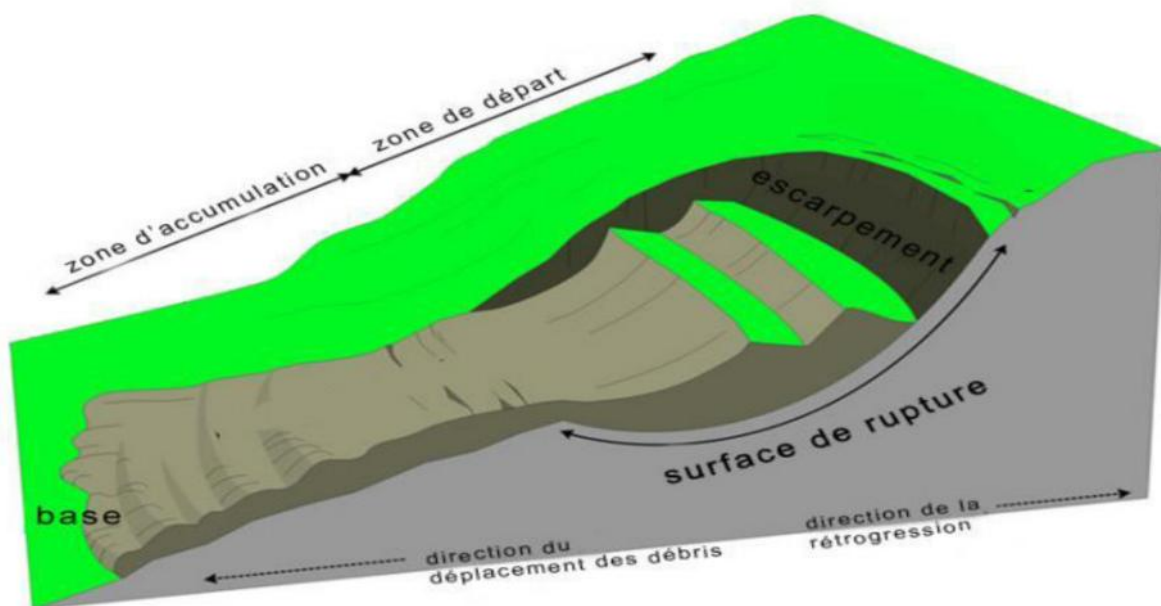


Figure I.1 : Glissement de terrain.

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

Les facteurs déclenchant sont généralement :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation dépressions interstitielles, etc.) ;

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

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

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

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

I-2.2-1 Glissements plans :

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

I-2-2-2 Glissement rotationnels :

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

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

I-2-2-2-1 Glissement rotationnel simple :

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

- Glissements superficiels sont les glissements de crête et le glissement de pied.
- Les glissements profonds intéressent surtout les remblais sur sol mou ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque ce dernier n'est trop profond.

I-2-2-2-1 Glissements rotationnels complexes :

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

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

Citons :

- Les glissements en escalier constitué par un ensemble de glissement en courbes peu profonds créant une topographie en escalier.
- Les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain ;
- Les glissements composés : ces derniers peuvent être une composition des différents glissements précédemment décrits. La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une composition d'éléments plans et d'éléments courbes.

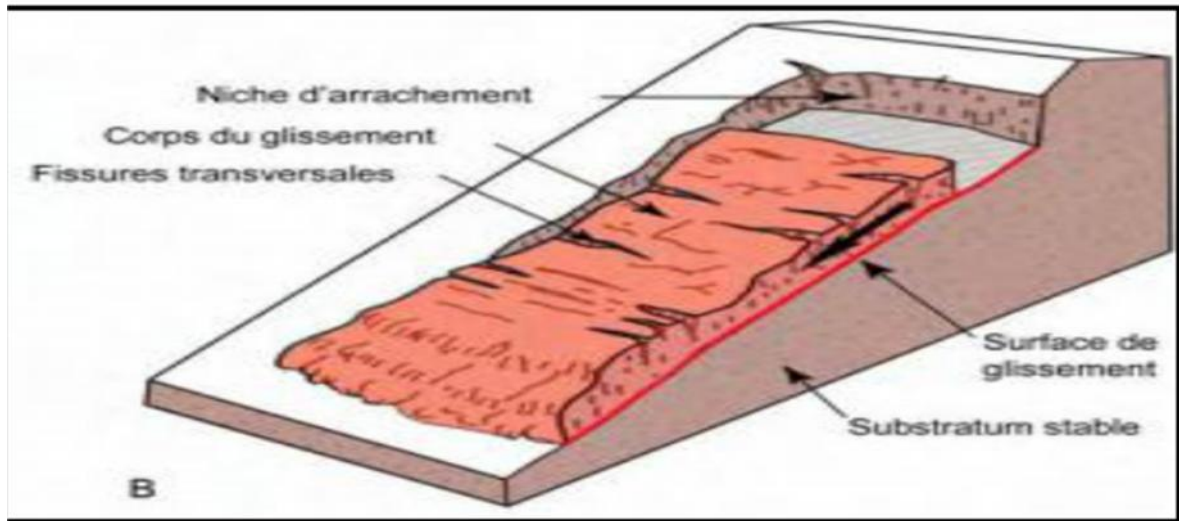


Figure I-2 : Glissements plans.

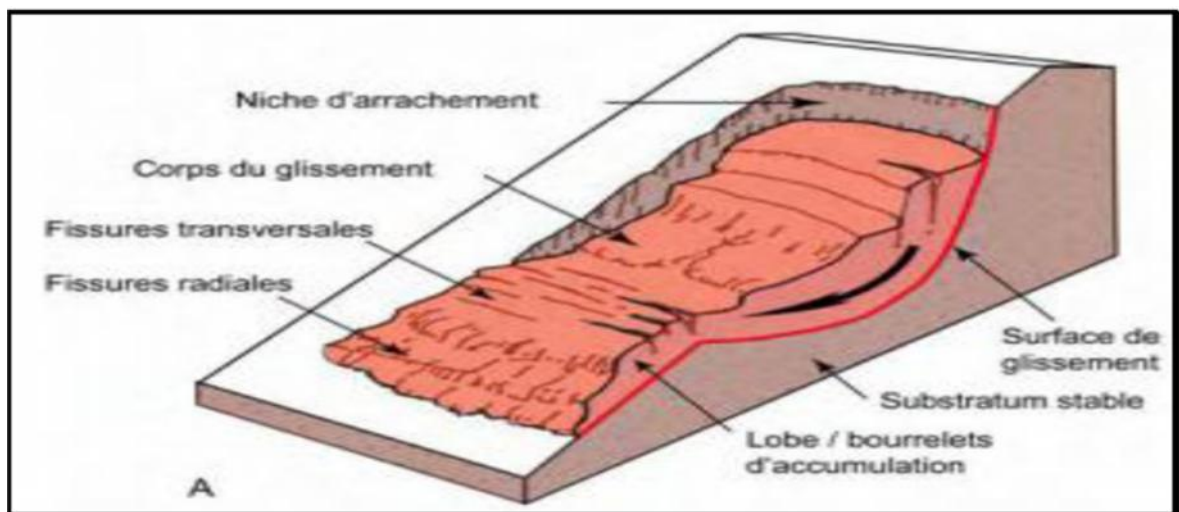


Figure I-3 : Glissements rotationnel. [9]

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



Figure I-4 : Glissements rotationnels.



Figure I-5 : Glissements plans.

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

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. La surface de glissement est assimilable à une surface cylindrique.

On fera donc l'étude pour des tranches de massif d'épaisseur unité, découpées perpendiculairement à l'axe de la surface de rupture. Si on représente la coupe transversale du terrain (donc une tranche), l'aspect de la surface de rupture sera donc un arc de cercle.

Le sommet du talus s'affaisse et il se forme un bourrelet de pied.

On distinguera trois catégories de cercle de rupture (Figure I-6) :

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

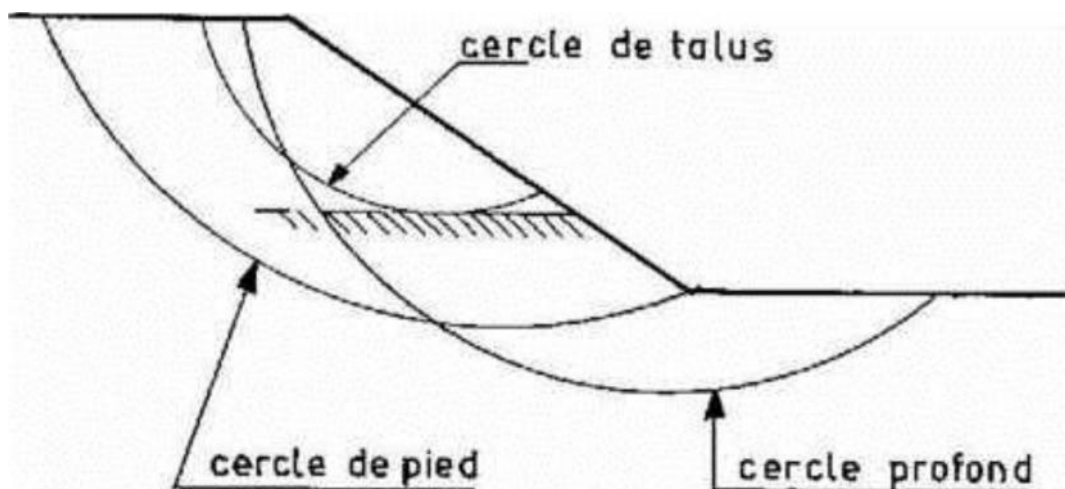


Figure I-6 : Différentes formes du cercle de rupture.

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

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

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

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

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

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

La nature de terrain dépend de la :

➤ **Géométrie de terrain :**

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

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

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

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

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

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

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

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

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables (marnes oligocènes du bassin de la Limagne, argile des Flandres, marnes du Keuper, argile d'Alsace, etc), la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic

de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement : la valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic. Dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement.

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

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

➤ Actions hydrauliques :

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

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

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

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

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

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

De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptible d'exister et il est alors intéressant de les drainer ; d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement.

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

➤ Les actions climatiques:

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau (Pluie, neige, évapotranspiration). Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

➤ Séismes :

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

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

➤ Les actions anthropiques :

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

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

I-3 Calcul de la Stabilité des pentes :

I-3-1 Généralités

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

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

La stabilité des pentes peut être améliorée avec différentes manières : aplatissage du sol 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-3-2 Notion de coefficient de sécurité

I-3-2-1 Définition :

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

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

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (I.1)$$

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

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

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (1) peut être exprimée comme :

$$= \frac{T}{F_s} \quad (I.2)$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (I.1) est écrite comme :

$$= \frac{c + \sigma \tan \phi}{F_s} \quad (I.3)$$

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

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (1) est écrite en termes d'efficacité, comme suit :

$$= \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \phi'}{F_s} \quad (I.4)$$

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

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

Considérons un élément carré d'unité ($dx = dy = 1$) exposé aux contraintes normales σ_1 et σ_2 appliquées aux côtés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle θ . La rupture du milieu est normalement due aux contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture. A partir des équations d'équilibre, la contrainte mobilisée de cisaillement f et la contrainte normale mobilisée f_n au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ_1 et σ_3 . [8]

Contrainte normale au plan de rupture :

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

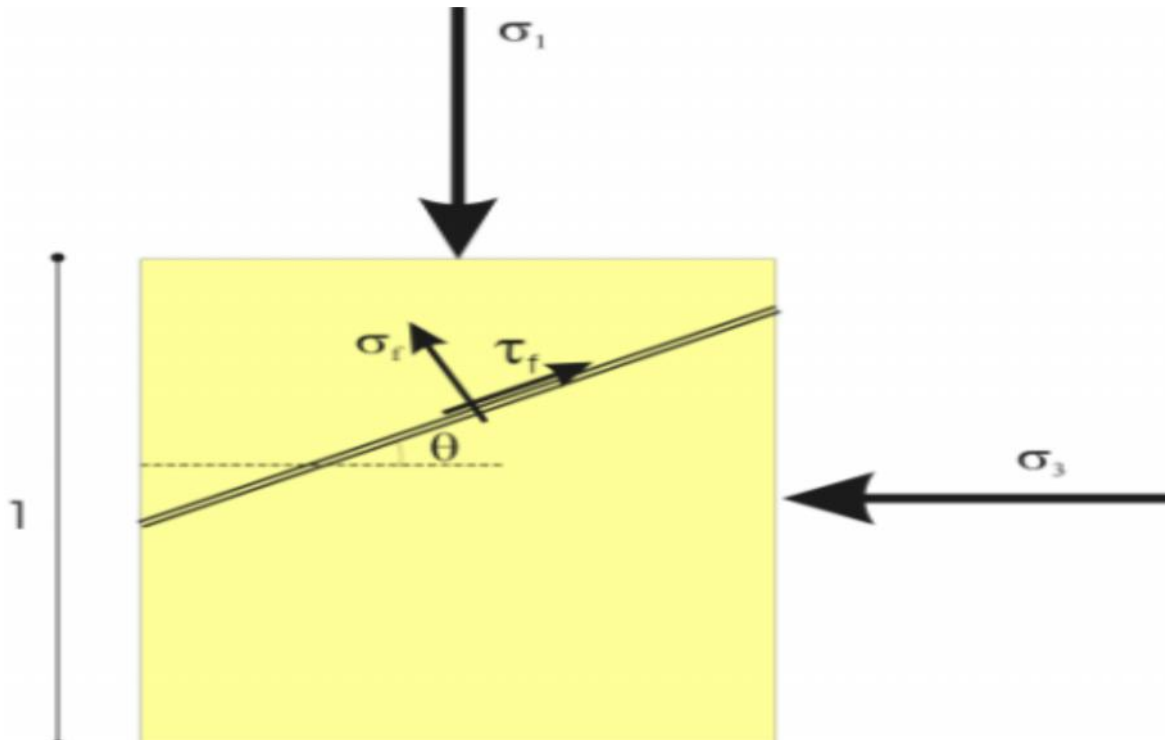


Figure I-7 : Calcul du coefficient de sécurité.

Contrainte tangentielle au plan de rupture :

$$f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \cdot \sin 2\theta \quad (I.5)$$

On définit le facteur de sécurité FS comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la résistance au cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité dispose le terrain sous cette sollicitation (1 ; 2) et en fonction du critère de rupture (c, f).

FS = Résistance au cisaillement disponible / Résistance au cisaillement mobilisée

Donc, on peut écrire:

$$FS = \frac{c + \sigma_f \cdot \tan \varphi}{\tau_f} \quad (I.6)$$

En remplaçant les équations (I.4) et (I.5) dans l'équation (I.6), on trouve:

$$FS = \frac{c + \left(\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta\right) \cdot \tan \varphi}{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \cdot \sin 2\theta} \quad (I.7)$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à $45 + \frac{\varphi}{2}$ par rapport à la direction principale σ_3 . Il est uniquement fonction de l'angle de frottement. Nous pouvons donc calculer la valeur du facteur de sécurité par rapport au plan potentiel de rupture. En remplaçant la valeur de θ par $45 + \frac{\varphi}{2}$ dans la relation (I.8), nous trouvons:

$$FS = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{[c/\tan \varphi + 0.5x(\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5x(\sigma_1 - \sigma_3)x \sin \varphi] \tan \varphi}{0.5x(\sigma_1 - \sigma_3)x \cos \varphi} \quad (I.8)$$

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

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

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

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

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

Tableau I-1 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage [8]

Le coefficient de sécurité est lié à :

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

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

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante :

Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure I-8).

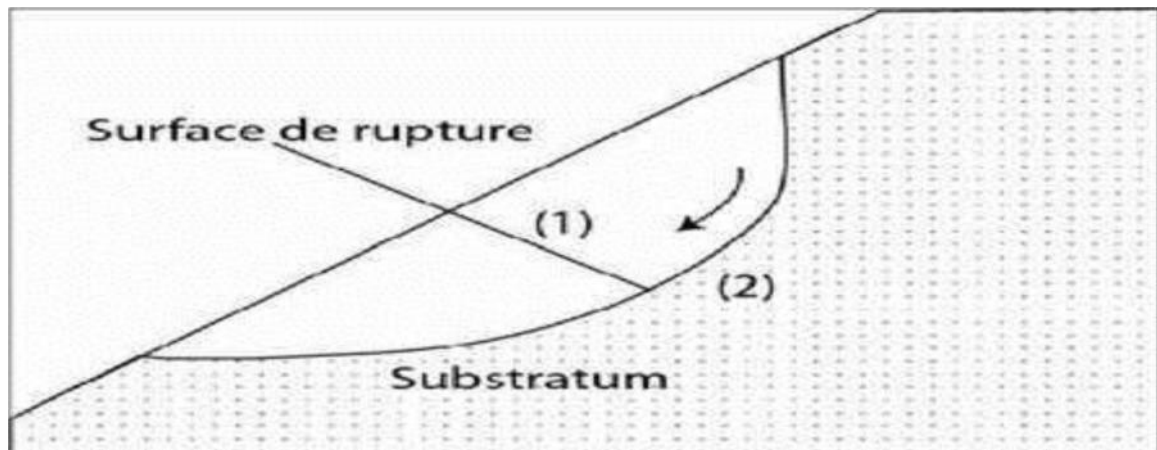


Figure I-8 : Surface de rupture.

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

- Les méthodes classiques basées sur l'équilibre limite et de l'analyse limites La méthode de l'analyse limite (LAM) qui est une approche cinématique faisant pour un champ de vitesses admissible l'équilibre entre les puissances des forces stabilisantes et des forces motrices e;
- Les méthodes de la réduction de la résistance au cisaillement utilisées par les codes utilisant la méthode des éléments finis et des différences finies.

La méthode de la réduction de la résistance au cisaillement (Shear strength reduction method SSR) utilisées avec la technique des éléments finis et celle des différences finies est mise au point pour l'étude de la stabilité des pentes renforcées ou non par pieux.

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

I-3-3-1-1 Principes de la méthode :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- les bords des blocs sont devenus verticaux;
- Le point de passage de la force à la base de la tranche est situé au centre de cette base;
- Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

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

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

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

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

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

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

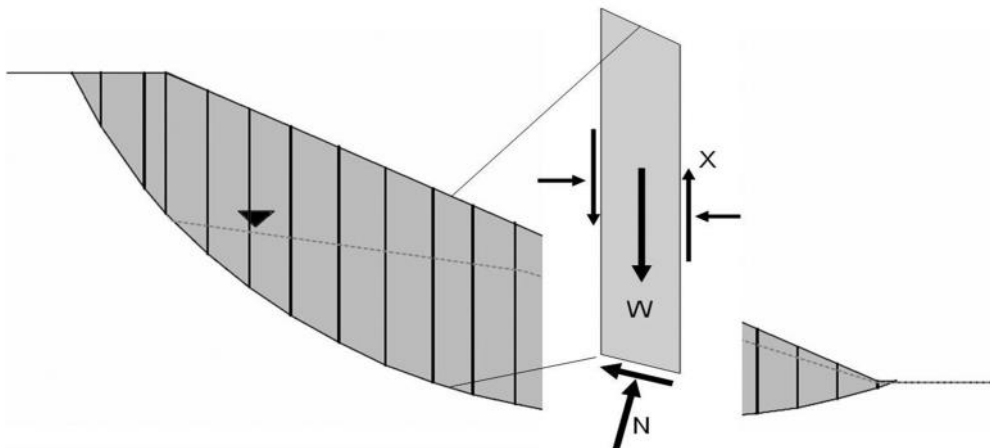


Figure I-9 : Méthode de tranche.

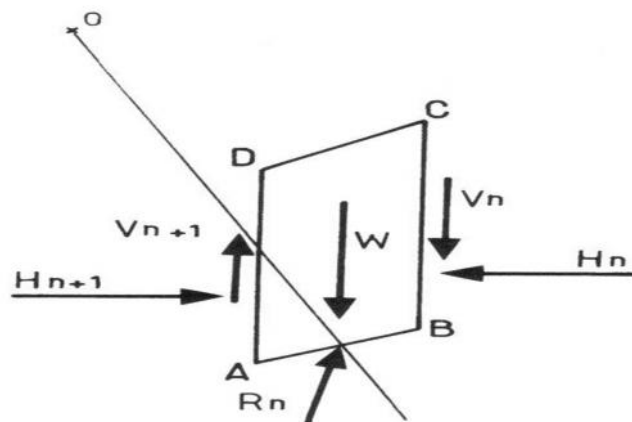


Figure I-10 : Les inconnues d'une méthode des tranches.

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

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

Morgenster n et Price (1965)	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter tranches de cisaillement sont liées aux forces normales par: $\tau = f(x)E$. • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche. 	<ul style="list-style-type: none"> • Moments de n'importe quel point sélectionné. • des forces dans le sens vertical. • des forces dans le sens horizontal. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (ϕ). • Les forces inter tranches horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée). 	<ul style="list-style-type: none"> • précise • applicable à toutes les géométries et types de sol.
	<ul style="list-style-type: none"> • glissement quelconque • les forces entre les tranches sont horizontales. 	<ul style="list-style-type: none"> • des forces dans le sens vertical. • des forces dans le sens horizontal. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. 	

Tableau I-2 : Méthodes d'équilibre limite déférence hypothèses.

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

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

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

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

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

$$F_s = \frac{c}{c_n} = \frac{tg\phi}{tg\phi_m} \quad (1)$$

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

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

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

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

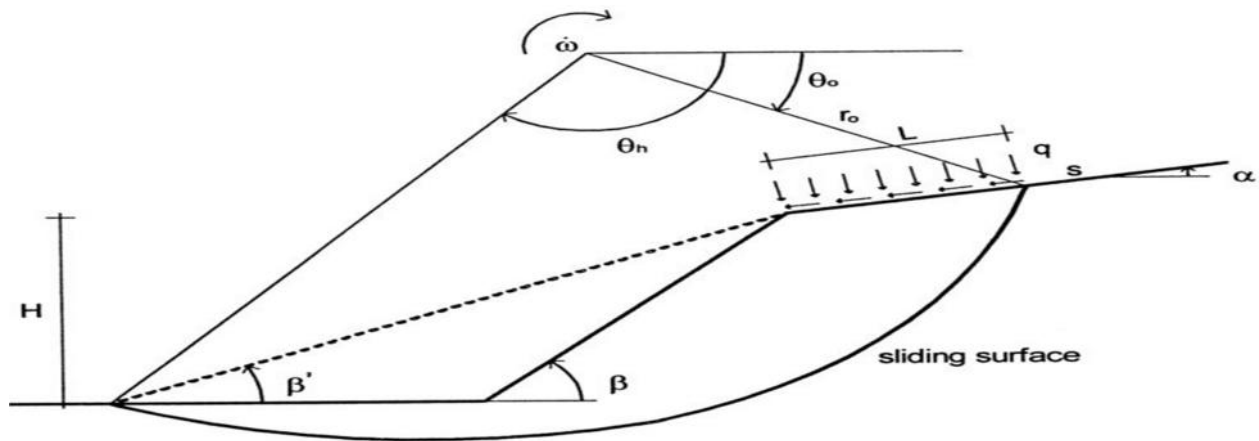


Fig.(I.11) : Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente

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

$$= r^3_0 \dot{\omega} [f1-f2-f3-f4] \quad (3)$$

où γ est le poids unitaire du sol; les fonctions f1-f4 dépendent des angles θ_0 , θ_h , β , et θ_n , et l'angle de frottement de la résistance au cisaillement mobilisée. Les expressions de f1-f4 peuvent être trouvées dans plusieurs ouvrages. Dans la dérivation de l' Eq. (3), il est supposé que la surface de glissement passe au-dessous de la base de la pente (Fig.2). Toutefois, pour le cas dans lequel la surface de glissement passe par le pied de la pente, la même expression pour W: peut être utilisé à condition $f4=0$ et $\theta_n = \theta_0$.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Ou'

$$A = \frac{\sin \beta'}{\sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{tg\varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (8)$$

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

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

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

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

Où la distance L est indiquée dans la figure 2.

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

$$H = \frac{A c}{\gamma 2 \operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{FS}} - 1 - q B \left[\cos(\theta_0 - \alpha) - \frac{B}{2} \right] - s B \sin(\theta_0 + \alpha)}{f1 - f2 - f3 - f4} \right] \quad (12)$$

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

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

I-3-3-2 Analyse limites des pentes avec pieux :

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

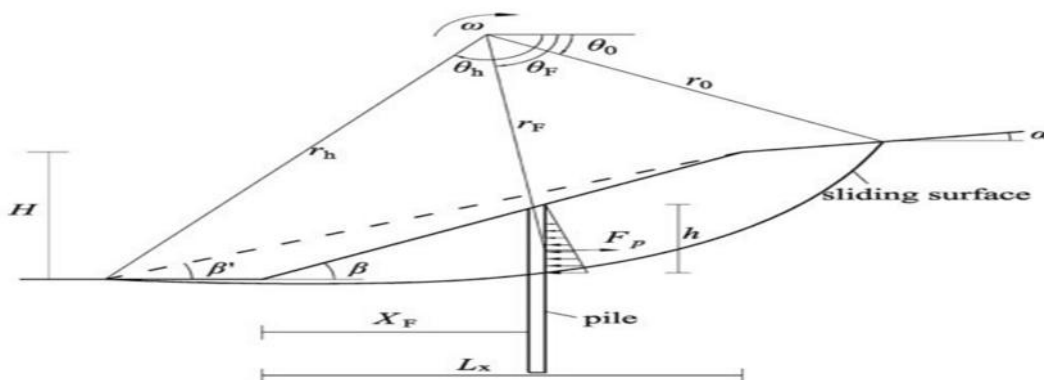


Fig.(I.12) :Mécanisme de rotation de l'effondrement rigide pour une pente renforcée avec une rangée de pieux.

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

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

$$D_1 = Cr_0 2 w f 5 \quad (1)$$

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

$$D_2 = F_p \sin \theta f r f \omega \quad (2)$$

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

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

L'équation (3) donne la force par unité de largeur de sol que doit être fourni par une rangée de pieux pour atteindre la valeur du facteur de sécurité de la pente. Dans l'équation. (3), F_1 - f_5 sont fonctions de F , les propriétés du sol et la géométrie de la pente. Pour toute surface de rupture connu, le seules inconnues sont F_p et F . Si F_p est connu, le facteur de sécurité peut être obtenu. En considérant toutes les surfaces de glissement possibles, un facteur de sécurité minimum de la pente peut être trouvé.

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

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

Où D_1 = centre-à-centre espacement entre les pieux

D2 = ouverture entre les piles,

D1-D2 = diamètre du pieu,

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

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

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

Comme la valeur de F_p est en relation avec la longueur des pieux entre la surface de rupture et la surface du sol, à chaque fois qu'une nouvelle surface est sélectionnée, la valeur de la force F_p est calculée en fonction de la surface de rupture. Cette force est alors utilisée dans l'équation. (3) afin de déterminer une nouvelle sécurité facteur [5].

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

Les avantages :

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

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

Les inconvénients :

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

I-3-3-4 Méthode de réduction de la résistance au cisaillement du sol :**I-3-3-4-1 Principe de la méthode :**

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

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

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

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

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

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

$$c'_f = c' / SRF$$

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

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

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

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

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

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

Les inconvénients :

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

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

I-4 Techniques de confortement des pentes :

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

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

Il faut, de plus, assurer la pérennité de l'état de surface du talus et le préserver de l'érosion en le protégeant par une végétation appropriée. Les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement pour un glissement de terrain peuvent être trouvés dans le Guide technique écrit par SEVE et POUGET, 1998.

I-4-1 Action sur la géométrie :

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

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

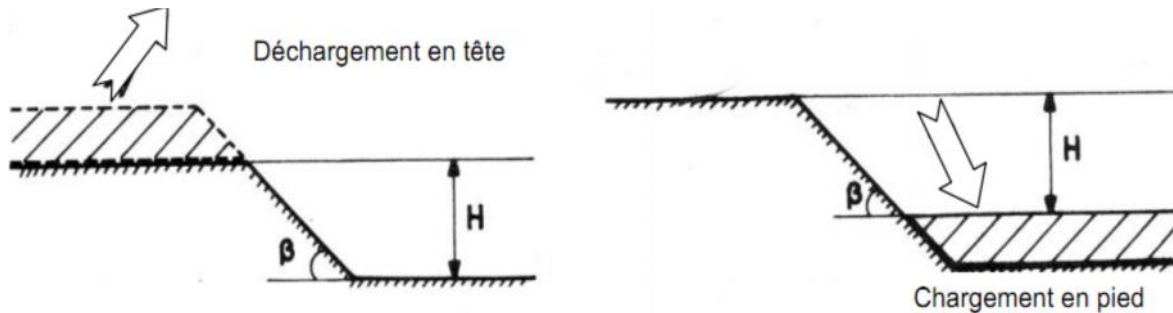


Figure I-13 : Diminution de la hauteur d'un talus de déblai.

Si l'on ne peut modifier la hauteur du talus, on peut alors essayer d'en abaisser la pente β par reprofilage (Figure I.13). Le coefficient de sécurité est pratiquement linéairement décroissant en fonction de $\tan \beta$. Cette solution, très efficace, a cependant le double inconvénient :

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

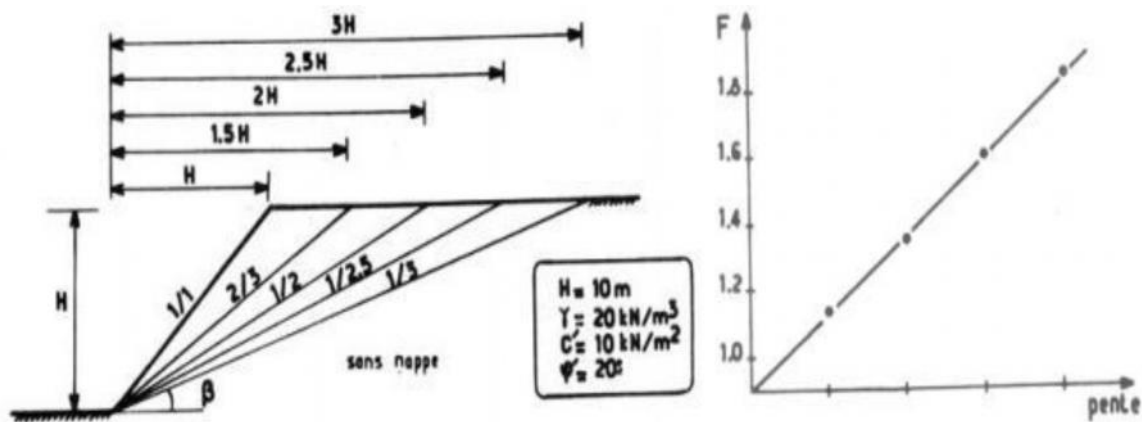


Figure I-14 : Incidence de la pente sur le coefficient de sécurité

I-4-2 Action sur le régime hydraulique :

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

➤ Masque drainant :

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

➤ **Tranchées drainantes longitudinales :**

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

➤ **Éperons drainants :**

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

➤ **Drains subhorizontaux :**

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

➤ **Puits drainants :**

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

I-4-3 Action mécanique :

Elle est de plusieurs types :

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

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

➤ **Soutènement** en pied du talus, soit par un mur classique en béton armé, soit par un mur cellulaire de type Gabions, Peller, Armco, etc., soit par un mur en terre armée, soit par un rideau (palplanches, parois moulées). La réalisation d'un soutènement, quel qu'il soit, hormis les rideaux, nécessite un surcroît de terrassement, à l'arrière du mur, pouvant poser des problèmes d'emprise et de stabilité à court terme.

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

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

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisée.

I-4-3-1 Clouage :

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

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite Pq_s où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

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

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

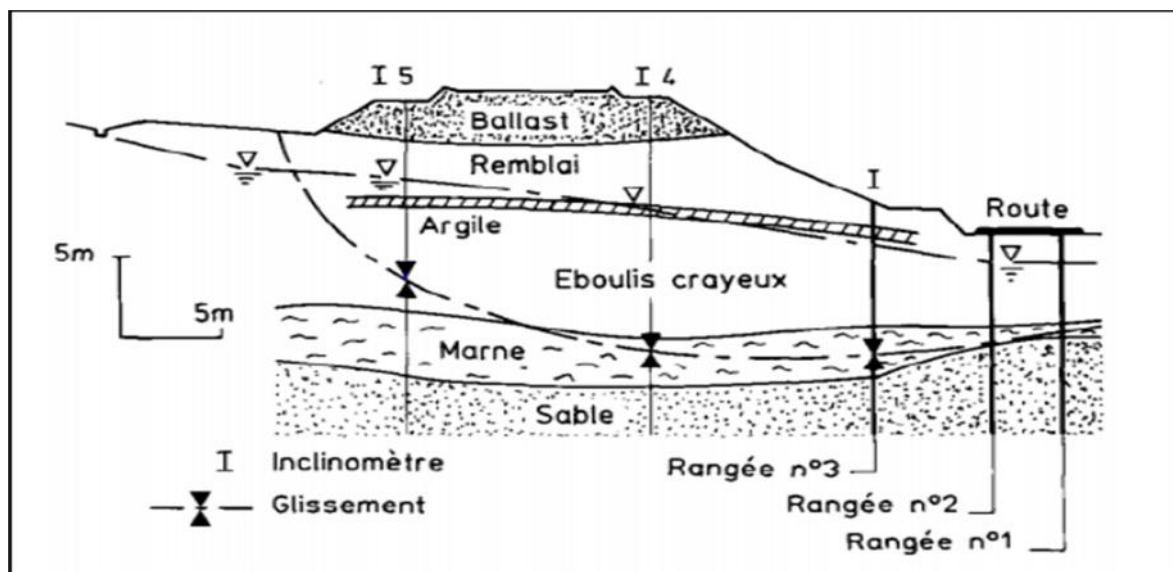


Figure I-15 : Stabilisation par clouage du glissement de « la Membrolle » (d'après Cartier et Gigan, 1983)

I-4-3-2 Pieux et barrettes :

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

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

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol);
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite p_l mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2.

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

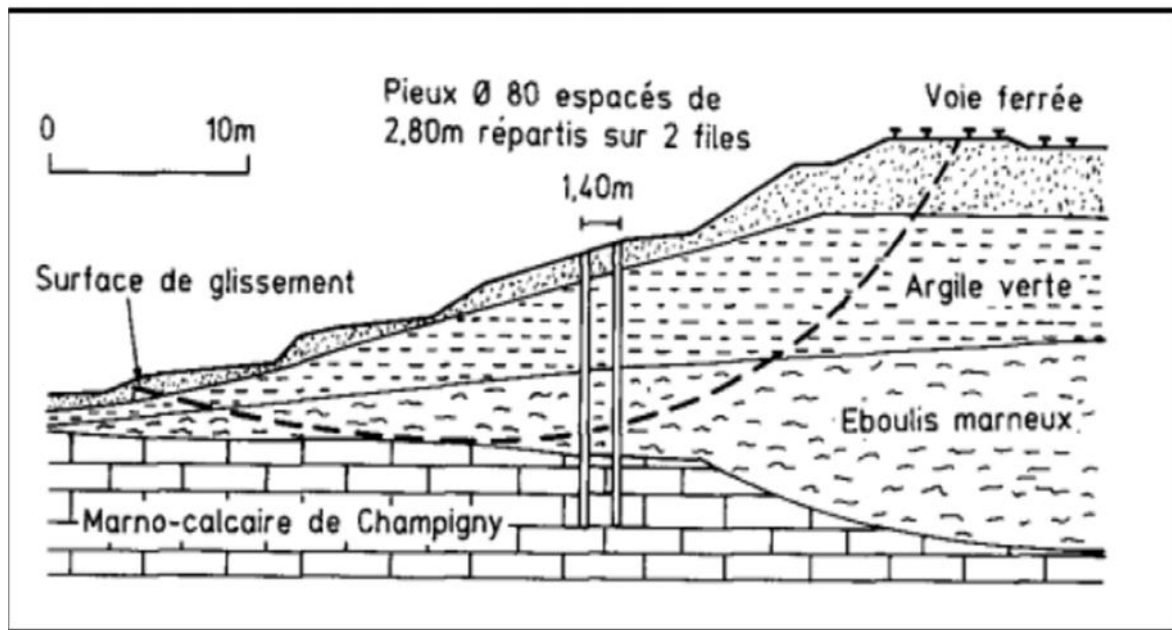


Figure I-16 : Profil du versant de Boussy-Saint-Antoine.

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

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

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

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

Pour ces méthodes le coefficient de sécurité du talus renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable. Le moment de résistance se compose de deux composantes : le moment dû à la résistance du sol au cisaillement le long de la surface de glissement et le moment fourni par la force de réaction des pieux. Le moment moteur et le moment de la résistance du sol au cisaillement ont été obtenus par la méthode simple des tranches. Pour calculer le moment résistant dû aux pieux, l'utilisation des poutres sur appuis élastiques et d'autres formulations ont été utilisées.

En utilisant l'approche du cercle de glissement de la méthode de Bishop simplifiée, Ito et Al. (1965) ont déterminé que les pieux placés au milieu de la pente pouvaient fournir la force de cisaillement requise maximale sans prise en considération de l'interaction sol-pieu Ito et Matsui (1975) ont supposé pour étudier le problème de la stabilisation des pentes par une rangée de pieux que le sol entre pieux se comporte comme un bloc rigide à la rupture par cisaillement et

ont proposé une formulation théorique d'évaluation de la force latérale s'exerçant sur le pieu. La grandeur de cette force est liée au mouvement du sol entourant le pieu. La formulation présentée par Ito et Matsui (1975) estime la valeur de la force latérale à l'état initial du mouvement de glissement de terrain, et cette valeur est inférieure à la force à l'état limite ultime du mouvement de glissement de terrain.

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

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

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

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

Hassiotis et al. (1997) ont utilisé l'approche d'Ito pour analyser les pentes renforcées par une rangée de pieux, ils ont conclu que l'emplacement approprié du pieu est dans la moitié supérieure de la pente, et que lorsque la pente est plus raide, les pieux doivent être placés plus près de la crête.

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

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

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

I-5-2 Les Etudes par les méthodes numériques

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

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

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

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

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

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

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

Won et al. (2005) ont analysé le même modèle de pente comme Cai et Ugai (2000) par un modèle à trois dimensions par le code de différence finie FLAC3D utilisant la méthode de réduction de la résistance au cisaillement. Dans l'analyse de pente renforcée pieux par Gagné et al. Et Cai et Ugai, l'emplacement de la surface de glissement critique a été déterminé par la force de cisaillement maximale dans le pieu de sorte que la surface de glissement critique très profonde a été déterminé alors que la maximum déformation de cisaillement.

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

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

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

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

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

La comparaison des valeurs de FS de la méthode de l'analyse limite à ceux obtenus par d'autres auteurs utilisant de différentes méthodes sont rapportés par Ausilio dans le tableau I-3 ci-dessous

β (ratio)	c (kPa)	φ (degree)	FS analytical method	FS local FS method	FS Bishop's method	FS Eq. (13)
1:1	25	20	1.81	1.87	1.74	1.73
1:1	20	20	1.60	1.68	1.50	1.51
1:1	15	20	1.39	1.46	1.29	1.28
1:1	10	20	1.17	1.00	1.05	1.04
1:1	30	15	1.81	1.85	1.75	1.76
1:1	25	15	1.60	1.65	1.53	1.55
1:1	20	15	1.40	1.45	1.32	1.34
1:1	15	15	1.19	1.24	1.11	1.12
1:1	10	15	0.98	1.00	0.89	0.89
1:1	25	10	1.40	1.42	1.35	1.38
1:1	20	10	1.20	1.23	1.15	1.17
1:1	15	10	1.00	1.00	0.97	0.96
2:1	20	20	2.01	2.05	2.09	2.07
2:1	15	20	1.76	1.85	1.82	1.81
2:1	10	20	1.51	1.60	1.54	1.53
2:1	5	20	1.24	1.23	1.21	1.21
2:1	25	15	1.98	1.87	2.05	2.05
2:1	20	15	1.74	1.72	1.78	1.79
2:1	15	15	1.49	1.54	1.53	1.54
2:1	10	15	1.25	1.29	1.29	1.27
2:1	5	15	0.99	1.00	0.99	0.98
2:1	15	10	1.23	1.19	1.27	1.27
2:1	10	10	0.99	1.00	1.03	1.02

Tableau I.3: Comparaison du facteur de sécurité de pente calculée en utilisant des méthodes différentes.

I-5-4 Travaux utilisant la comparaison de différentes méthodes :

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

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

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

Les divergences constatés sont en raison du fait que la force fournie par les pieux était considéré de différentes manières et en tenant compte ou non de l'interaction sol-pieu.[5]

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

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

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

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

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

I-6 Conclusion :

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

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

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

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

Chapitre II

Présentation De La Proposition Et Evaluation Des Caractéristiques Du Sol Equivalent

Chapitre II : Présentation de la proposition et évaluation des caractéristiques du sol équivalent

II-1 Introduction :

Plusieurs études et recherches ont été effectuées pour estimer l'apport des pieux inclus dans le sol à la stabilité des pentes. Une grande partie de ces méthodes présente l'effort résistant au glissement comme étant la somme de l'effort résistant du sol et l'effort pris par le pieu.

Dans la plupart de ces méthodes, une solution théorique pour les pieux considérés comme passifs a été obtenue soit par la résolution du problème d'un seul pieu ou en analysant un groupe de pieux comme supposé travaillant comme mur de soutènement.

La proposition de Winter et al (1983) considère la solution des pieux placés dans un rangé et prend en compte l'espacement entre les pieux. Cependant, cette méthode ne peut être utilisée dans les pentes purement cohésives subissant un fluage.

Une méthode théorique a été proposée par Ito et Matsui (1975) pour analyser le mécanisme des forces latérales agissant sur la stabilisation des pieux lorsque le terrain est forcé de glisser entre les pieux de croissance

L'idée discutée dans ce chapitre est d'exploiter les résultats de cette dernière méthode pour remplacer le système sol-pieu par un système sol seul ayant de nouvelles caractéristiques mécaniques donnant une résistance vis-à-vis du glissement, équivalente à celle du système sol pieu.

II-2 Evaluation de la charge prise par les pieux selon la théorie de la déformation plastique d'Ito- Matsui:

Dans cette analyse, l'état plastique qui satisfait au critère d'écoulement de Mohr Coulomb est supposé se produire dans le sol juste autour des pieux. La méthode a été développée spécifiquement pour le calcul des pressions qui agissent sur des pieux passifs placés dans un rangé.

Les hypothèses de la théorie de la déformation plastique de la matière sont données dans le paragraphe suivant. Ensuite, un développement des expressions donnant la charge appliquée au pieu à une profondeur donnée est présenté suivi de son application aux pieux utilisés dans la stabilisation des pentes.

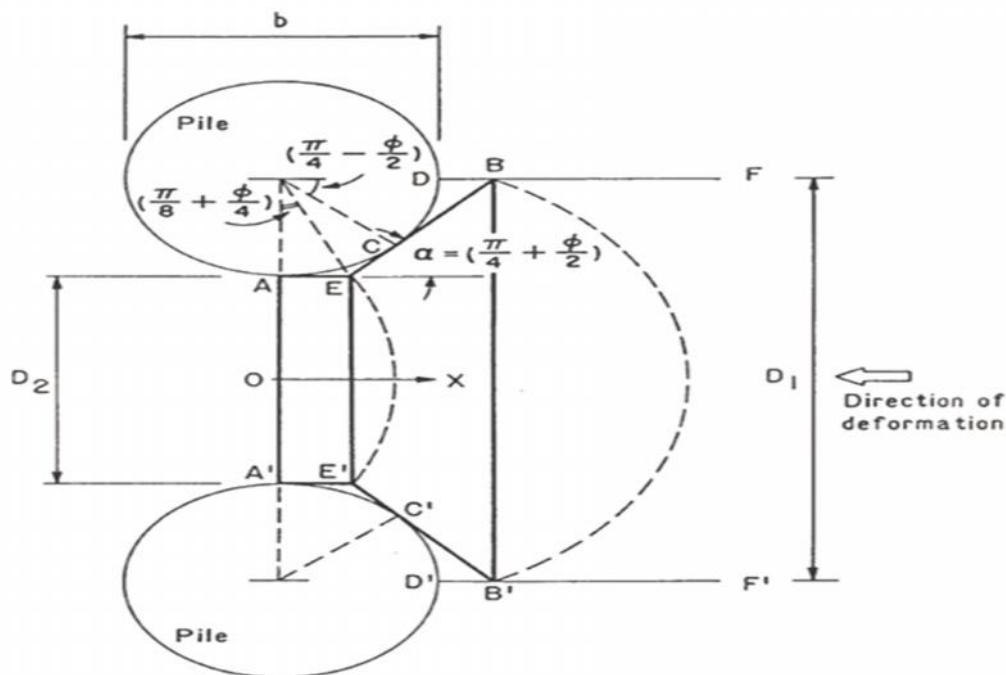


Figure II-1: Déformation d'un sol plastique autour de pieux stables (Ito et Matsui, 1975).

II-2-1 Hypothèses :

On suppose que les pieux soumis à une déformation plastique du sol, comme un glissement de terrain, peuvent empêcher une nouvelle déformation plastique. Afin de concevoir les pieux, les forces latérales doivent être estimées aussi précisément que possible.

Cependant, ces forces sont fonction du mouvement, et varient de zéro dans le cas où aucun mouvement n'est possible à une valeur finale, en cas de grand mouvement.

Ito et Matsui (1975) ont développé la théorie de la déformation plastique afin d'estimer une valeur de la force latérale entre ces deux extrêmes, en supposant qu'aucune réduction de la résistance au cisaillement le long de la surface du glissement en raison du ramollissement provoqué par le mouvement du glissement de terrain n'a eu lieu.

Pour cette raison, seul le sol autour des pieux (figure 1) est supposé être dans un état d'équilibre plastique, satisfaisant le critère d'écoulement plastique de Mohr-Coulomb. Par conséquent, la force latérale agissant sur les pieux peut être estimée quel que soit l'état d'équilibre de la pente.

La théorie de la déformation plastique est basée sur l'hypothèse suivante:

- 1) Lorsque la couche de sol se déforme, deux surfaces de glissement, AEB et A'E'B', se produisent, faisant un angle de $(\phi/4 + \alpha/2)$ avec l'axe des x (figure 1);
- 2) Le sol est dans un état d'équilibre plastique dans la zone AEBB'E'A' lorsque le critère de rupture de Mohr-Coulomb est appliqué.
- 3) La pression de la terre active agit sur le plan AA'.
- 4) les conditions de déformation planes sont vérifiées et sont en rapport avec la profondeur.
- 5) Les pieux sont des éléments rigides.
- 6) Les forces de frottement sur les surfaces AEB et A'E'B' sont négligeables lorsque la répartition des contraintes dans le AEB'A du sol est considérée.

La dernière hypothèse a été un point de controverse dans le passé, car il semble indiquer que les contraintes agissant sur les surfaces AEB et A'E'B' sont des contraintes principales. Cependant, cela est faux (Ito et Matsui, 1978) ; Considérons deux petits éléments dans la région plastique (Figure 2), élément 1 dans le centre de cette région, et l'élément 2 sur le bord.

Les contraintes indiquées dans l'élément 1, σ_{x1} et $\sigma_{\alpha 1}$, sont des contraintes principales, et les cercles de Mohr pour ces éléments sont représentés sur les figures 3a et 3b pour les sols purement cohésifs et cohésives, respectivement.

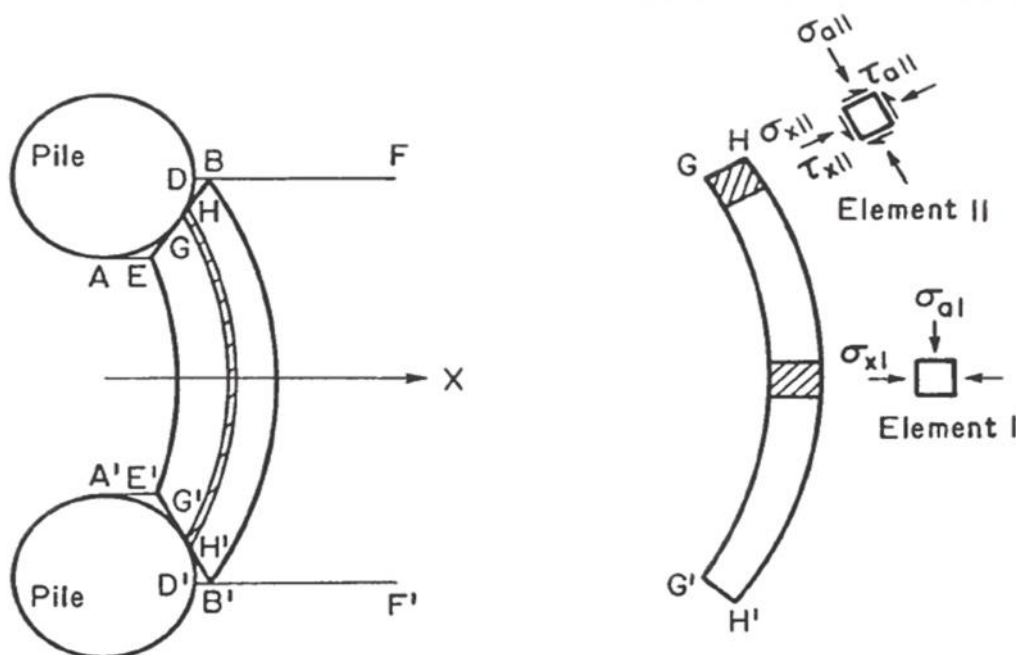
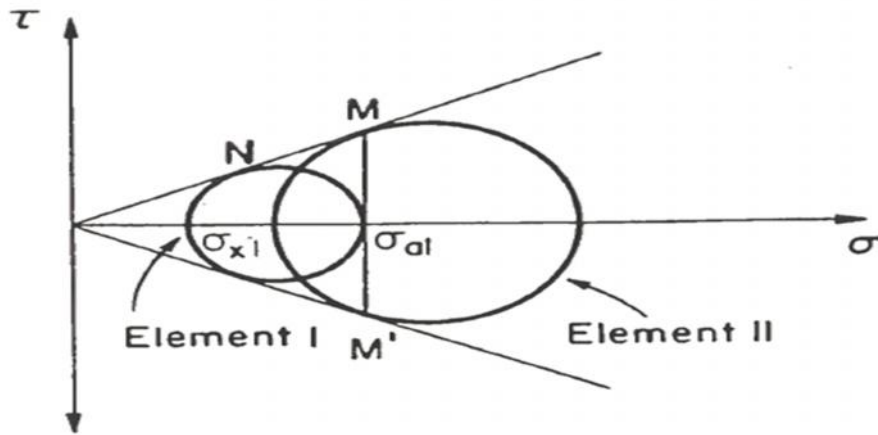
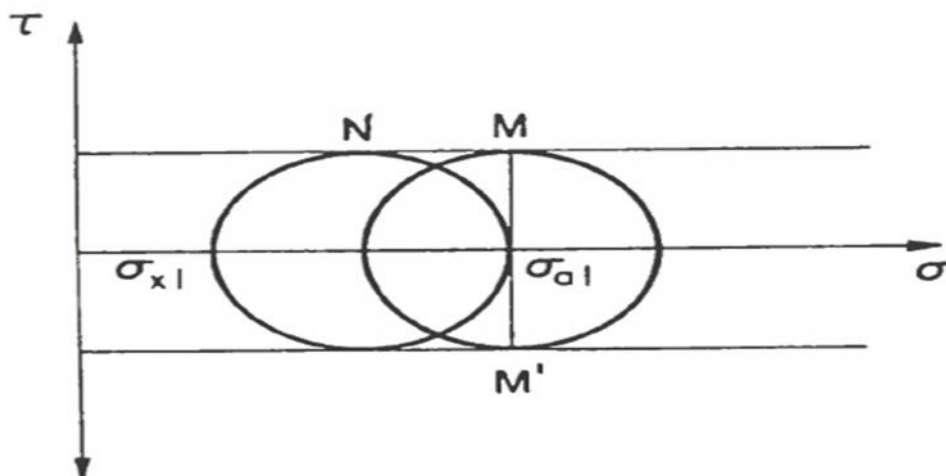


Figure II-2 : Contraintes agissantes sur les éléments d'un sol déformé plastiquement (Ito et Matsui, 1975)



(a) sol pulvérulent



(b) Sol Frictionnels

Figure II-3 : Cercles Mohr d'éléments déformés plastiquement dans le sol (Ito et Matsui, 1975)

Il est constaté que les cercles Mohr se déplacent vers la droite lorsque les différents éléments pris en considération, avancent du centre vers le bord de la surface $GHH'G$ (figure 3, point N se déplace le long de l'enveloppe de rupture au point M). Cependant, il serait difficile d'analyser une telle répartition complexe des contraintes.

Par souci de simplification, chaque point sur la zone GHH'G, à l'exception des plans GH et G'H', est supposé être sous les mêmes contraintes que l'élément 1.

Pour les plans GH et G'H', il est supposé que la contrainte normale agissant sur l'élément 2, σ_2 , est égale à la contrainte normale agissant sur l'élément 1, σ_1 (figure 3).

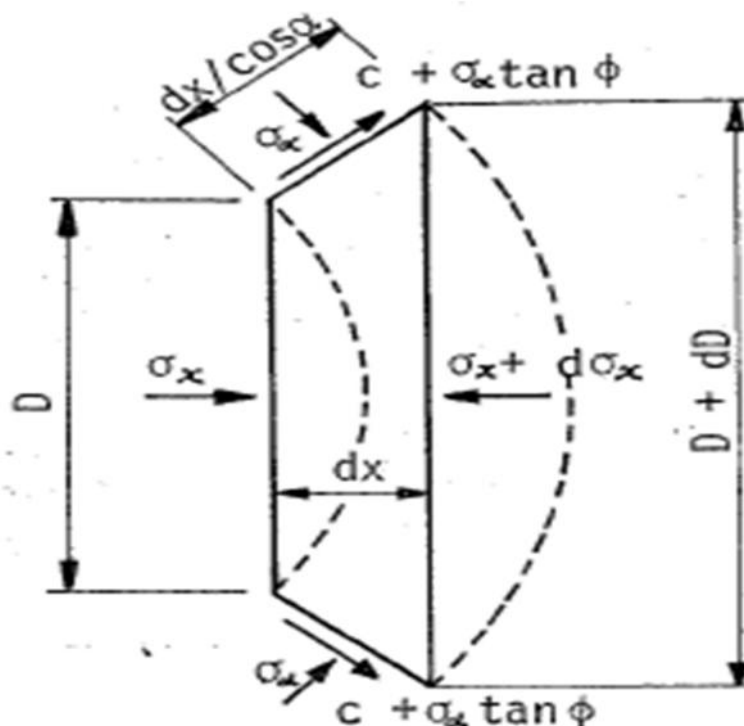
Il est clair que l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes pour AEBB'E'A » ne tient pas compte des plans EB et E'B' entre plans principaux.

Les contraintes agissant sur ces plans sont représentées par le point M et M', et sont pris en compte dans les équations d'équilibre écrites pour la zone GHH'G' (équation 3-2 ci-dessous).

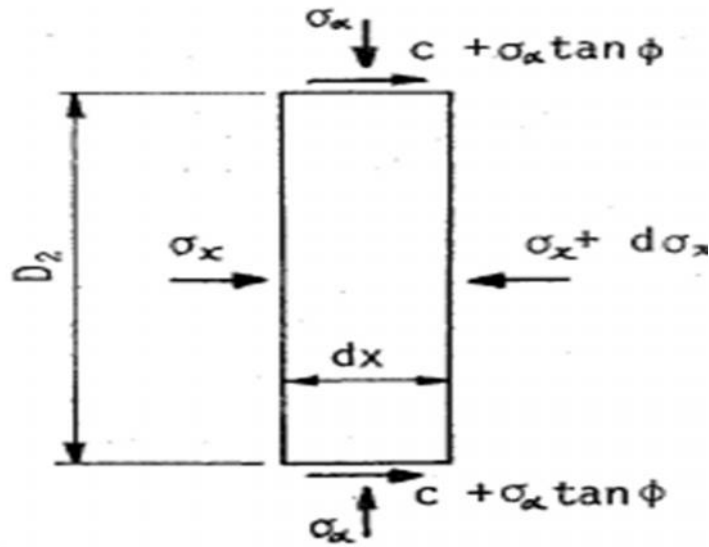
II-2-2 Dérivation:

Les étapes successives nécessaires pour calculer la force agissant par unité de profondeur de pieu sont présentées ci-après. L'expression de cette force est donnée pour un sol quelconque de caractéristiques C et ϕ , pour un sol purement cohérent de cohésion C et pour un sol frottant d'angle de frottement ϕ . L'équilibre de l'élément différentiel GHH'G' entouré par des traits pleins sur la figure 4a est considérée.

La somme des forces dans la direction x donne:



(a)



(b)

Figure II-4 : Les contraintes exercées sur les éléments de terres déformés plastiquement.

$$-Dd\sigma_x - \sigma_x dD + 2dX \left\{ \sigma_x \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + \sigma_a \tan \phi + c \right\} = 0 \dots (3 - 2)$$

Comme il est supposé que a_2 est approximativement égale à a_1 , alors a_2 correspond à une contrainte principale σ_x selon l'hypothèse 6.

Selon le critère d'écoulement de Mohr Coulomb, la rupture se produit lorsque les contraintes satisfont l'équation:

$$\sigma_a = \sigma_x N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \dots \dots \dots (3 - 3)$$

Où

$$N_\phi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \dots \dots \dots (3 - 4)$$

De la géométrie, on a :

$$dX = \frac{d \left(\frac{D}{2} \right)}{\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \dots \dots \dots (3 - 5)$$

La substitution des équations (3-3) et (3-5) dans (3-2) donne:

$$Dd\sigma_x = dD \left\{ (N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1) \sigma_x + c(2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}) \right\} \dots \dots \dots (3 - 6)$$

L'intégration de l'équation ci-dessus donne l'état de contrainte dans la zone EBB'E' :

$$\sigma_x = \frac{(c_1 D)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)} - c \left(2 \tan \phi + 2 N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2} \right)}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} \dots \dots (3 - 7)$$

Où C1 est une constante d'intégration.

De même, l'équilibre de l'élément différentiel représenté sur la figure 4b donnera l'état de contrainte dans la zone AEE'A' (figure 1). Sommant toutes les forces dans la direction x :

$$D_2 d\sigma_x = 2(\sigma_a \tan \phi + c) dx \dots \dots \dots (3 - 8)$$

Substituant l'équation (3-3) dans l'équation (3-8) et l'intégrant cette dernière:

$$\sigma_x = \frac{C_2 \exp\left(\frac{2N_\phi \tan \phi}{D_2} X\right) - c \left(2N_\phi^{1/2} \tan \phi + 1 \right)}{N_\phi \tan \phi} \dots \dots (3 - 9)$$

Où C2 est une constante d'intégration. Enfin, l'hypothèse 3 donne la contrainte normale sur plan AA'(x = 0):

$$|\sigma_x|_{x=0} = \gamma \bar{z} N_\phi^{-1} - 2c N_\phi^{-1/2} \dots \dots \dots (3 - 10)$$

Où \bar{z} est la profondeur depuis la surface du sol et γ est le poids unitaire du sol. Reconnaisant que le plan AA' est le plan x = 0, l'équation (3-10) peut être considéré comme une condition aux limites. La constante C2 est obtenue par l'introduction de cette condition limite dans l'équation (3-9):

$$C_2 = \gamma \bar{z} \tan \phi + c \dots \dots \dots (3 - 11)$$

La contrainte normale agissant sur plan EE' est déterminé en utilisant l'équation (3-9) et (3-11) à la distance x = AE.

De la géométrie.

$$AE = \{(D_1 - D_2)/2\} \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right) \dots \dots (3 - 12)$$

Puis,

$$|\sigma_x|_{x=AE} = \frac{1}{N_\phi \tan \phi} \left\{ (\gamma \bar{z} \tan \phi + c) \exp\left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right)\right) - c \left(2N_\phi^{1/2} \tan \phi + 1 \right) \right\} \dots \dots (3 - 13)$$

La constante C_1 est obtenue en considérant l'équation (3-13) comme une condition aux limites et sa substitution dans l'équation (3-7).

$$(c_1 D_2) \left(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1 \right) \frac{\left(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1 \right)}{N_\phi \tan \phi} \left\{ (\gamma \bar{z} \tan \phi + c) \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} \right) N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) - c \left(2 N_\phi^{1/2} \right) \tan \phi + 1 \right\} + c \left(2 \tan \phi + 2 N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2} \right) \dots (3-14)$$

La force latérale par unité d'épaisseur de la couche agissant sur le plan BB' dans la direction x est obtenue en substituant la valeur ci-dessous dans l'équation (3-7):

$$P_{BB'} = D_1 (\sigma_x)_{D=D_1} = A \left[\frac{1}{N_\phi \tan \phi} \left\{ (\gamma \bar{z} \tan \phi + c) \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} \right) N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) - c \left(2 N_\phi^{1/2} \tan \phi + 1 \right) \right\} + c \frac{2 \tan \phi + 2 N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} \right] - c * D_1 \frac{2 \tan \phi + 2 N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1}$$

Où

$$A = D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{\left(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1 \right)} \dots \dots \dots (3-15)$$

La force latérale F agissant sur le pieu par unité d'épaisseur de la couche est la différence entre les forces agissant sur les plans BB' et AA' (Equation (3-10) et Equation (3-15)):

$$\begin{aligned}
 q &= P_{BB'} - D_2(\sigma_x)_{x=0} \\
 &= A c \left[\frac{1}{N_\phi \tan \phi} \left\{ \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - 2N_\phi^{1/2} \tan \phi - 1 \right\} \right. \\
 &\quad \left. + \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} \right] - c \left\{ D_1 \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} - 2D_2 N_\phi^{-1/2} \right\} \\
 &\quad + \frac{\gamma \bar{z}}{N_\phi} \left\{ A \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \dots \dots \dots (3 - 16)
 \end{aligned}$$

Pour un sol purement cohérent, l'angle de frottement l'intérieur est égal à zéro et plusieurs des équations ci-dessus sont modifié, l'équation (3-5) devient:

$$\frac{dD}{D} = \frac{d\sigma_x}{3c} \dots \dots \dots (3 - 18)$$

L'état de stress dans EBB'E 'est obtenue en intégrant l'équation suivante:

$$\sigma_x = 3c \text{Log } D + C_3 \dots \dots \dots (3 - 19)$$

Où C₃ est une constante d'intégration, après son remplacement par L'équation (3.3) dans l'équation (8.3) les éléments suivants expression est obtenu:

$$\frac{d\sigma_x}{c} = \frac{2}{D_2} dX \dots \dots \dots (3 - 20)$$

L'intégration de l'équation ci-dessus donne l'état de contrainte à AEE'A'

$$\sigma_x = \frac{2c}{D_2} X + C_4 \dots \dots \dots (3 - 21)$$

Où C₄ est la constante d'intégration.

À partir d'hypothèse 3 l'état de contrainte dans le plan AA est:

$$|\sigma_x|_{x=0} = \gamma \bar{z} - 2c \dots \dots \dots (3 - 22)$$

Si l'équation (3-22) est considérée comme une condition aux limites, la substitution dans l'expression ci-dessus donne la suivante pour C₄

$$C_4 = \gamma \bar{z} - 2c \dots \dots \dots (3 - 23)$$

Ensuite, la contrainte normale agissant sur plan EE 'est:

$$|\sigma_x|_x = \{(D_1 - D_2)/2\} \tan(\pi/8) = c \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} - 2 \right) + \gamma \bar{z} \dots \dots (3 - 24)$$

Compte tenu de l'équation (3-24) comme une condition limite, C₃ est obtenue comme suit:

$$C_3 = c \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} - 3 \text{Log} D_2 - 2 \right) + \gamma \bar{z} \dots \dots (3 - 25)$$

En utilisant les équations (3-25) et (3-19), la force latérale, P_{BB'}, sur le plan BB ' est:

$$P_{BB'} = D_1 \{\sigma_x\}_{D=D_1} = D_1 \left\{ c \left(3 \text{Log} \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} - 2 \right) + \gamma \bar{z} \right\} \dots \dots (3 - 26)$$

Par conséquent, pour les sols cohésifs, la force latérale q par unité épaisseur de la couche est la suivante:

$$\begin{aligned} q &= P_{BB'} - D_2 (\sigma_x)_{x=0} \\ &= c \left\{ D_1 \left(3 \text{Log} \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right\} \\ &\quad + \gamma \bar{z} (D_1 - D_2) \dots \dots \dots (3 - 27) \end{aligned}$$

La force latérale totale F agissant sur les pieux de stabilisation à une profondeur donnée, est obtenue en intégrant les équations (3-16), (3-17) et (3-27 pour c - , , et C des matériaux, respectivement.

II-3 Présentation et développement de l'idée du sol équivalent :

Dans ce qui suit nous allons exploiter les résultats de Ito et Matsui qui ont développé une expression permettant le calcul de la charge transmise au pieu lors d'un glissement.

On va chercher à remplacer le système sol+ pieu par un système constitué de sol seul avec de nouvelles caractéristiques et qui offre la même stabilité à la pente.

Au lieu d'un sol de caractéristique C avec un pieu de diamètre D on cherche un sol qui donne la même stabilité avec des caractéristique C'

Comme la zone d'influence de chaque pieu ne dépasse pas 5D (Reese & Van Impe, 2001), la longueur du modèle peut être limitée à 10D. Afin de modéliser une tranche de sol représentatif, la largeur du modèle a été prise égale à l'espacement D1 entre axes des pieux.

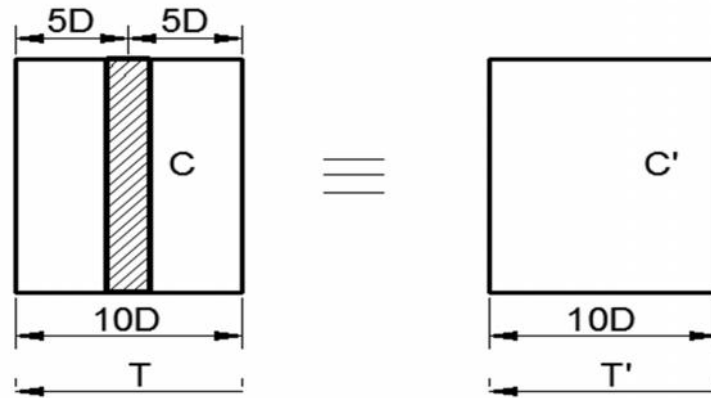


Figure II-5 : Zone d'influence de chaque pieu sur le sol.

Le principe proposé est de composer l'effort de cisaillement résistant T à une profondeur Z du système sol pieu et l'effort de cisaillement résistant de sol équivalent T'

La résistance du système sol pieux T_{s-p} est la somme de la résistance du sol T_1 et la résistance offerte par le pieu T_2

La résistance au cisaillement du sol est $\tau = C$, donc l'effort de cisaillement résistant offert par le sol seul $T_1 = C.S = C \left(10nD^2 - \frac{\pi D^2}{4} \right)$

L'effort de cisaillement résistant offert par le pieu seul $T_2 = \int_0^Z q dz$

$$T_{s-p} = T_1 + T_2$$

Si on pose $D_1 = nD$, $D_2 = D_1 - D = (n - 1)D$

$$q = C \left[nD \left(3 \log \frac{n}{n-1} + \frac{1}{n-1} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2D \right] + \gamma Z D$$

$$q = CD \left[n \left(3 \log \frac{n}{n-1} + \frac{1}{n-1} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2 + \frac{\gamma Z}{C} \right]$$

Avec un sol équivalent de caractéristique C' , l'effort de cisaillement résistant $T' = C'.10D \times nD = 10nD^2C'$

Pour le sol initial renforcé, l'effort de cisaillement résistant $T = T_1 + T_2$

$$T_1 = C \left(10nD^2 - \frac{\pi D^2}{4} \right) = 10nD^2C \left(1 - \frac{\pi}{40n} \right),$$

$$T_2 = \int_0^z qdz = CDZ \left[n \left(3 \log \frac{n}{n-1} + \frac{1}{n-1} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2 + \frac{\gamma Z}{2C} \right]$$

$$= 10nDCZ \left[\frac{1}{10D} \left(3 \log \frac{n}{n-1} + \frac{1}{n-1} \tan \frac{\pi}{8} \right) - \frac{2}{10nD} + \frac{\gamma Z}{20nDC} \right]$$

L'équivalence => $T' = T_1 + T_2$

$$C' = C \left[\left(1 - \frac{\pi}{40n} \right) + Z \left[\frac{1}{10D} \left(3 \log \frac{n}{n-1} + \frac{1}{n-1} \tan \frac{\pi}{8} \right) - \frac{2}{10nD} + \frac{\gamma Z}{20nDC} \right] \right]$$

D: Diamètre.

D₁ : Espacement des pieux (distance entre axe des pieux).

D₂ : L'espace entre surface externe des pieux.

Comme on le peut remarquer la cohésion C' du sol équivalent dépend de la profondeur z, la procédure qu'on propose est de diviser la partie de longueur 10D de la pente entourant le pieu en de sous couches et de calculer pour chaque couche C'.

Pour faciliter ce calcul et pour choisir les épaisseurs des couches on à développer le petit programme en Matlab suivant :

```
function cc(f)
[d, gama,c, n ,z]= feval(str2func(f));
a1=1-(pi/(40*n));
a2=(1/(10*d))*(3*log(n/(n-1))+(1/(n-1))*tan(pi/8));
a3=2/(10*n*d);
a4=(gama*z)/(20*n*d*c);
cp1=(a1+z*(a2-a3));
cp2=z.*a4;
cp=c*(cp1+cp2);
display(cp);
```

II-4 Conclusion :

Pour une partie de sol de largeur $10D$ (5 fois le diamètre du pieu de part et d'autre de son axe qui correspond à la zone d'influence du pieu) nous avons calculé la résistance au cisaillement en utilisant la méthode de Ito et Matsui, développée pour évaluer la charge subie par un pieu ou un groupe de pieu inclus dans un sol susceptible de se déformer plastiquement comme le cas d'un glissement de terrain, pour calculer la part de cette résistance offerte par le pieu,

En calculant la résistance au cisaillement de la même partie du sol considéré seul mais cette fois ayant une nouvelle cohésion C' et en imposant qu'elle soit égale à la résistance du système sol pieu, nous avons pu établir l'expression qui donne la valeur de la cohésion du sol équivalent

L'examen et la validation de cette proposition fera l'objet de chapitre suivant.

Chapitre III

Etude De Cas Pratique

Chapitre III : Etude De Cas Pratique

III-1 Introduction :

Nous avons proposé, au chapitre précédent, pour le cas d'un sol purement cohérent, de calculer la pente renforcée par une série de pieux comme étant une pente, non renforcée, mais dont le sol, cadrant la position de l'emplacement du pieu sur une distance 10 fois le diamètre D du pieu, possède de nouvelles cohésions

Ce chapitre est consacré à discuter, par l'étude de la stabilité de cas pratiques, la validité d'une telle proposition, nous commençons par un aperçu sur le code PLAXIS et la présentation des cas étudiés, ensuite nous présentons et discutons les résultats afin de permettre une évaluation précise de l'idée proposée

III-2 Présentation du code de calcul utilisé :

III-2-1 Principe

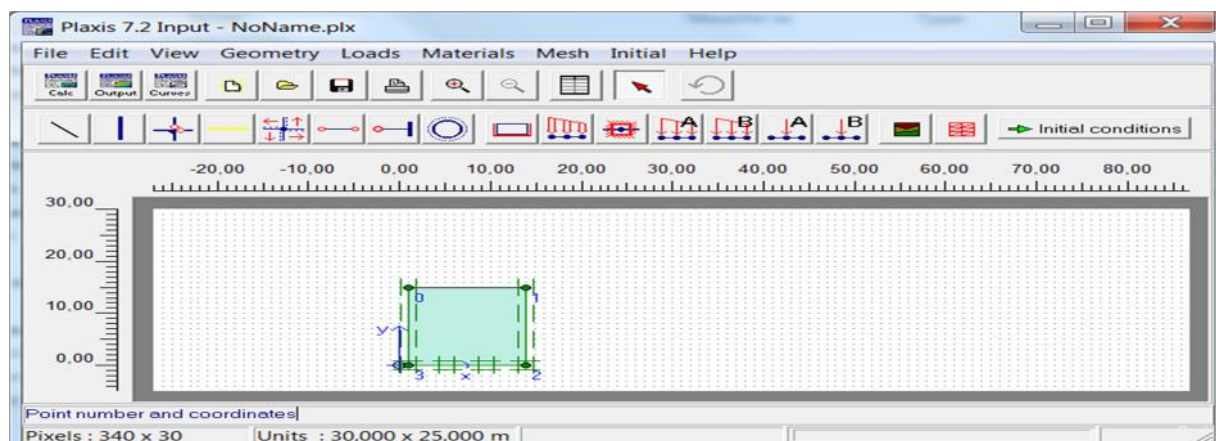
PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

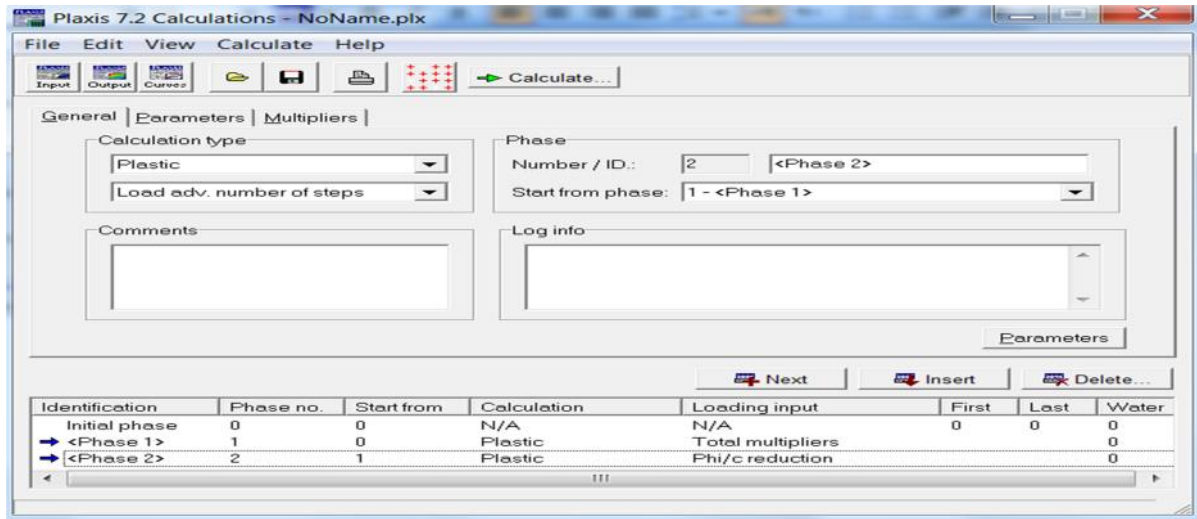
Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

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

a/ Données (Input)



b/ Calculs (calculation)



c/ Résultats (Output)

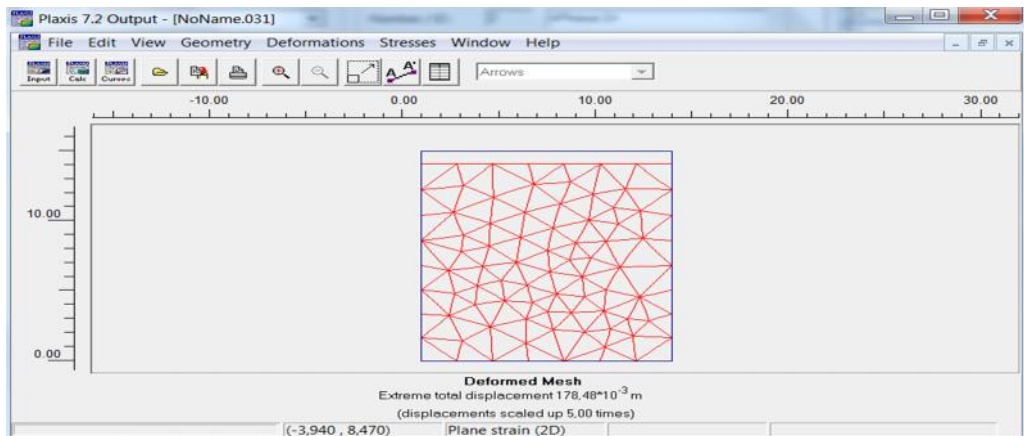


Figure III-1 : Interface du code PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l’analyse pseudostatique 2D. Scientifiquement, c’est un outil d’analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d’algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l’opérateur peu averti.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds), ainsi qu’à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d’arc).

Du point de vue pratique le système de menus arborescents à l’écran rend l’utilisation souple et agréable, car l’opérateur ne s’encombre pas l’esprit outre mesure.

Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduits, faciles à consulter.

L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné

Les modèles de calcul implémentés dans le code PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants :

- élasticité linéaire de Hooke pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol ; plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins ;
- élastoplasticité de type hyperbolique avec écouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi de l'argile et des limons ;
- élastoplasticité de type Cam-Clay pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées ;
- viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).
- Aussi se limitera-t-on ci-après à ne décrire que le modèle de Mohr-Coulomb intéressant l'objet de la présente étude.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

- le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} (figure 4.3) ;

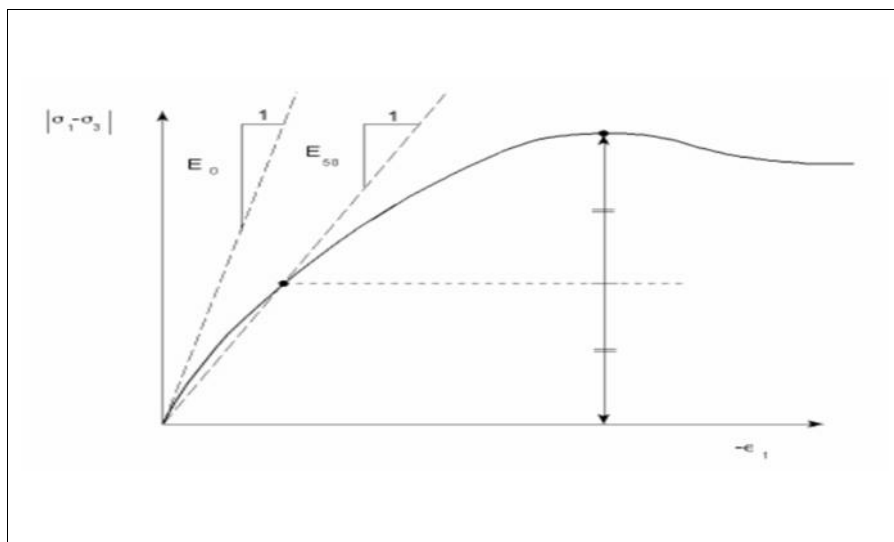


Figure III-2 : Définition du module d'Young E

- le coefficient de Poisson ν : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4;
- la cohésion c : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c > 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles ;
- l'angle de frottement interne ϕ : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols ;
- l'angle de dilatance ψ : nul ($\psi=0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi > 0$) pour les sables dont la dilatance dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx -30^\circ$.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques (Figure III-3).

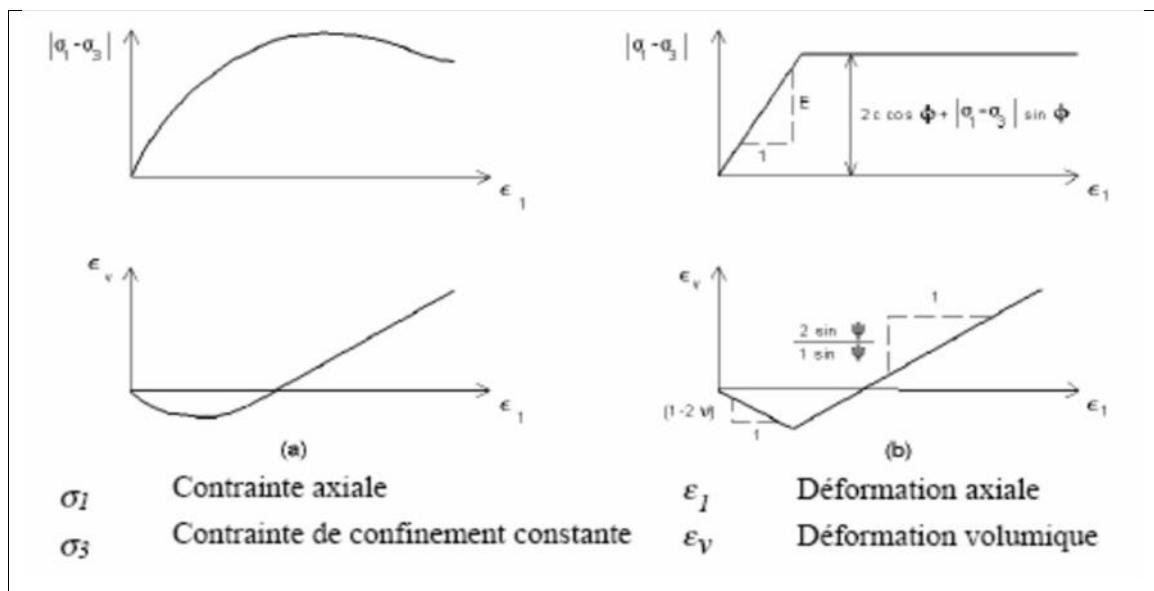


Figure III-3 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et modèle élastoplastique type Mohr-Coulomb

Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

Pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation) ;

Pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement générées. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles

perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées

- se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c reduction". Dans cette approche, les caractéristiques $\tan \varphi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction M_{sf} permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{donnée}}{\tan \varphi_{réduit}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduit}}$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se référant aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, M_{sf} vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le facteur de sécurité global est déterminé comme suit :

$$FS = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } (\Sigma M_{sf}) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

III-2-1-1 Création du modèle du problème traité :

III-2-1-1-1 Géométrie :

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. [6]

III-2-1-1-2 Condition aux limites

On a choisi les conditions aux limites par défaut (déplacements verticaux libres pour les limites verticales du modèle et déplacements bloqués au fond [6])

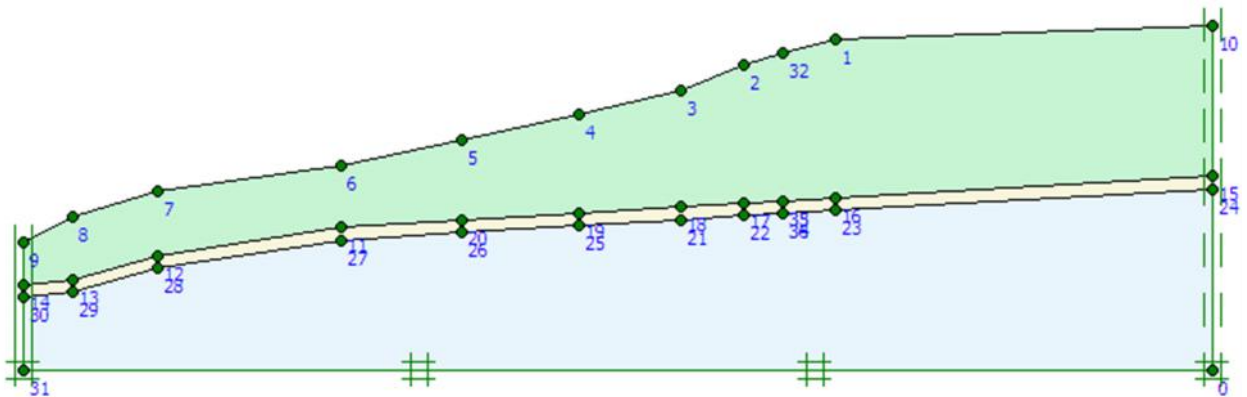


Figure III-4: Géométrie et conditions aux limites du modèle PLAXIS

III-2-1-1-3 Caractéristique des matériaux

Dans PLAXIS, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux : sols et interfaces (*Soil & Interfaces*), plaques (*Plates*), géogrilles (*Geogrids*) et ancrages (*Anchors*).

A partir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique.

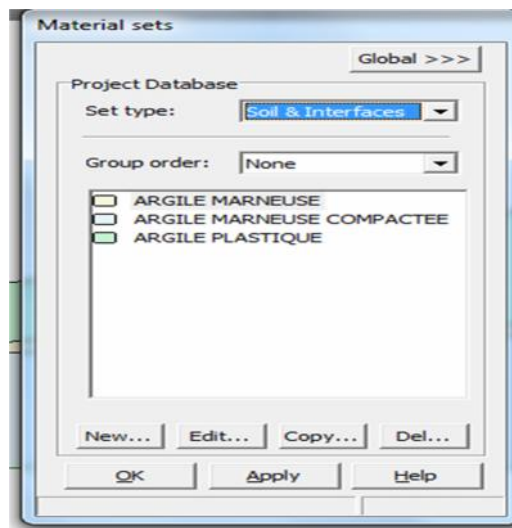


Figure III-5: Fenêtre d'entrée caractéristique des matériaux dans le PLAXIS

III-2-1-1-4 Génération du Maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis.

L'élément fondamental, utilise dans notre modèle est l'élément triangulaire à 6 nœuds, il fournit l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de

Gauss. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

Le maillage utilise pour les calculs, il est constitué par 299 nœuds et de 126 éléments, avec 378 points de Gauss, il est réalisé en élément fini à 6 nœuds, charge par le poids propre de sol (pression interstitielle compris) [6]

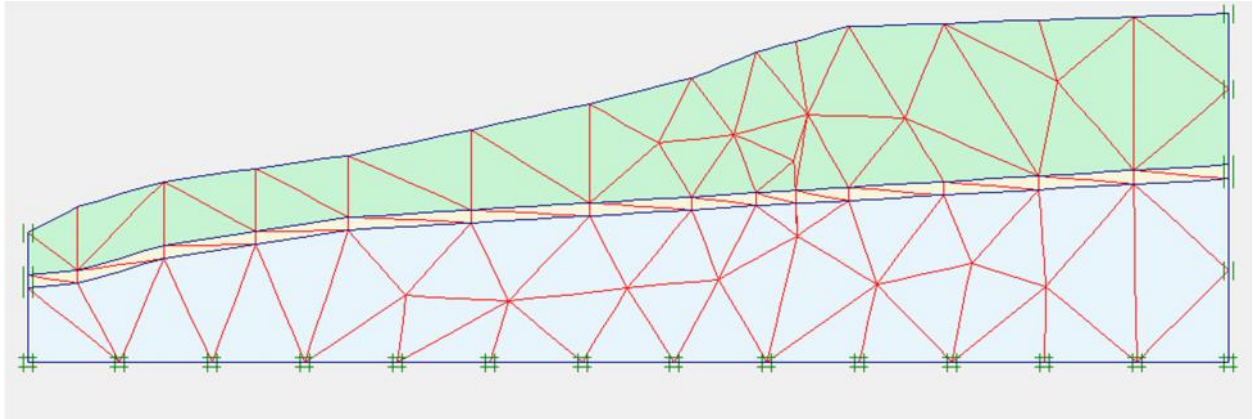


Figure III-6: Génération du maillage du modèle PLAXIS

III-2-1-1-5 Conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé l'opérateur doit activer tout élément (Déplacement et/ou contraintes imposés, ancrage) correspondant à l'instant initial et désactive les autres éléments qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « Switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtre différent chacune représentant la géométrie de la modalisation :

- ❖ La première qui s'appelle «initiale pore pressure » permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes [8]
- ❖ La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression) [8]

III-2-2 Etablissement des phases de Calculs

Après la définition d'un modèle éléments finis qui reflète d'une manière fidèle les données du problème étudié, les calculs proprement dits peuvent être effectués.

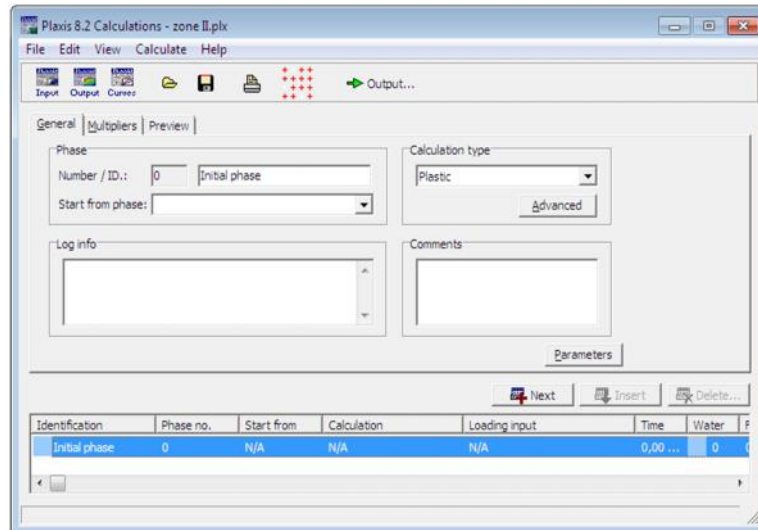


Figure III-7: Menu général de calcul

- **Le panneau Général :** permet de choisir le type de calcul (plastique. Consolidation, Coefficient de sécurité...)
- **Le panneau paramètres :** sert à définir les paramètres correspondant au calcul choisi (Les étapes de construction, activation ou désactivation des éléments entrant dans le calcul par le biais du bouton Define qui permet de revenir sur les écrans de dessin.
- **Le bouton Points de contrôle sert :** à Sélectionner des points pour tracer des courbes effort-déplacement et des chemins de contraintes.

Pendant les calculs, les résultats relatifs aux points sélectionnés sont stockés dans un fichier à part. Après le calcul, le programme de tracé des courbes (*Curves*) permet de générer des courbes effort-déplacement et des chemins de contraintes. La génération de ces courbes repose sur les informations placées dans le fichier spécifique.

Il n'est donc pas possible de générer des courbes pour des points qui n'ont pas été sélectionnés avant le calcul.

Après avoir effectuer ces étapes le calcul peut être lancé. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparait donnant l'évolution et l'état du calcul.

Résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes.

III-3 Présentation de cas étudiée :

III-3-1 Géométrie de la pente :

On a choisi une pente de 30°, composé d'une couche de sol cohérent de cohésion C, présenté ci-dessous

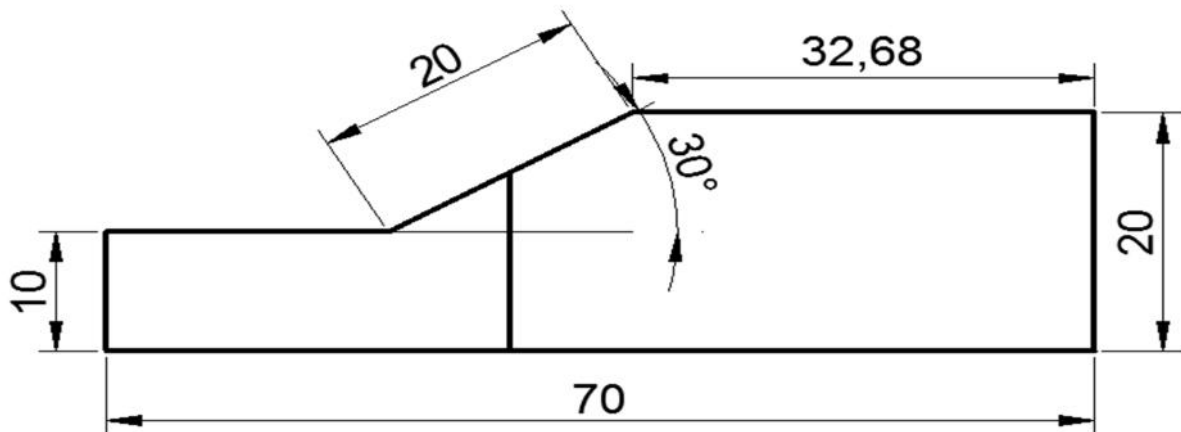


Figure III-8 : Géométrie de la pente de cas étudiée

Le modèle de calcul retenu est constitué d'une seule couche pour l'étude de la stabilité initiale de la pente, et celle de la pente renforcée par pieux, elle est constituée de 6 couches, une couche avec les caractéristiques initiales pour la partie entourant la zone d'influence du pieu et 5 couches de caractéristiques équivalentes dans la partie centrale de la pente.

III-3-2 Modèle étudié par PLAXIS

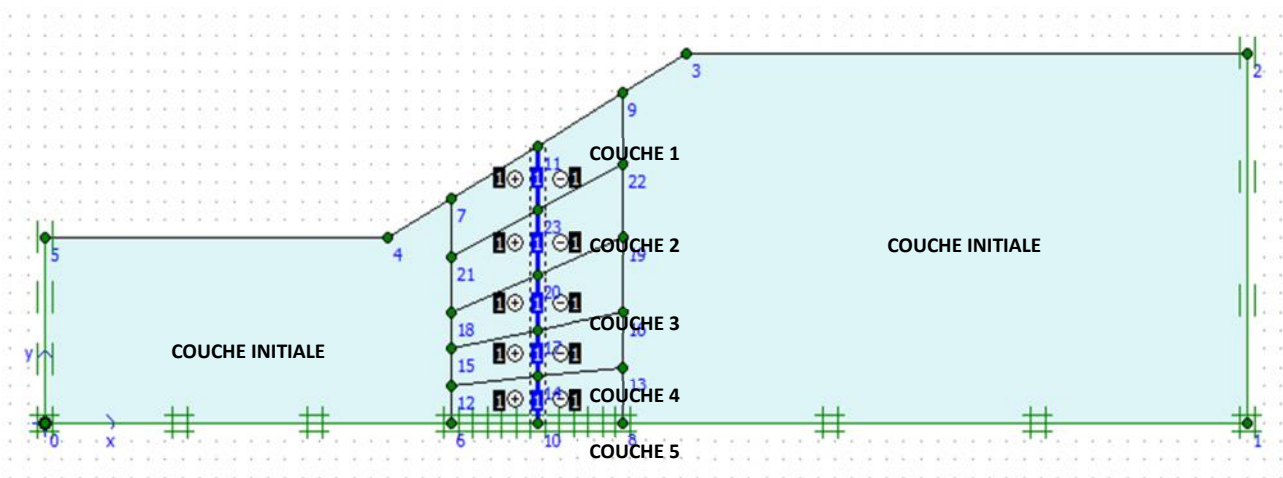


Figure III-9 : Modèle étudié par PLAXIS

On a travaillé un sol ayant les caractéristiques suivantes E de 15000 kN/m², ν de 0.35, γ_{unsat} de 16 kN/m³, γ_{sat} de 18 kN/m³ et de 0.001 pour le coefficient K, et dont la cohésion est variée comme suit 30, 40, 50 et 60 kN/m²

Pour évaluer la cohésion C des couches de sols équivalents on utilise la formule développée au chapitre précédent.

$$C' = C \left[\left(1 - \frac{\pi}{40n} \right) + Z \left[\frac{1}{10D} \left(3 \log \frac{n}{n-1} + \frac{1}{n-1} \tan \frac{\pi}{8} \right) - \frac{2}{10nD} + \frac{\gamma Z}{20nDC} \right] \right]$$

Le calcul se fait à l'aide du programme Matlab développé précédemment.

Les caractéristiques du sol et des pieux de stabilisation sont résumés dans les tableaux ci-dessous

a) Pour sol

Sol initial	Sol équivalent	
	Couche	Valeur de C'
C=30	Couche1	35.94
	Couche2	46.53
	Couche3	61.16
	Couche4	79.85
	Couche5	102.58
C=40	Couche1	47.25
	Couche2	59.34
	Couche3	75.47
	Couche4	95.66
	Couche5	119.90
C=50	Couche1	58.56
	Couche2	72.15
	Couche3	89.79
	Couche4	111.48
	Couche5	137.22
C=60	Couche1	69.86
	Couche2	84.96
	Couche3	104.10

Couche4	127.30
Couche5	154.54

Tableau III-1 : Les valeurs de cohésion C' (Cohésion du Sol équivalent)

b) Pour pieu:

	EA	EI	W
pieu	$6,283.10^6$	$7,903.10^5$	3

Tableau III-2 : Les caractéristiques des pieux

III-4 Présentation des résultats:

III-4-1 Exemples de résultats donnés par Plaxis pour les cas étudiés :

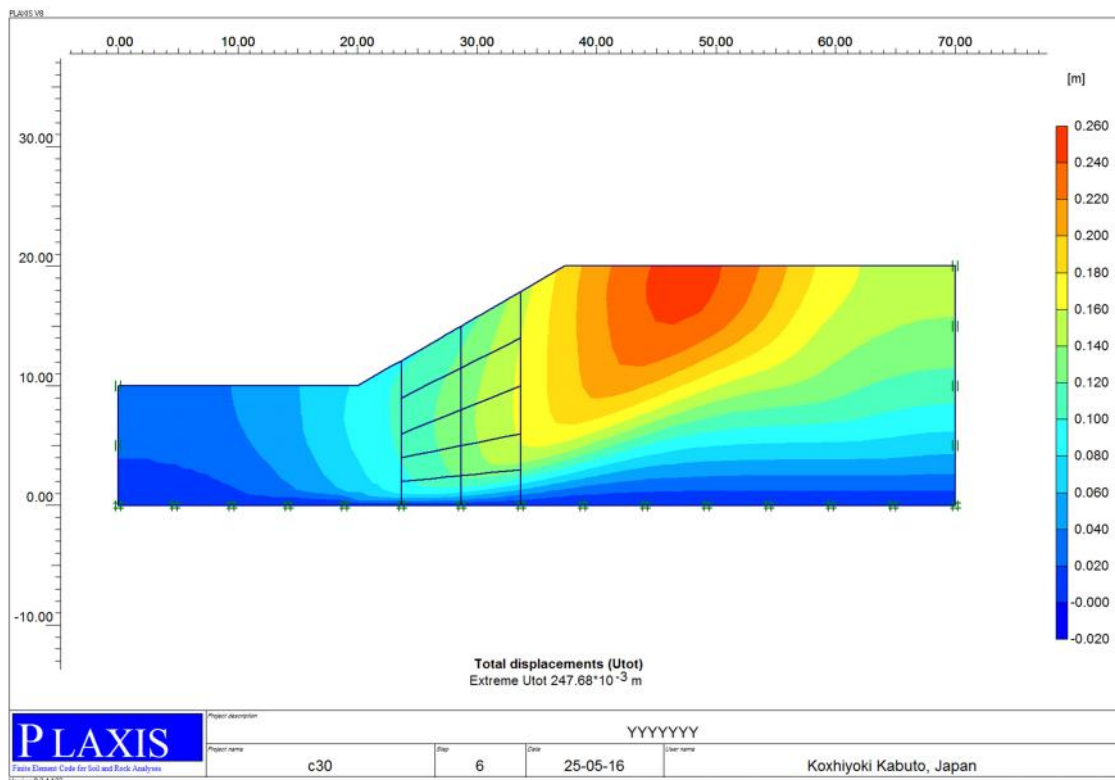


Figure III-10 : Exemple de Déformation de la pente

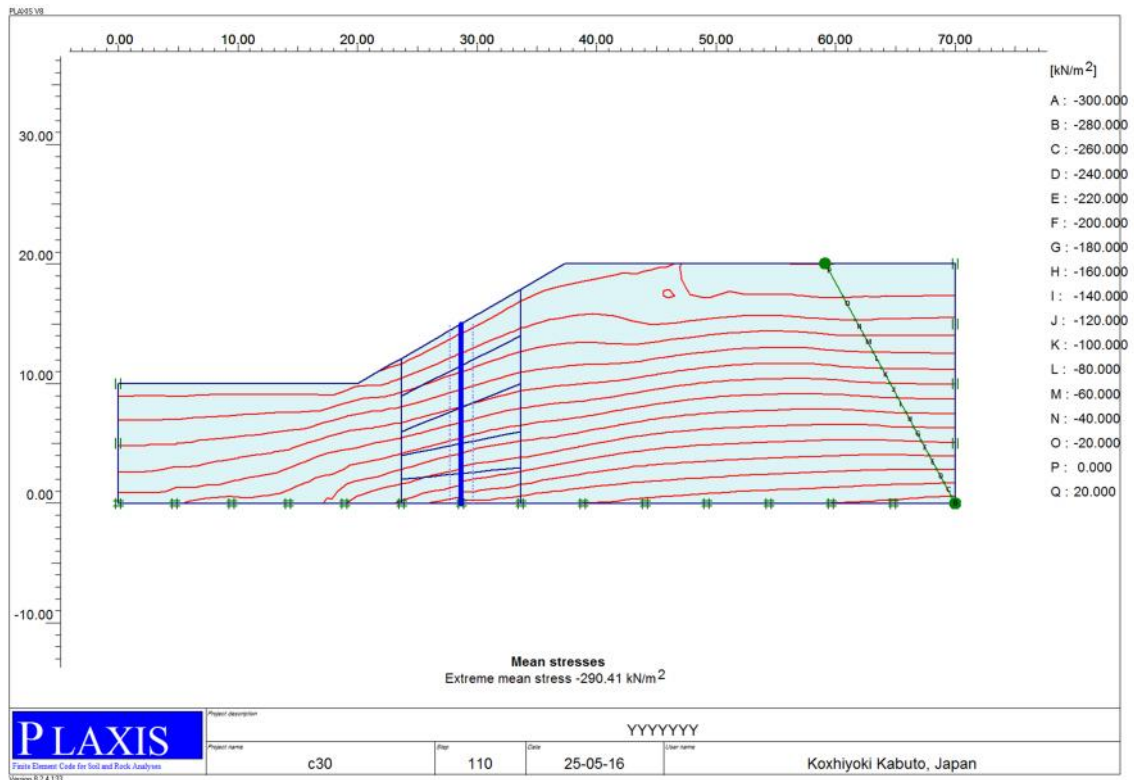
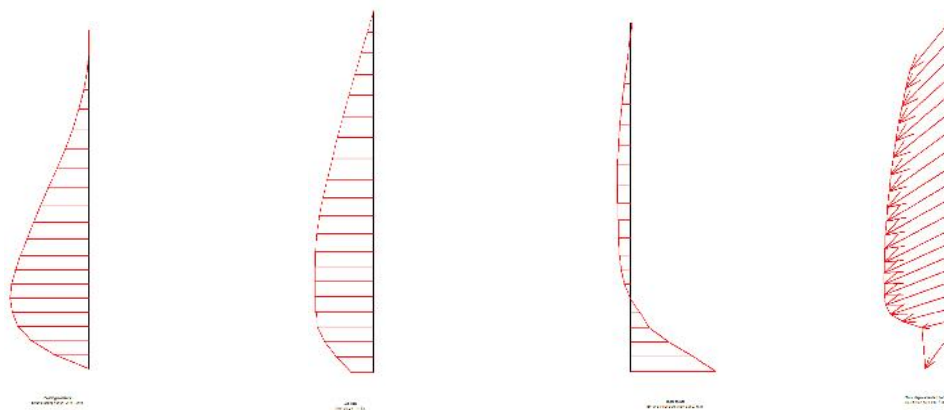


Figure III-11 : Contrainte dans le sol de la pente



a-moment fléchissant b-effort normal c-effort tranchant e-déplacement

Figure III-12: Déplacements, efforts normaux, tranchants et moments fléchissant dans un pieu

III-4-2 Résultats spécifiques de l'étude

La forme et la position de la surface de glissement ainsi que l'évolution du coefficient de sécurité pour la pente non traitée, la pente traitée avec une série de pieux placés au milieu et de la pente considérée comme constituée de couches ayant des caractéristiques équivalentes sont présentées ci-dessous.

III-4-2-1 Cas 1: Pente à cohésion initiale = 30 kN/m²

Comme on le voit sur ces figures III-15 et III-17, les formes et les positions de la surface de glissement des deux variantes de calcul sont identiques. En ce qui concerne l'amélioration apportée par le renforcement, la procédure de calcul avec pieux (figure III-16) augmente le coefficient de sécurité de 1.05 à 1.13; alors que la procédure avec sol équivalent (Figure III-18) donne un coefficient de sécurité égale à 1.37,

III-4-2-1 -1 Pente naturelle non traitée

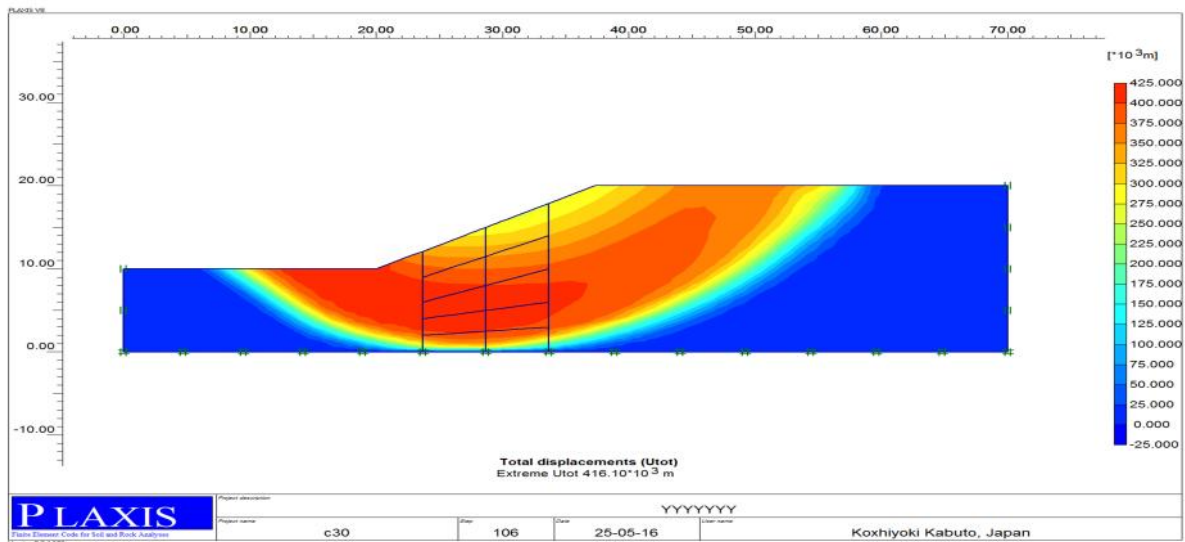


Figure III-13 Forme et position de la surface de glissement de Pente naturelle non traitée (c=30)

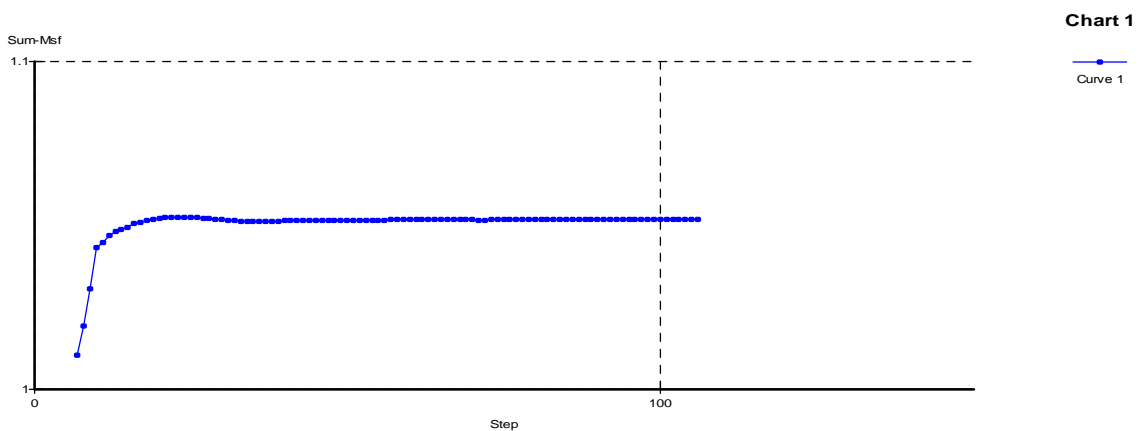


Figure III-14 : Evolution du coefficient de sécurité de la pente naturelle non traitée (c=30)

III-4-2-1-2 Pente traitée avec pieux :

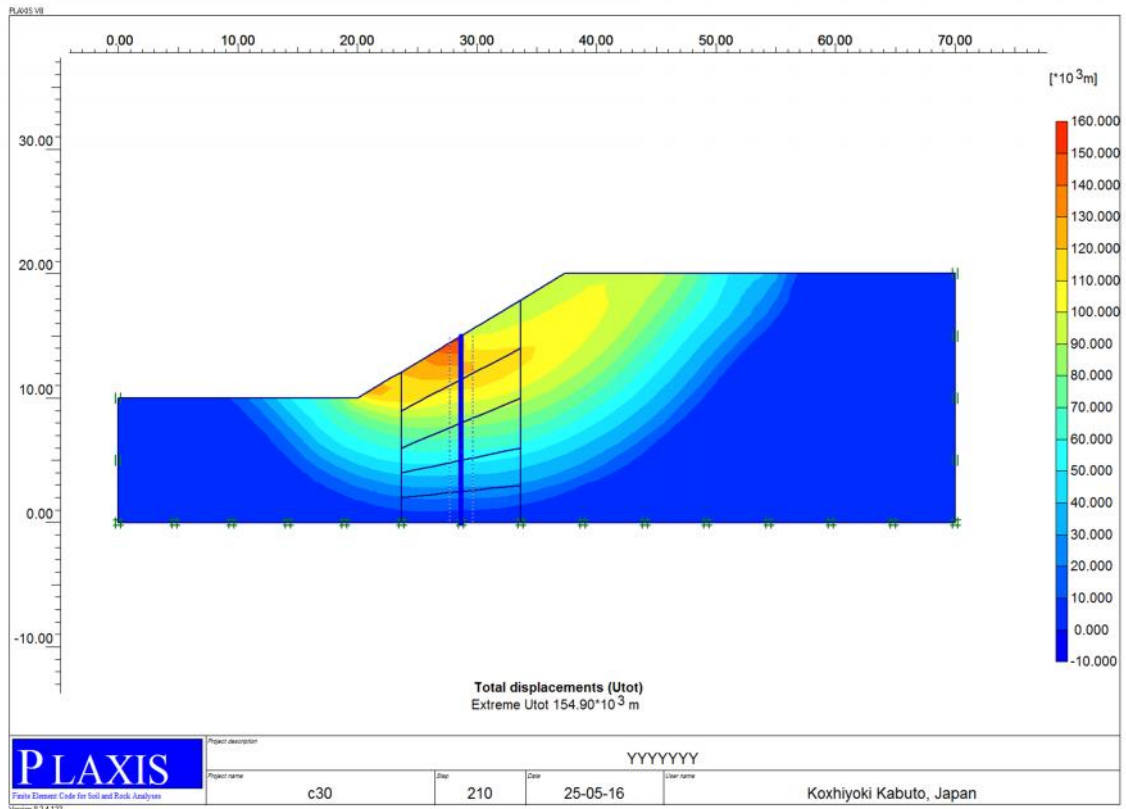


Figure III-15 : Forme et position de la surface de glissement de la pente traitée avec pieux (c=30)

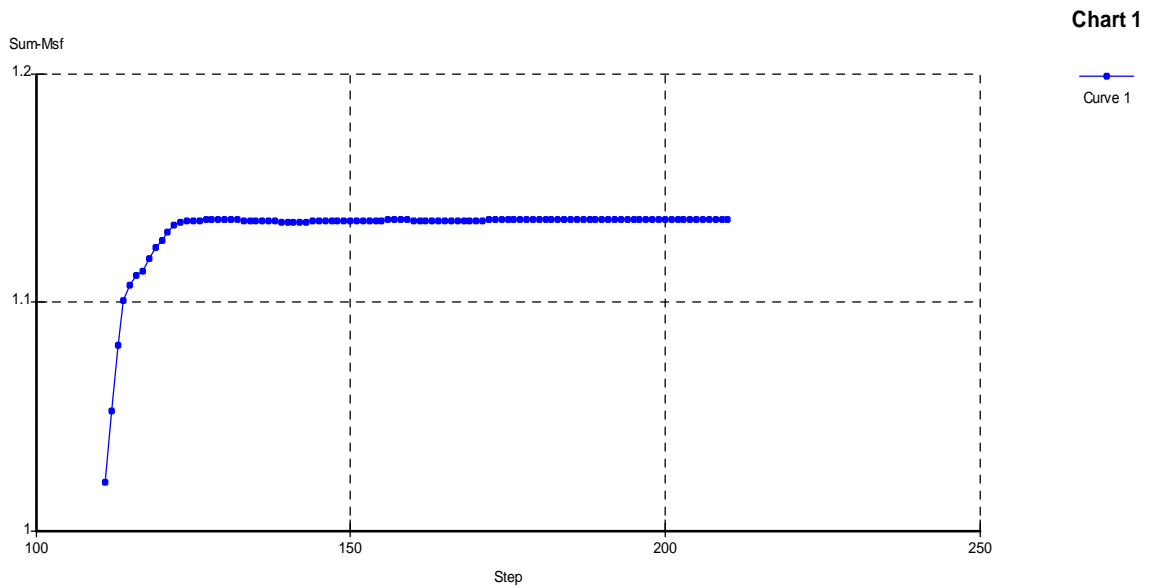


Figure III-16 : Evolution du coefficient de sécurité de la pente traitée avec pieux (c=30)

III-4-2-1-3 Pente avec sol équivalent :

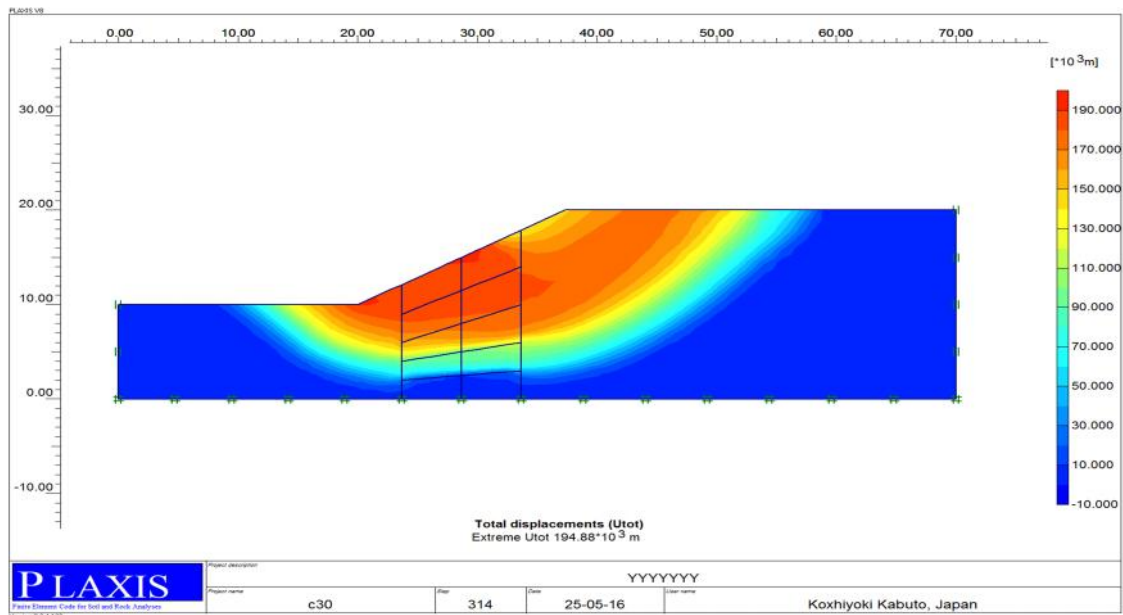


Figure III-17 : Forme et position de la surface de glissement de la pente avec sol équivalent (c=30)

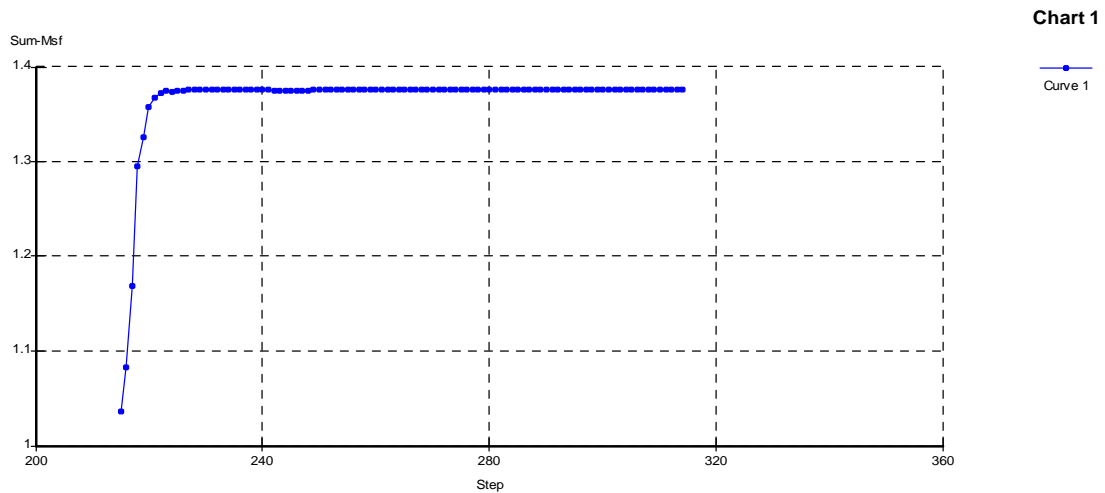


Figure III-18 : Evolution du coefficient de sécurité de la pente avec sol équivalent (c=30)

III-4-2-2. Cas 2: Pente à Cohésion initiale = 40 kN/m²

Les figures III-21 et III-23 montrent que les formes et les positions de la surface de glissement sont semblables. L'amélioration apportée par la procédure de calcul avec pieu (Figure III-22) est plus faible (coefficient de sécurité = 1.51) que celle de calcul avec sol équivalent (Figure III-24) (Coefficient de sécurité= 1.78)

III-4-2-2-1 Pente naturelle non traitée

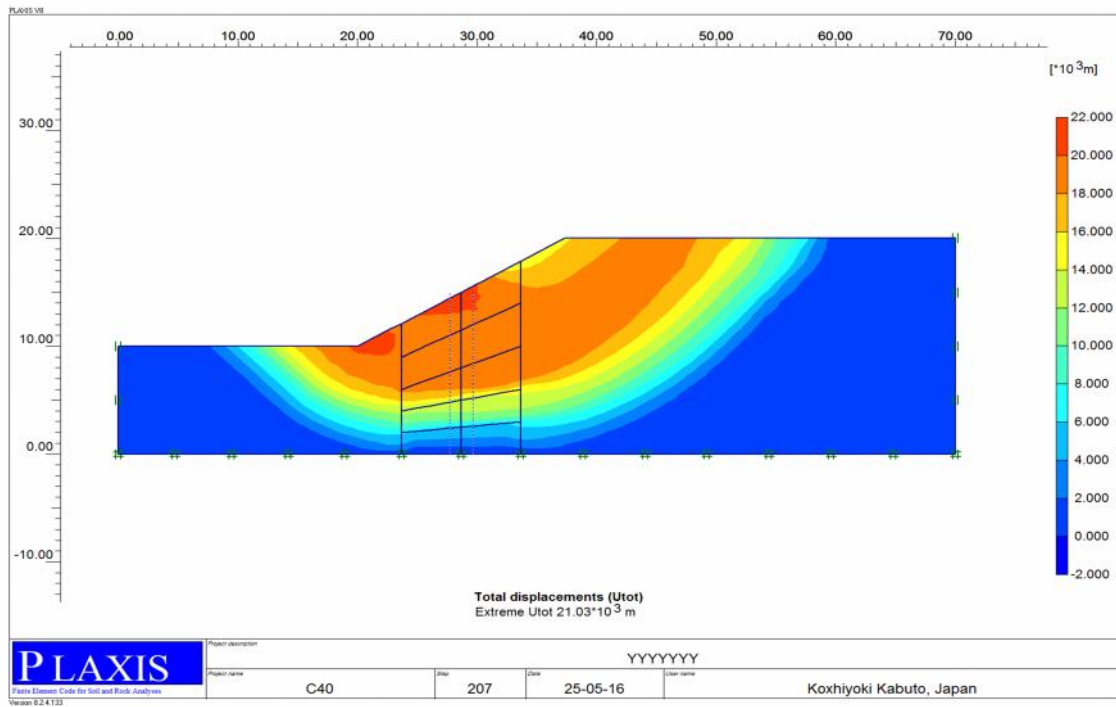


Figure III-19 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente naturelle non traité (c=40)

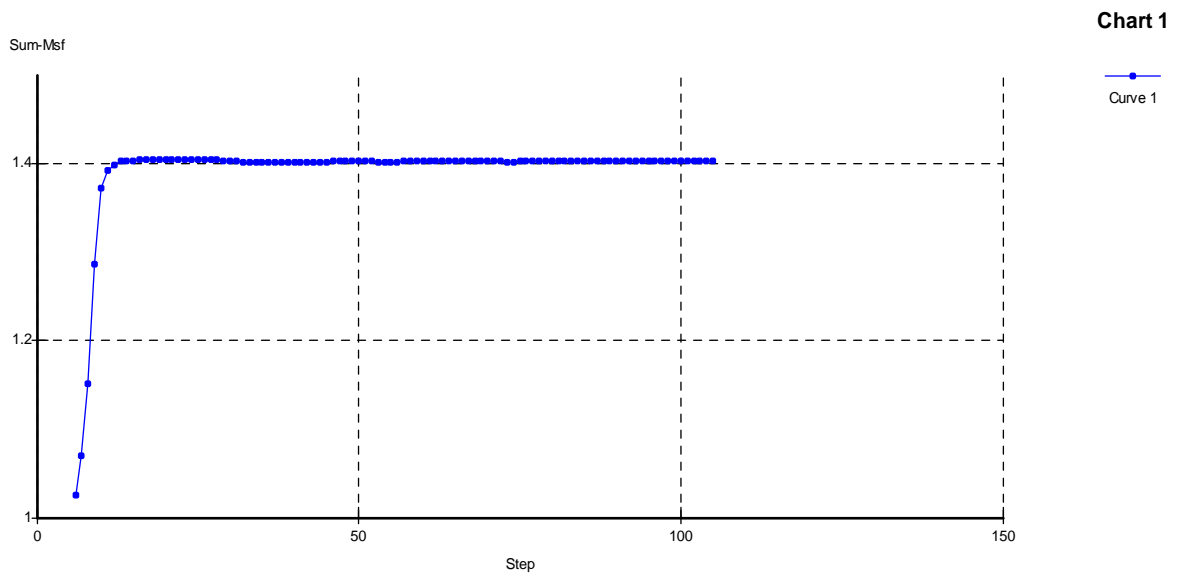


Figure III-20 : Evolution du coefficient de sécurité de la pente naturelle non traitée (c=40)

III-4-2-2-2 Pente traitée avec pieux :

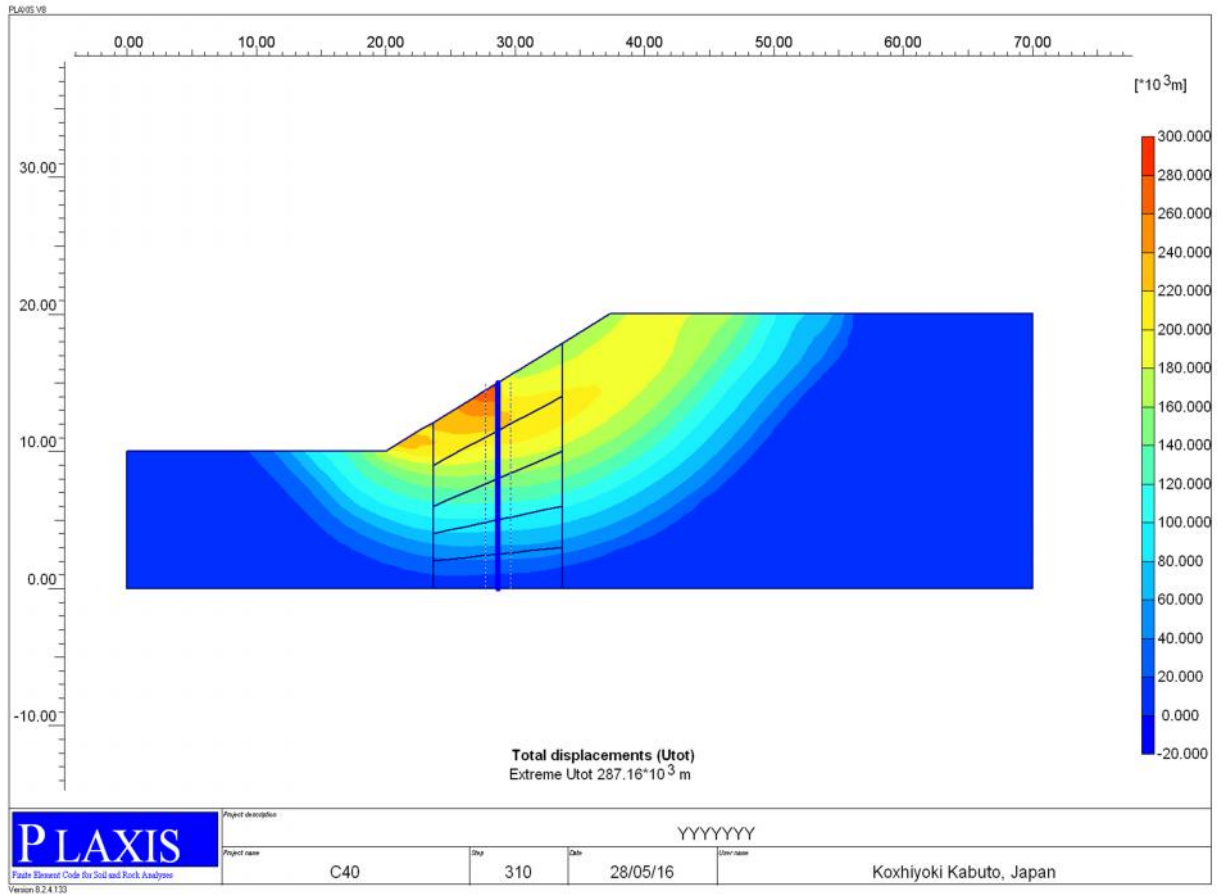


Figure III-21 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente traite avec pieu (c=40)

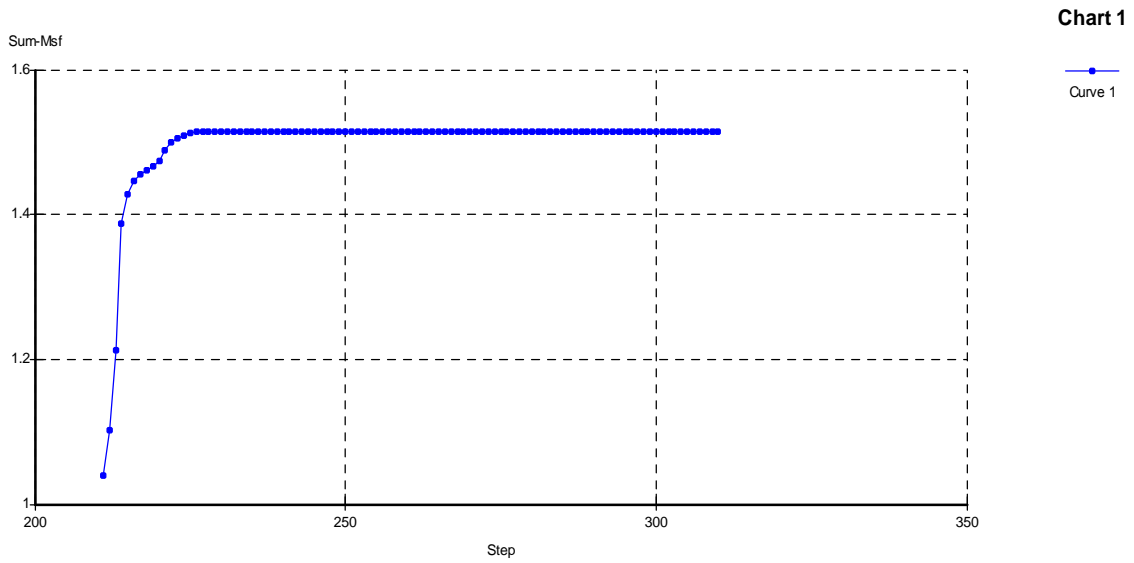


Figure III-22 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente traite avec pieu (c=40)

III-4-2-2-3 Pente avec sol équivalent

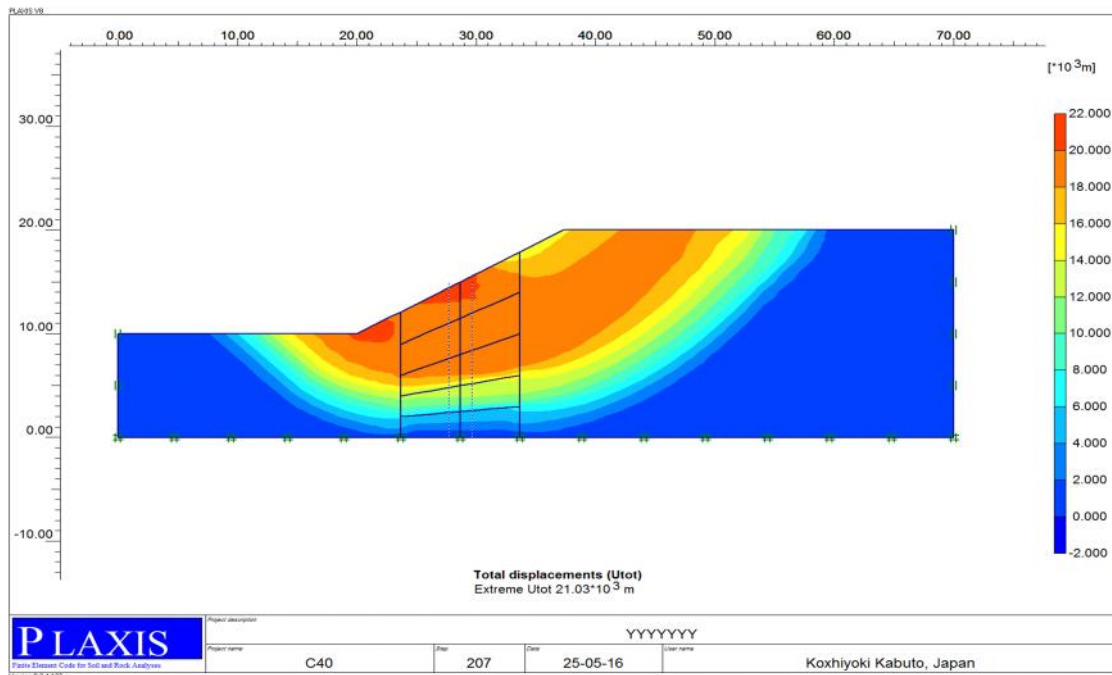


Figure III-23 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=40)

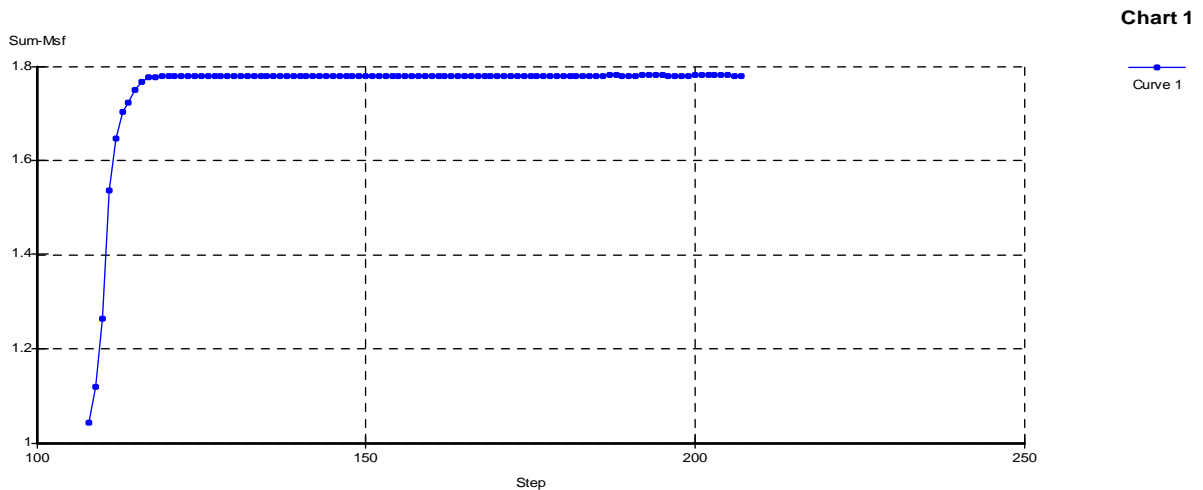


Figure III-24 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=40)

III-4-2-3 Cas 3: Pente à Cohésion initiale = 50 KN/m²

Les formes et les positions de la surface de glissement données par les figures III-27 et II-29 sont identiques. Les figures III 28 et III-30 montrent que le coefficient de sécurité calculé par la procédure sol- pieux est 1.89 alors que celui du sol équivalent est de 2.18.

III-4-2-3-1 Pente naturelle non traitée

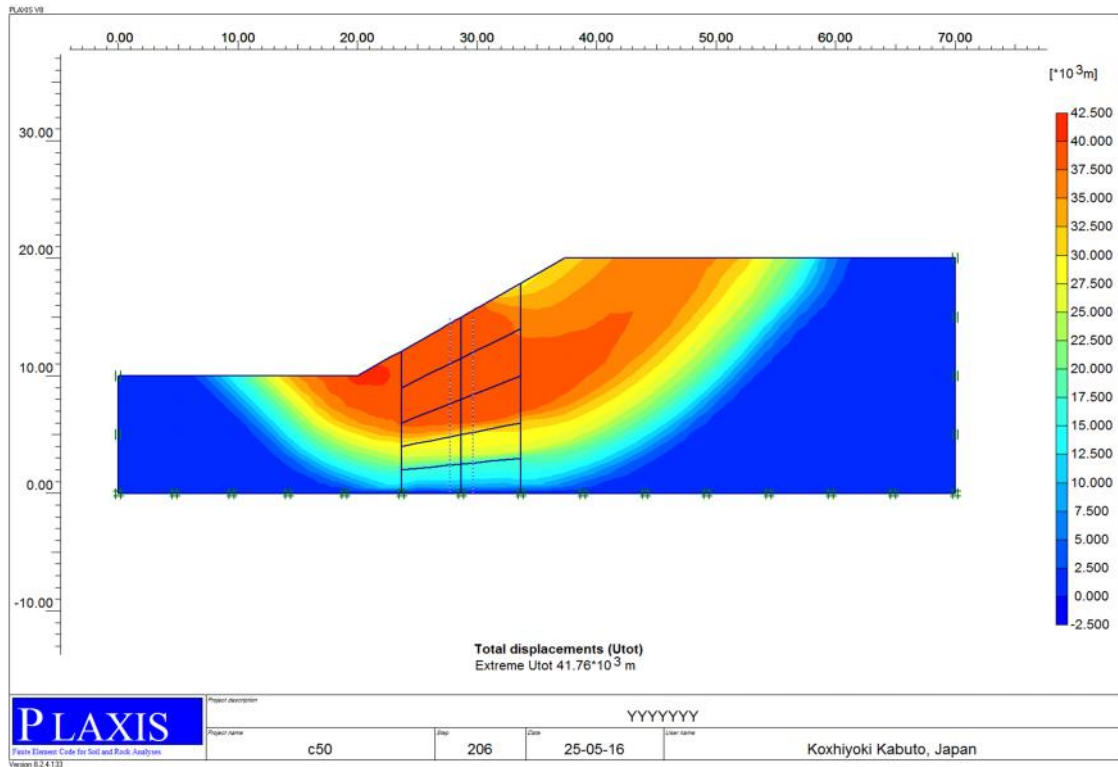


Figure III-25 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente naturel non traité (c=50)

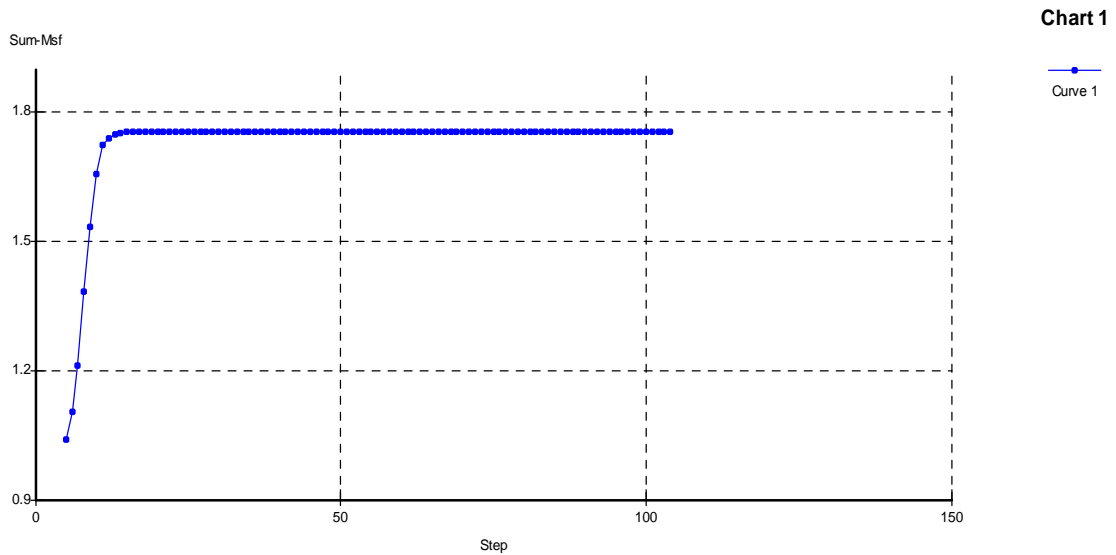


Figure III-26 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente naturel non traité (c=50)

III-4-2-3-2 Pente traitée avec pieux

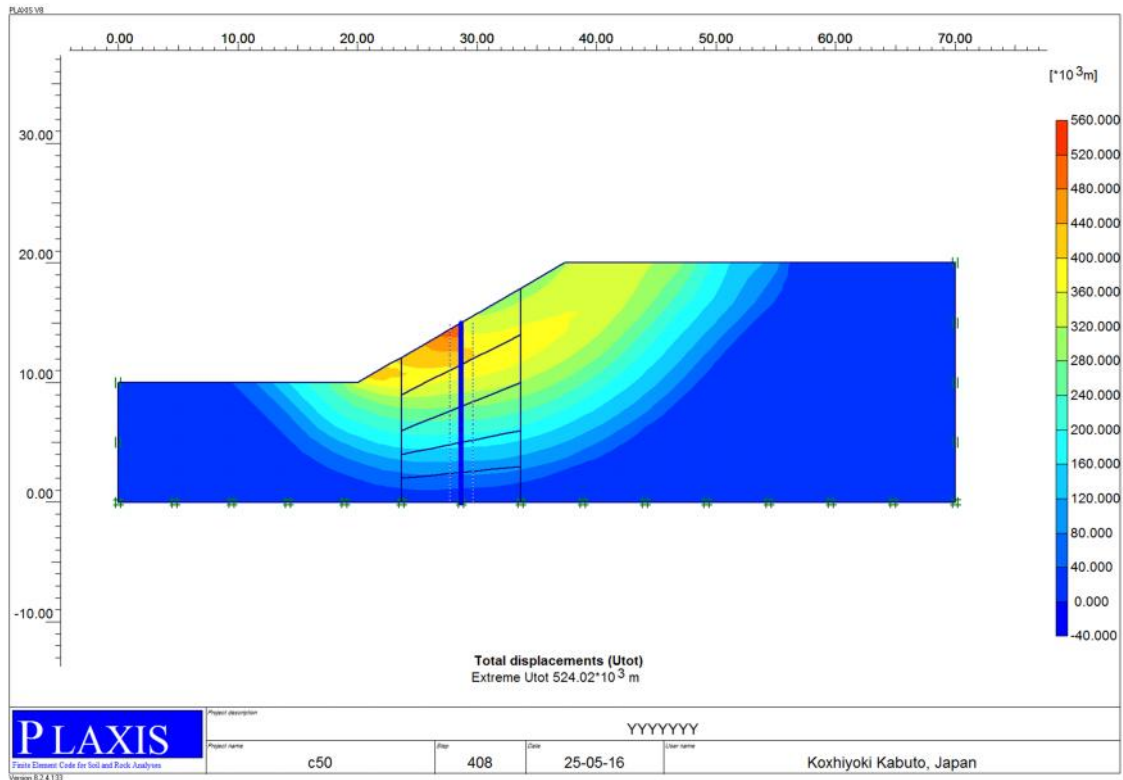


Figure III-27 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente traite avec pieu (c=50)

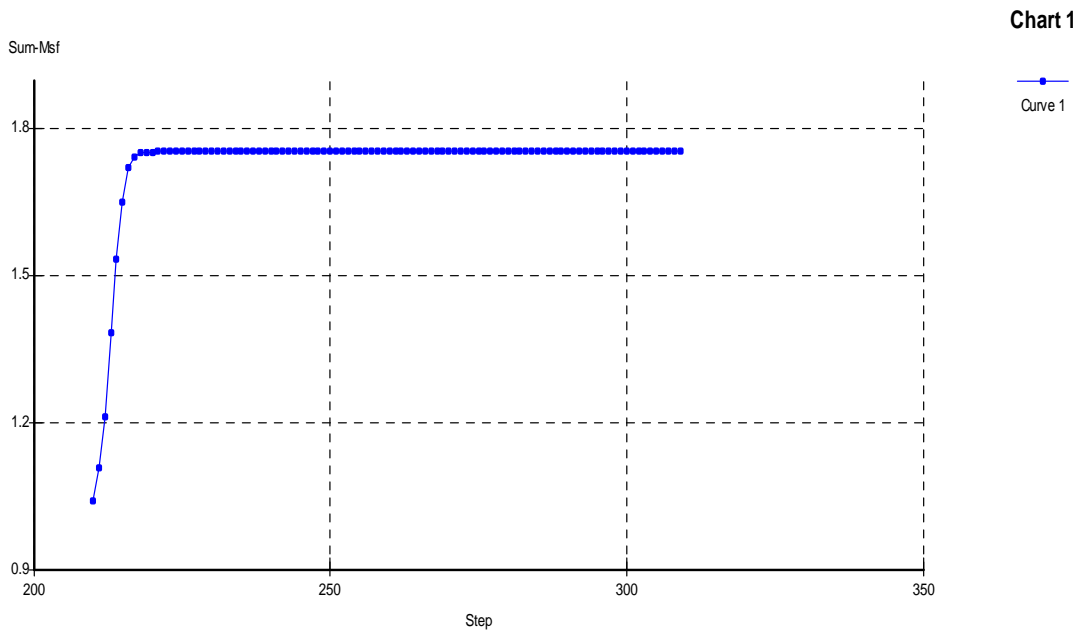


Figure III-28 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente traite avec pieu (c=50)

III-4-2-3-3 Pente avec sol équivalent

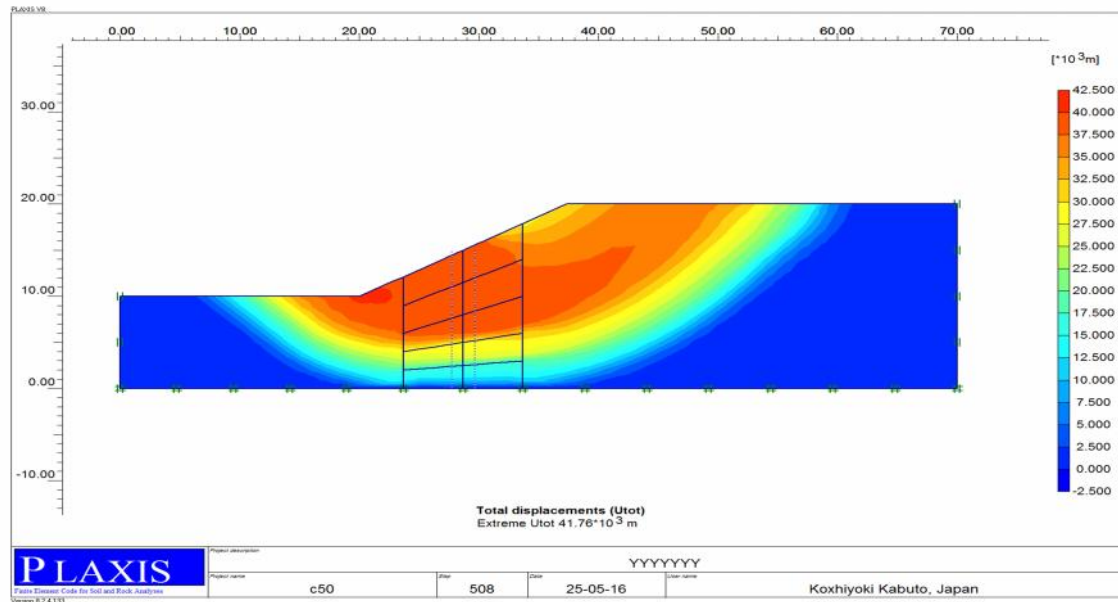


Figure III-29 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=50)

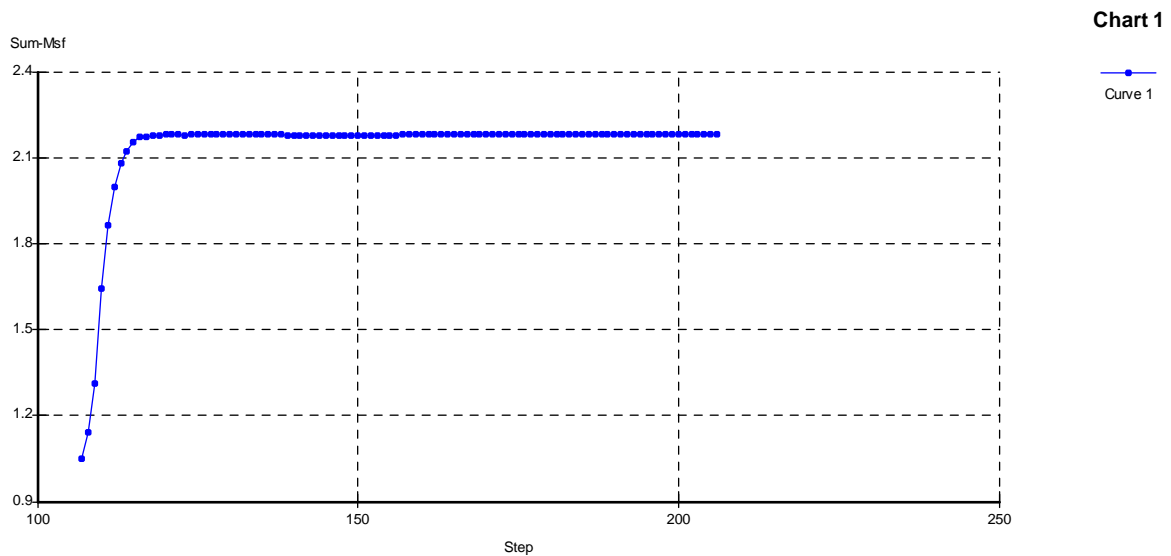


Figure III-30 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=50)

III-4-2-4 Cas 4: Pente à Cohésion initiale = 60 kN/m²

Comme on le voit sur les figures III-33 et III-35, les deux procédures donnent des formes et positions des surfaces de glissement semblables. Les figures III-34 et III-36 montrent que l'amélioration apportée en utilisant la procédure sol-pieux est plus faible que celle du sol équivalent (Coefficient de sécurité 2.27 pour la première et 2.57 pour la seconde).

III-4-2-4-1 Pente naturelle non traitée

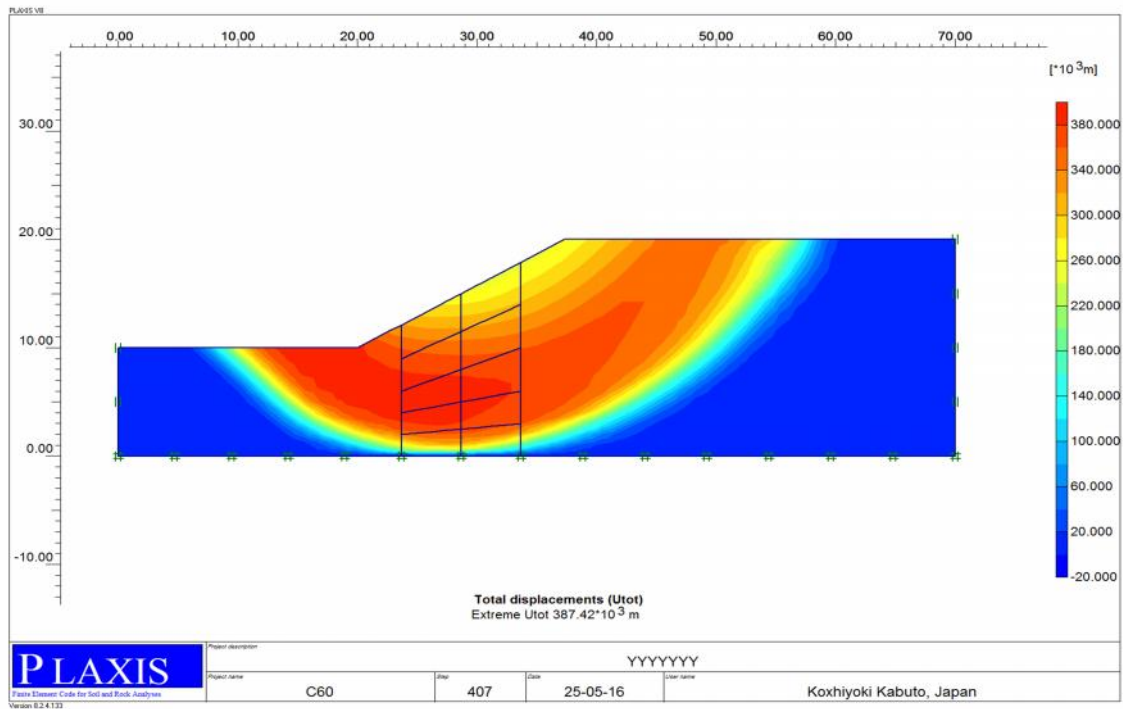


Figure III-31 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente naturel non traité (c=60)

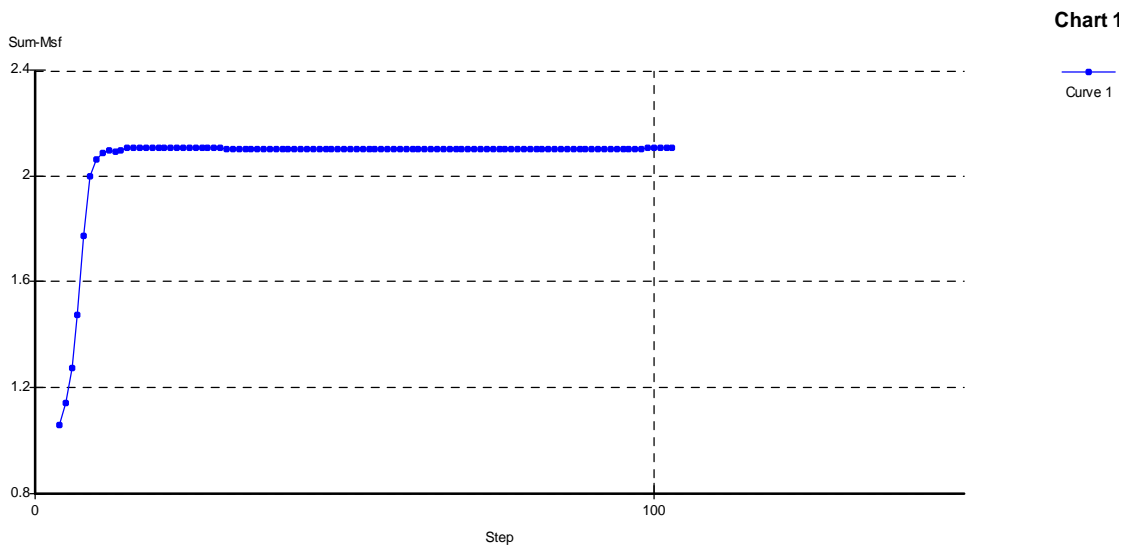


Figure III-32 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente naturel non traité (c=60)

III-4-2-4-2 Pente traitée avec pieux

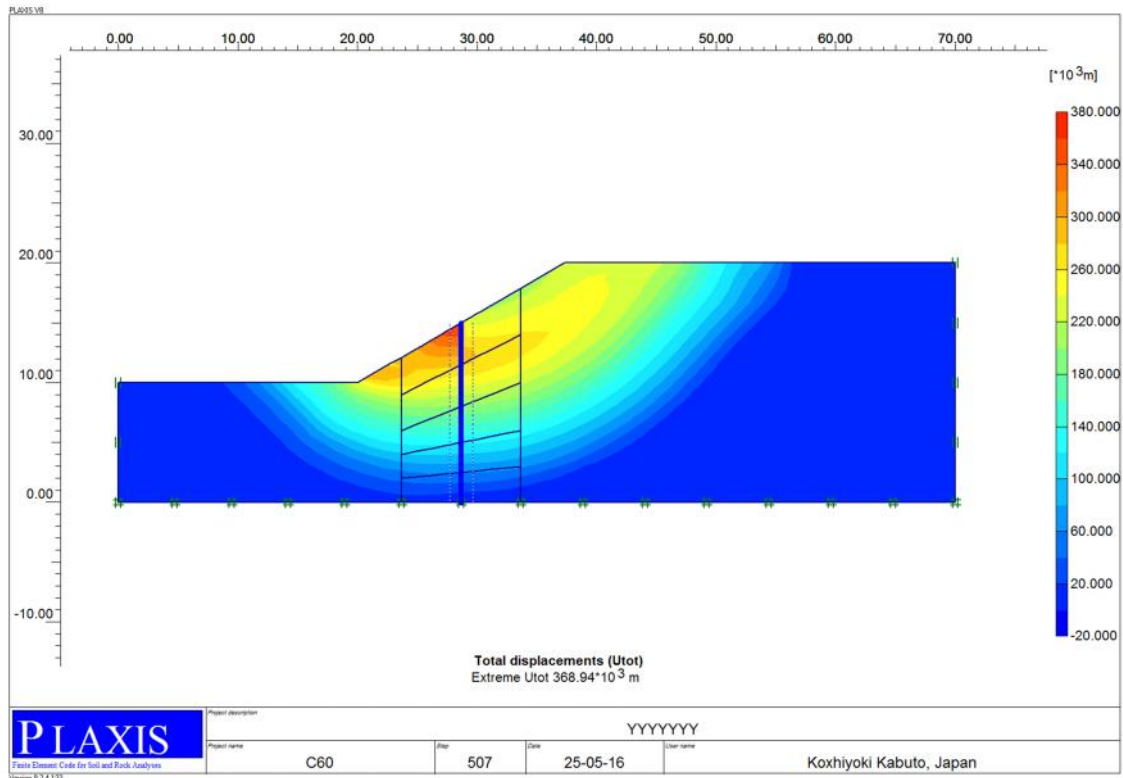


Figure III-34 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente traite avec pieu (c=60)

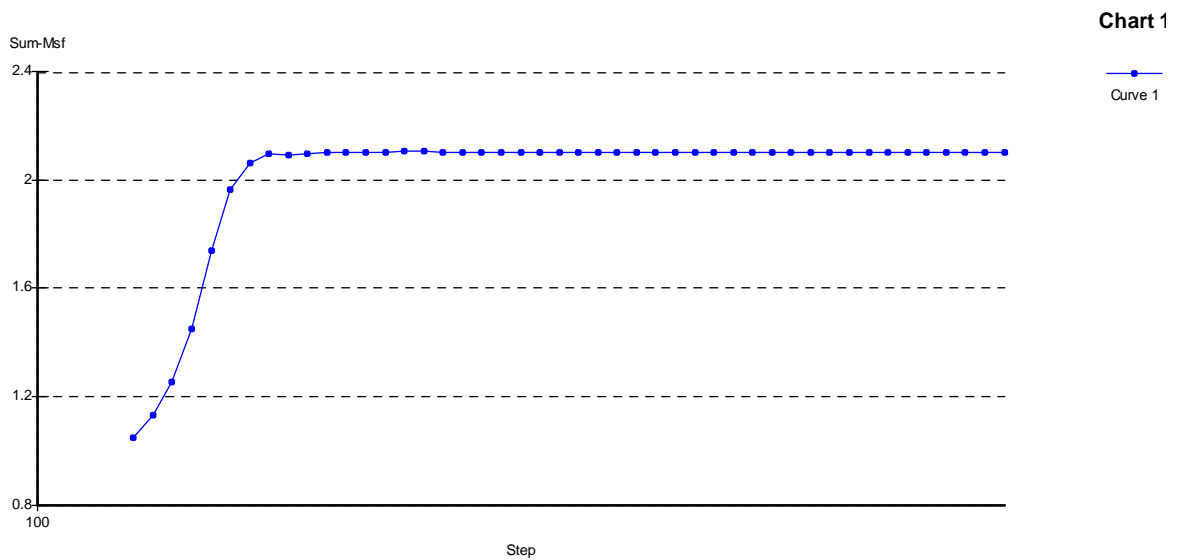


Figure III-35 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente traite avec pieu (c=60)

III-4-2-4-3 Pente avec sol équivalent

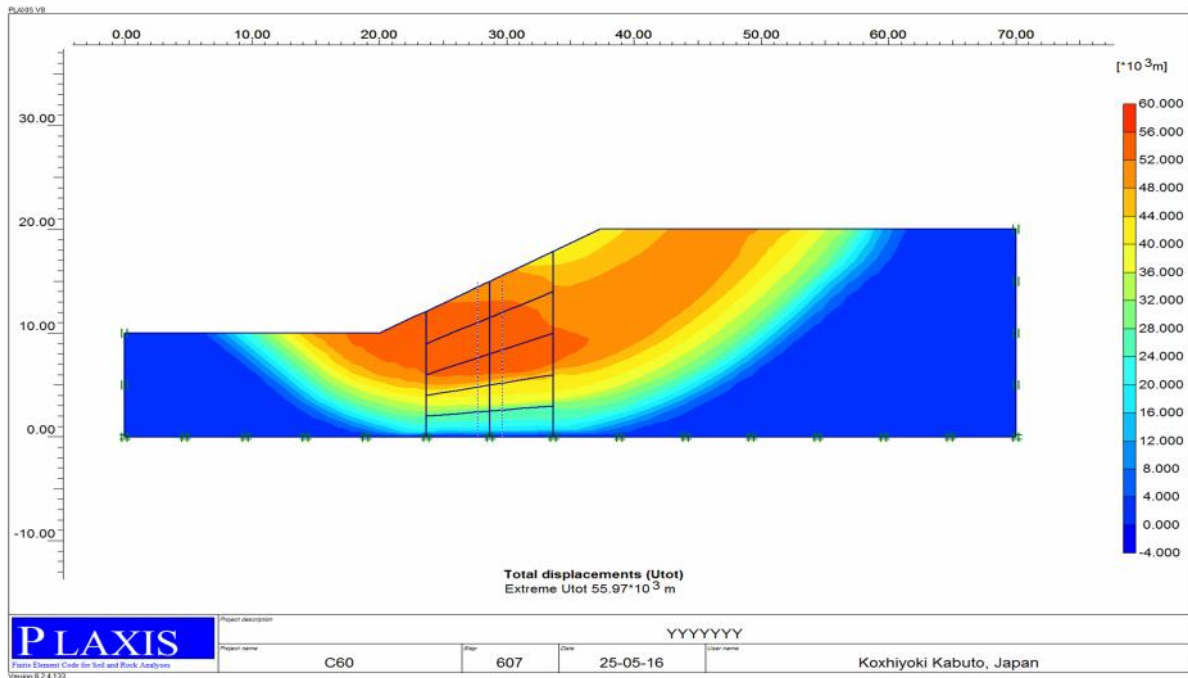


Figure III-36 : Forme et la position de la surface de glissement de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=60)

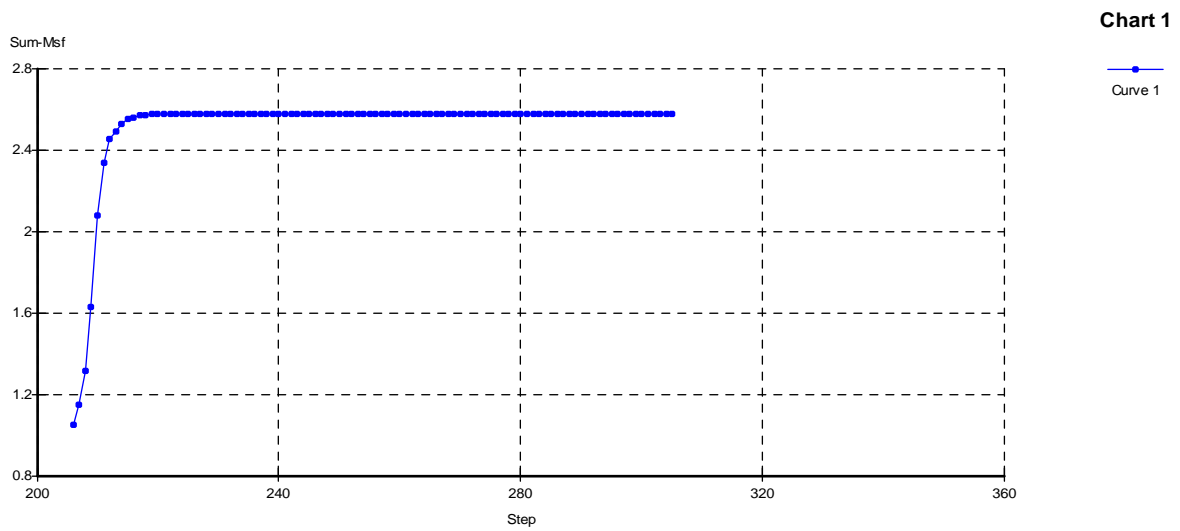


Figure III-37 : Evolution du coefficient de sécurité de Pente reconstitué avec sol équivalent (c=60)

III-4-3 Discussion de résultats:

Comme constaté précédemment, les formes et les positions de la surface de glissement obtenues selon les deux variantes de calcul sont identiques, en ce qui concerne le coefficient de sécurité en présence du renforcement, la procédure de calcul avec pieux donnent des valeurs un peu faible par rapport à ceux données par la procédure du sol, cette différence peut être expliquée par le fait qu'on a considéré, pour l'estimation de la cohésion du sol équivalent, que le pieu aura une influence identique sur toute la zone de son influence alors qu'en réalité cette influence est plus grande au voisinage du pieu et devient de moins en moins faible en s'éloignant de l'axe du pieu, ce qui nous a poussé à chercher un coefficient qui ramène le facteur de sécurité à la même valeur en examinant le rapport du facteur de sécurité avec pieux à celui avec sol équivalent :

	Cas1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
F_s avec pieu	1.13	1.51	1.89	2.27
F_s avec sol équivalent	1.37	1.78	2.18	2.57
F_{sp}/F_{séq}	0.82	0.84	0.86	0.88

Tableau III-3 : rapport du facteur de sécurité avec pieux à celui avec sol équivalent

On constate que ce coefficient varie peu en tenant compte de la large gamme de cohésions considérées dans les cas étudiés et comme première approximation on peut donner une valeur moyenne de **0.85** comme facteur réducteur des coefficients de sécurité calculé en considérant le sol équivalent pour estimer ceux des pentes renforcées par pieux .

III-5 Conclusion:

Les résultats obtenus montrent que le remplacement des pieux dans le calcul de la stabilité d'une pente ou d'un talus vis-à-vis du glissement par un sol équivalent dont la caractéristique C varie en profondeur est faisable si on tient compte d'un coefficient qu'on applique aux résultats donnée par la procédure du calcul avec sol équivalent

Ce coefficient est estimé dans notre étude à **0.85** et peut être évalué d'une manière meilleure, en multipliant les cas étudiés et en faisant varier d'autre caractéristique de la pente telle que l'inclinaison, la rigidité des sols etc.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

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

- Les glissements de terrain sont une catégorie des mouvements de terrain dont l'impact sur l'économie et les vies humaines est parfois affreux, l'évaluation de la stabilité des pentes est un souci éternel des décideurs et des spécialistes.
- Plusieurs méthodes ont été développées pour calculer le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement, qui est le rapport des effets stabilisants (Forces, moment ou simplement résistance au cisaillement) aux mêmes types d'effets favorisant le glissement. Ces méthodes peuvent être groupées en deux grandes catégories :
 - ✓ Les méthodes classiques de l'équilibre limite et de l'analyse limite qui suppose un déplacement rigide d'une partie de sol par rapport à une autre partie;
 - ✓ les méthodes numériques (MEF et MDF) basées sur la réduction de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à la rupture.
- La technique de stabilisation de pentes par pieux a été utilisée avec succès dans beaucoup de cas pratiques. Pratiquement toutes les méthodes utilisées pour évaluer la stabilité de telles pentes ont montré que la présence des pieux dans le sol de la pente a un effet favorable sur la stabilité, le facteur de sécurité se trouve augmenté, cela est expliquée par l'effet de voûte créée dans le sol entre les pieux lui offrant un supplément de résistance.
- Les recherches précédentes ont montré que l'influence de la présence du pieu dans le sol s'étale sur une distance 5 fois le diamètre du pieu de part et d'autre de ce dernier.
- La résistance offerte par le pieu de stabilisation évaluée par la méthode de Ito et Matsui est conjuguée avec la résistance du sol sur une largeur 10D pour estimer la résistance totale du sol renforcée.
- Nous avons proposé l'idée de remplacer le système sol pieux par un nouveau sol seul en lui imposant de donner la même résistance vis-à-vis du glissement, pour le cas simple d'un sol purement cohérent, nous avons déterminé la cohésion C' du sol équivalent par l'expression :

$$C' = c \left[\left(1 - \frac{\pi}{40n} \right) + Z \left[\frac{1}{10D} \left(3 \log \frac{n}{n-1} + \frac{1}{n-1} \tan \frac{\pi}{8} \right) - \frac{2}{10nD} + \frac{\gamma Z}{20nDC} \right] \right]$$

-
- Les résultats obtenus montrent que le remplacement des pieux dans le calcul de la stabilité d'une pente ou d'un talus vis-à-vis du glissement par un sol équivalent dont la caractéristique C varie en profondeur est faisable si on tient compte d'un coefficient α qu'on applique aux résultats donnés par la procédure du calcul avec sol équivalent.
 - Dans notre étude ce coefficient α est estimé à **0.85**, on recommande la multiplication des cas d'études avec la variation d'autres caractéristiques de la pente telles que l'inclinaison, la rigidité des sols ... pour obtenir une estimation meilleure.

Liste Des Références

- [1] G.Philippnant. B.Hubert, Fondations et ouvrages en terre. Livre. Edition 5. Eyrolles(2005).
- [2] J.Costet, G.Sanglerat, Cour pratique de mécanique de sol, Tom 2, Calcul des ouvrages, Livre, Edition 3,dunad (1983).
- [3] A. Benaissa. Glissement de terrain et calcul de stabilité. Livre. Edition 11, Office des publications universitaires (2003).
- [4] KHEMISSA M. (2006). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement".INSA - Lyon, France, 27-29 juin 06.
- [5] Lee CY, Hull TS, Poulos HG. Simplified pile-slope stability analysis. Comput Geotech (1995);17(1):1–16.
- [6] D.V. Griffiths and P.A. Lane Colorado. Slope stability analysis by finite elements. Geotechnique 49. No 3. (1999).
- [7] W.B. Wei, Y.M. Cheng .Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles. Computers and Geotechnics 36(2009).
- [8] Mendjel Djenatte, analyse inverse dans le calcul géotechnique-application au calcul de la stabilité des talus-, thèse doctorat, université badji-mokhtar- Annaba (2012).
- [9] Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers (Glissements de terrain Processus).
- [10] Xinpo Li. Siming He. Xiangjun Pei. Marte Gutierrez. Optimal location of piles in slope stabilization by limit analysis. Acta Geotechnica (2012) 7:253–259.
- [11] A. Benaissa. Eléments de mécanique des sols. Livre. Edition 4, Office des publications universitaires (1992).
- [13] Kamal BELHADJ. Méthodes de Confortement des Pentas Instable Application au déblai PK34. (2011).
- [14] Yu HS, Salgado R, Sloan SW, Kim JM. Limit analysis versus limit equilibrium for slope stability. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE (1998).
- [15] Gilles CARTIER. Exemples d'utilisation du clouage pour la stabilisation de pentes instables
- [16] I-hsuan Ho, Optimization of pile reinforced slopes using finite element analyses. (2009).
- [17] R. Hammah, T. Yacoub . comparison of finite element slope stability analysis with conventional limit-equilibrium investigation.(2004).

[18] Wen-beng Wei .three dimensional slope stability analysis and failure mechanism. (2008).

[19] Reiffsteck Ph. LCPC div. MSRGI sec. CSOG .Mécanique des Sols Avancée- Stabilité des pentes.

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

[21] mémoire Houcemeddine GUERFI, stabilisation des talus renforcés par pieux, thème Magister, université el hadj Lakhdar – Batna.

[22] K. Baba, L. Bahi, L. Ouadif, A. Akhssas , Slope stability evaluations by limit equilibrium and finite Element methods applied to a railway in the moroccan rif , Journal of Civil Engineering, (2012), 2, 27-32.

الملخص

في العمل الذي تم عرضه ، قمنا بتبرير استخدام طرق، بسيطة نسبيا، لحساب استقرار الحالات غير المعالجة للمنحدرات، في حالة المنحدرات المعالجة بواسطة الخوازيق عن طريق استبدال نظام تربة-خازق بنظام تربة فقط مع خصائص جديدة تعطي استقرار مكافئ.

أولا قمنا بتقديم عبارة من أجل تقييم تماسك التربة المكافئة، تليها دراسة للعديد من الحالات العملية بواسطة برنامج Plaxis وذلك اعتبارا من تقديم بالتناوب للخوازيق والتربة المكافئة.

وأظهرت الدراسة أن تطبيق معامل تخفيض لقيم معاملات الأمان الناتج عن التربة المكافئة أعطى قيم دقيقة إلى حد ما من تلك القيم الناتجة عن التربة الاصلية المدعومة بالخوازيق.

الكلمات المفتاحية : استقرار ، منحدر، تربة مكافئة، عامل الامان ، توازن حدي ، خفض مقاومة القص، خازق ، Plaxis.

Résumé :

Le travail présenté ici vise à justifier l'utilisation des méthodes, relativement simples, de calcul de la stabilité des pentes non traitées aux cas des pentes traitées par des pieux en remplaçant le système sol- pieu par un système sol seul avec de nouvelles caractéristiques donnant une stabilité équivalente. Une expression pour estimer la cohésion du sol équivalent est d'abord établie, suivi d'une étude de plusieurs cas pratiques par Plaxis en considérant alternativement la présence des pieux et le sol équivalent.

L'étude a montré que l'application d'un coefficient réducteur aux valeurs des coefficients de sécurité obtenus en considérant le sol équivalent donne des valeurs assez précises de ceux de la pente renforcée réelle.

Mots clés : stabilité, pente, sol équivalent, facteur de sécurité, équilibre limite, réduction de la résistance au cisaillement, pieu, Plaxis.

Abstract:

The present work aims to justify the use of methods, relatively simple calculation of the stability of slopes untreated cases of slopes processed by piles replacing the system solvent piles by a single soil system with new features giving equivalent stability. An expression to estimate the cohesion of the equivalent soil is established first, followed by a study of several practical cases by Plaxis considering alternatively the presence of piles and soil equivalent.

The study showed that the application of a reduction factor to the values of safety coefficients obtained by considering the equivalent soil gives fairly accurate values of those real reinforced slope.

Keywords: stability, slope, equivalent ground safety factor, limit equilibrium, strength reduction in shear, piles, Plaxis.