

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider - Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique
Référence :

جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والري
المرجع:



Mémoire de Master

2^{ème} année

Option : Conception et Calcul des structures

THEME :

Stabilisation des Pentes par Inclusions Rigides

Etudiant:

Mr. Ilyes OUZAID

Encadreur :

Mr. Sadok BENMEBAREK, Professeur
Université Mohamed Khider - Biskra

Promotion Juin 2014

Dédicaces

Ce modeste travail est dédié à :

La source de mon inspiration mes très chers parents.

Mes chers frères et sœurs, et à toute ma famille.

Ma chérie ma future épouse.

À tous les amis.

Lyes.

Remerciements

Au terme de mon travail de mémoire, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance en premier mon Dieu ALLAH pour tout.

Je remercie mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Ma mère qui m'a donné l'espoir d'exceller dans mes études, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Je remercie sincèrement le directeur de mémoire le professeur S. BENMEBAREK pour ses aides et sa disponibilité.

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

Je remercie tous responsables de l'université et les enseignants de département génie civil et hydraulique.

Je remercie tous ma famille frères et sœurs et mes amis qui m'ont encouragé à réaliser ce travail.

Je remercie sincèrement le monsieur Salah BABAOUAMER et toute sa famille pour ses générosités.

À tous ceux qui ont contribué de prêt ou de loin a mené à terme ce travail.

ملخص

إن تعزيز المنحدرات أصبح عملية بالغة الأهمية في الجزائر نظرا للمشاكل الناجمة من ظاهرة إنزلاقات التربة. إلى يومنا هذا، هناك عدة دراسات في قيد الإنجاز من طرف مكاتب الدراسات و الجامعات الجزائرية لأجل إيجاد حل لهذه الظاهرة، من بين هذه الدراسات، تحقيق استقرار المنحدرات المعززة بالخوازيق. تهدف هذه الدراسة إلى تحسين فهم سلوك المنحدرات المعززة بالخوازيق، في حين أن هناك عدة طرق متاحة في المؤلفات لدراسة استقرار المنحدرات مُعززة و غير معززة بالخوازيق. إن إنزلاق قسم من طريق الأخرضية ولاية البويرة هو واحد من بين عدة تحاليل لانزلاق المنحدرات في الجزائر. في هذه المذكرة، تم تحليل انزلاق الطريق السيار شرق -غرب « قسم الأخرضية (ح ك 186) » بواسطة طريقة العناصر المنتهية، باستخدام برنامج الحساب « بلاكسيس » متنوع بدراسة لاستقرار المنحدر بدلالة مكان تموضع الخوازيق. النتائج الرقمية قورنت بالنتي تُحصل عليها بواسطة المنهجية الحركية. وُجد بأن الخوازيق يجب أن تتموضع في الجانب السفلي للمنحدر من أجل الحصول على أكبر مُعامل أمان.

كلمات مفتاحية: الإستقرار، المنحدر، الخوازيق، العناصر المنتهية، اللدونة.

Résumé

Le renforcement des pentes est devenu une opération primordiale en Algérie vu les problèmes causés par le phénomène de glissements de terrain. À ce jour, plusieurs études sont en cours de réalisation par les bureaux d'études et les universités algériennes pour trouver une solution à ce phénomène, parmi ces études, la stabilisation des pentes renforcées par pieux. La présente étude a pour objectif de mieux appréhender le comportement des pentes renforcées par pieux, tout en présente d'abord les diverses méthodes disponibles dans la littérature pour l'étude de la stabilité des pentes non renforcés et pentes renforcées par pieux. Le glissement de tronçon du chaussé de Lakhdaria, la ville de Buira, est un des nombreux cas d'analyse de la stabilité des pentes en Algérie. Dans ce mémoire, une analyse numérique du glissement de l'autoroute Est – Ouest « tronçon de Lakhdaria (PK 186) » a été faite par la méthode des éléments finis, en utilisant le code de calcul PLAXIS suivie d'une étude de stabilité de pente en fonction du positionnement des pieux. Les résultats numériques ont été comparés à ceux qui sont obtenus par l'approche cinématique. On a également trouvé que les pieux doivent être situés dans la partie inférieure de la pente pour obtenir le facteur de sécurité maximum.

Mots clés : Stabilisation, pente, pieu, éléments finis, plasticité.

Abstract

The reinforcement of the slopes became a paramount operation in Algeria considering the problems caused by the phenomenon of landslides. To date, several studies are under development by the engineering offices and Algerian universities to find a solution to this phenomenon, among these studies, the slope stabilization reinforced by piles. The present study was aimed at better understanding the behavior of slopes reinforced by piles, while first presents the various methods available in the literature to study the stability of unreinforced and reinforced pile slopes. The sliding of the segment of Lakhdaria, the city of Buira, is one of many cases analysis of slope stability in Algeria. In this study, numerical analysis of the landslide of the East – West highway « segment of Lakhdaria (KR 186) » was made by the finite element method, using the calculation code PLAXIS followed by a study of slope stability according to the piles position. The numerical results were compared to those obtained by the kinematic approach. It was also found that the piles should be located in the lower part of the slope to achieve the maximum safety factor.

Keywords : Stabilization, slope, pile, finite elements, plasticity.

Table des figures

Figure 1.1 Les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain, (DURVILLE et SEVE, 1996).....	7
Figure 1.2 L'écroulement, (Reid et <i>al.</i> , 1999).	8
Figure 1.3 Le renversement, (Reid et <i>al.</i> , 1999).	8
Figure 1.4 Glissement : (a) Rotationnel, (b) Plan, (Reid et <i>al.</i> , 1999).	9
Figure 1.5 Propagation latérale, (Reid et <i>al.</i> , 1999).	10
Figure 1.6 Coulée de débris (a), Avalanche de débris (b), Coulée de terre (c), (Reid et <i>al.</i> , 1999).....	11
Figure 1.7 Mouvements de fluage, (Reid et <i>al.</i> , 1999).	11
Figure 1.8 Coupe géologique et géotechnique d'un glissement,(DURVILLE et SEVE, 1996).....	12
Figure 1.9 Surface de rupture supposée circulaire et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle.	15
Figure 1.10 Pieux en bois flottant pour un petit bâtiment,(Kempfert et Gebreselassie, 2006).....	20
Figure 1.11 Système de battage et d'épissage des pieux préfabriqués, (Kempfert et Gebreselassie, 2006).	20
Figure 1.12 Profilés métalliques battus, (Frank, 1995).	21
Figure 1.13 Pieu battu moulé, (Frank, 1995).	21
Figure 1.14 Pieu foré à la boue, (Frank, 1995)	22
Figure 1.15 Pieu foré tubé, (Frank, 1995).	22
Figure 1.16 Pieu tarière creuse, (Frank, 1995).	23
Figure 2.1 Problème fondamental d'un pieu en pente instable, (Poulos, 1995).	26
Figure 2.2 Analyse simplifiée de stabilité pieux-sol (Poulos, 1995).	27
Figure 2.3 Mécanisme de rupture d'une pente (Ausilio et <i>al.</i> , 2001).	30
Figure 2.4 Stabilité d'une pente renforcée par des pieux (Ausilio et <i>al.</i> 2001).	34
Figure 2.5 Boîte expérimentale, (Munawir et <i>al.</i> , 2013).....	39
Figure 3.1 Glissement du tronçon Buirra-Alger (Mars 2014).....	43
Figure 3.2 Ligne de pieux (tronçon Buirra-Alger, Mars 2014).....	43

Figure 3.3	Figure. Géométrie de la pente.....	44
Figure 3.4	Dimensions des ouvrages de confortement.	46
Figure 3.5	Maillage du modèle	47
Figure 3.6	Définition le niveau de la nappe	47
Figure 3.7	Définition du multiplicateur pour la procédure K_0	48
Figure 3.8	Déformation du maillage après application de la gravité.	49
Figure 3.9	L'intensité des déplacements après le terrassement en présence de pieux.	50
Figure 3.10	Les zones de fort déplacement.....	51
Figure 3.11	Mécanisme de rupture de pente.	51
Figure 3.12	État plastique du sol juste autour de pieux (Ito et Matsui, 1975).	53
Figure 3.13	Géométrie de la pente.	54
Figure 3.14	L'intensité des déplacements.....	57
Figure 3.15	Mécanisme de rupture de pente.	58
Figure 3.16	Surface de glissement critique.	58
Figure 3.17	Effet du positionnement des pieux sur le facteur de sécurité	59
Figure 3.18	Effet de la position des pieux sur le mécanisme de rupture	61
Figure 3.19	Comparaison des résultats	62

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Classification des mouvements de terrain	7
Tableau 3.1 Propriétés des couches de sols et des interfaces	45
Tableau 3.2 Tableau Propriétés des ouvrages de soutènement	46
Tableau 3.3 : Propriétés du sol	55
Tableau 3.4 Propriétés des pieux	55
Tableau 3.5 Résultats du facteur de sécurité	57
Tableau 3.6 : Les valeurs de FS calculées.	61

Table des matières

Dédicaces	
Remerciements	
Résumé.....	iii
Table des figures.....	iv
Liste des tableaux.....	vi
Table des matières.....	vii
Introduction générale.....	1
Chapitre -1: Généralités sur la stabilité des pentes.....	3
Introduction.....	4
1.1 Définitions sur les glissements de terrain.....	4
1.2 Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement.....	5
1.3 Les étapes de l'activité des glissements de terrain.....	6
1.4 Quelques modes d'instabilités affectant les pentes de sol.....	6
1.4.1 Les écroulements.....	7
1.4.2 Le renversement.....	8
1.4.3 Les glissements.....	8
1.4.3.1 Glissements rotationnels ou circulaires.....	9
1.4.3.2 Glissement plan.....	9
1.4.4 Diffusion latérale.....	9
1.4.5 Les coulées.....	10
1.4.6 Mouvements de fluage.....	10
1.5 Notions de base pour étudier la stabilité des pentes.....	11
1.5.1 Notion de coefficient de sécurité.....	12
1.6 Méthodes classiques pour l'étude de la stabilité des pentes.....	13
1.7 Méthodes évoluées pour l'étude de la stabilité des pentes.....	16
1.8 Les techniques de renforcement.....	18

1.8.1	Classification des pieux	19
1.8.1.1	Classification des pieux selon la nature de matériau	19
1.8.1.2	Classification des pieux selon le mode d'introduction dans le sol	21
	Conclusion.....	23
Chapitre -2:	Analyse de la stabilité des pentes renforcées par pieux	24
	Introduction.....	25
2.1	Les méthodes d'analyse des pentes renforcées par pieux.....	25
2.1.1	Méthodes analytiques	25
2.1.1.1	Étude de la stabilité des pentes par l'approche cinématique.....	28
2.1.2	Méthodes numériques.....	36
2.2	L'effet du positionnement des pieux sur la stabilité des pentes	37
	Conclusion.....	39
Chapitre -3:	Modélisation du renforcement des pentes par pieux à l'aide de	
PLAXIS	40
	Introduction.....	41
3.1	Présentation de PLAXIS	41
3.1.1	Définition.....	41
3.1.2	Modèle de Mohr-Coulomb	42
3.1.3	Modélisation des structures de soutènements (Plaques).....	42
3.2	Applications et discussions.....	42
3.2.1	Vérification de la stabilité de l'autoroute Est – Ouest « tronçon de	
	Lakhdaria ».....	42
3.2.1.1	Préambule.....	42
3.2.1.2	Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux	43
3.2.1.3	Génération du maillage	46
3.2.1.4	Définition des conditions initiales.....	46
3.2.1.5	Procédure de calcul	48

3.2.1.6	Résultats et discussions	49
3.2.2	Effet du positionnement des pieux sur la stabilité des pentes	52
3.2.2.1	Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux	53
3.2.2.2	Procédure de calcul	56
3.2.2.3	Résultats et discussions	57
	Conclusion.....	62
	Conclusion général.....	63
	Références.....	65

Introduction générale

Introduction générale

La stabilité 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 et par la facilité de leur mise en œuvre, mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global de la pente. Au but d'améliorer des pentes, il existe plusieurs techniques de renforcement qui diffèrent par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité. Aujourd'hui, le renforcement des pentes par des pieux verticaux reprenant les sollicitations latérales est largement utilisé en pratique répartis ou sous forme de rideau.

De ce qui précède, on peut se poser la question fondamentale suivante : La technique de stabilisation des pentes renforcés par pieux peut-elle résoudre définitivement le problème de glissement de terrain ? Si oui, quel est le positionnement optimal pour ses pieux, du point de vue de sécurité et d'économie ?

Les buts principaux de ce mémoire sont de visualiser le rôle des pieux dans la pente et de trouver l'emplacement le plus approprié de pieux dans la pente. Pour atteindre les objectifs visés dans cette étude, nous avons divisé notre travail en trois chapitres, une introduction générale et une conclusion avec des recommandations.

Le premier chapitre présente des généralités sur les glissements de terrains et sur leurs classifications avec un aperçu sur les méthodes classiques et autres évoluées pour l'étude de la stabilité des pentes suivie des techniques d'amélioration des pentes.

Ensuite, le deuxième chapitre est consacré à la synthèse des différentes méthodes utilisées pour analyser la stabilité des pentes renforcées par pieux suivie d'une synthèse bibliographique sur la localisation optimale des pieux en pente.

Au dernier chapitre cœur de ce mémoire, nous présentons d'une part une modélisation numérique à l'aide du logiciel PLAXIS d'un cas réel de renforcement de pente par pieux s'agissant du glissement de l'autoroute de Bouira-Alger au PK 186, et d'autre part une étude paramétrique sur l'emplacement le plus approprié de pieux dans la pente comparée résultats des études disponibles dans la littérature.

Le mémoire est clôturé par une conclusion générale et des perspectives.

Chapitre 1

Généralités sur la stabilité des pentes

Introduction

Les origines de la perte de stabilité des pentes naturelles, artificielles, même celles qui surviennent dans un milieu granulaire idéal, sont très diverses. Elles font interagir des milieux solides et fluides dont les interactions sont complexes et régissent en grande partie le comportement de chacun des milieux et de l'ensemble du massif. La mise en mouvement de pentes naturelles (lente ou brutale) peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique non négligeable, et parfois causer des victimes humaines.

L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature et par leur dimension. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. Les problèmes de stabilité des pentes rencontrent fréquemment dans les constructions des routes, des canaux, des digues, des barrages et pentes naturelles. Le glissement de terrain passe par plusieurs étapes chronologiques de l'activité. Il existe des principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux de mouvements de masse qui pourrait se produire à la surface de la Terre.

Dans ce chapitre, on va citer de nombreuses méthodes analytiques et numériques pour contrôler la stabilité des pentes par calculer leurs facteurs de sécurité. Si le facteur de sécurité n'est pas suffisant ($FS \leq 1$), il faut de voir comment améliorer le problème et rendre la pente stable. La stabilité des pentes peut être améliorée avec différentes manières : Aplatissement de la pente en modifiant la géométrie extérieure du sol (terrain), en effectuant un drainage extérieur, en utilisant des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement comme 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.

1.1 Définitions sur les glissements de terrain

Les glissements de terrain ne sont qu'un type de mouvement gravitaire (ou mouvement de masse), pourtant, par analogie avec certains auteurs anglophones ("landslide" en anglais),

on utilise parfois improprement le terme « glissement de terrain » pour désigner tous les mouvements gravitaires.

Glissement de terrain est un phénomène géologique d'où une masse de terre descend sur une pente, autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Après la mise en mouvement, la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Il est soit un processus naturel ou se produit en raison des activités humaines qui perturbent la stabilité de la pente.

Les glissements des terrains représentent un problème sérieux presque dans toutes les régions du monde, parce qu'ils causent des pertes économiques ou social sur des propriétés privées et publiques, (Rotaru et *al.*, 2007). Les catastrophes naturelles ont démontré la puissance destructrice de soudains mouvements de masse au cours d'un glissement de terrain, qui continuent à faire des victimes et causent des dommages importants aux biens et aux infrastructures sur une base annuelle, (CIOCA et *al.*, 2008). Malgré l'apparition fréquente de telles catastrophes naturelles, des lacunes considérables demeurent dans la base de compréhension et de modélisation des principaux mécanismes de déclenchement et de l'extension spatiale des cicatrices et des zones de dépôts, donc qui entravent les efforts visant à développer des systèmes d'alerte précoce efficaces et établir des indicateurs pour panne naissante et tout dommage ultérieur,(Coppola et *al.*, 2006).

Les zones qui sont généralement sujettes à des glissements de terrain sont : Les glissements de terrain existants, ancienne ou récente, à la base ou au sommet de pentes, à la base du creux de drainage mineurs, à la base ou sommet d'un ancien talus de remblai, à la base ou au sommet d'une pente supporte une forte inclinaison, (Rotaru et *al.*, 2007).

1.2 Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement

Il existe trois principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux du mouvement de masse qui pourrait se produire à la surface de la Terre, (Zaruba et Ménécl, 1969) :

- Gradient de pente : Plus la pente du terrain, plus il est probable que le mouvement de masse se produit.
- La consolidation de la pente : Les sédiments et les roches et les sédiments fracturés ou mal cimentés sont faibles et plus vulnérables aux mouvements de masse.
- L'eau : Si les matériaux de pente sont saturés d'eau, ils peuvent perdre la cohésion et de s'écouler facilement.

Lorsqu'il pleut, la déformation horizontale d'une pente augmente et continue d'augmenter pendant un certain temps après la pluie, (Song et *al.*, 2012).

1.3 Les étapes de l'activité des glissements de terrain

Il y a quatre étapes différentes successifs possibles de l'activité des glissements de terrain, (Chowdhury et *al.*, 2007; Coppola et *al.*, 2006) :

- (1) Phase de pré-défaut : Lorsque la masse de sol est encore continue. Cette étape est principalement contrôlé par la rupture progressive et fluage.
- (2) Phase de rupture : Caractérisé par la formation d'une surface de cisaillement continu à travers l'ensemble du sol ou de la masse de roche.
- (3) Phase après rupture : Qui comprend le mouvement du sol ou de la masse de roche impliqués dans le glissement de terrain, de juste après la rupture jusqu'à ce qu'il s'arrête essentiellement.
- (4) Phase de réactivation : Lorsque les diapositives de masse du sol ou de la roche le long d'un ou de plusieurs surfaces de cisaillement préexistants. Cette réactivation peut être occasionnelle ou permanent avec les variations saisonnières de la vitesse de déplacement.

1.4 Quelques modes d'instabilités affectant les pentes de sol

Mouvements de pente peuvent prendre très différentes configurations, de roches renverser à la coulée de boue, peut impliquer une variété de matériau de roche dure, à l'argile sensible et de loess, et peut résulter d'une variété de phénomènes de fonte rapide des neiges ou de fortes précipitations aux tremblements de terre.

La Figure 1.1, illustre les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain.

Le mode de mouvement dépend de nombreux facteurs, dont l'inclinaison, type de matériau et les conditions hydrologiques, (Leroueil et *al.*, 1996).

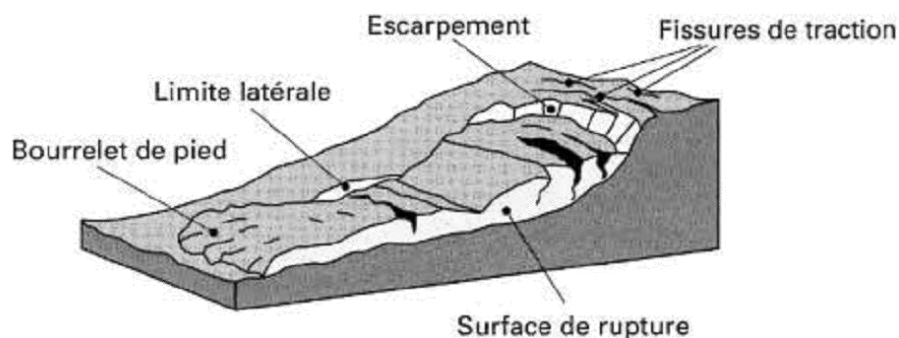


Figure 1.1 Les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain, (DURVILLE et SEVE, 1996).

Certains types de déplacements donnent presque automatiquement des indications sur les ordres de grandeur des vitesses atteintes classées ainsi par les spécialistes (Tableau 1.1) :

Tableau 1.1 Classification des mouvements de terrain, (Rotaru et *al.*, 2007).

Classe	Description	Vitesse
7	Extrêmement rapide	5 m/sec
6	Très rapide	3 m/min
5	Rapide	1,8 m/heure
4	Modéré	13 m/mois
3	Lent	1,6 mm/an
2	Très lent	16 mm/an
1	Extrêmement lent	< 16 mm/an

Il existe six types différents des mouvements du glissement de terrain : Écroulements, renversement, glissement, diffusion latérale, coulées, et fluage.

1.4.1 Les écroulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses (figure 1.2). Nous utilisons le terme chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm², ou chute de blocs pour un volume supérieur.

Les écroulements sont un des mécanismes principaux de l'érosion dans les argiles fortement sur consolidés, (Leroueil et *al.*, 1996).

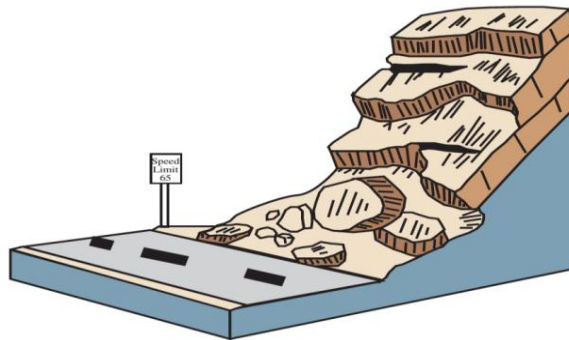


Figure 1.2 L'écroulement, (Reid et *al.*, 1999).

1.4.2 Le renversement

Le renversement est la rotation vers l'avant de la pente d'une masse de sol ou de roche (figure 1.3) sur un point ou un axe au-dessous du centre de gravité de la masse déplacées. La masse rocheuse peut rester en place dans cette position pendant une longue période où elle peut de tomber vers le bas de la pente en raison d'affaiblissement supplémentaire. Cela dépendra le type et la géométrie de la masse rocheuse.

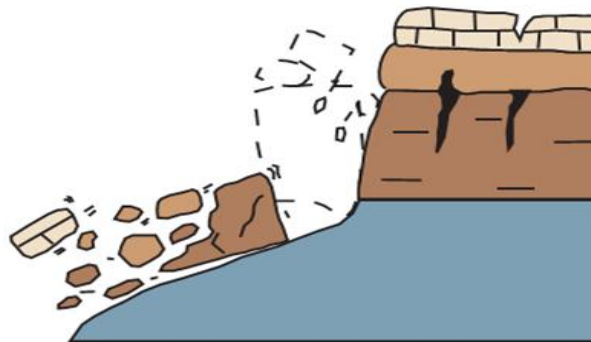


Figure 1.3 Le renversement, (Reid et *al.*, 1999).

1.4.3 Les glissements

Le glissement est un mouvement d'une pente descendante de sol ou le massif de roche qui se produit surtout à la surface de rupture ou sur des zones relativement minces de déformation en cisaillement intense, (Pariseau et Voight, 1979).

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue deux types de glissements :

- Glissement plan.
- Glissements rotationnels simples.

1.4.3.1 Glissements rotationnels ou circulaires

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère, (figure 1.4 (a)). On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé).

- Glissement rotationnel simple : Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre.
- Glissement rotationnel complexe : Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontants vers l'amont.

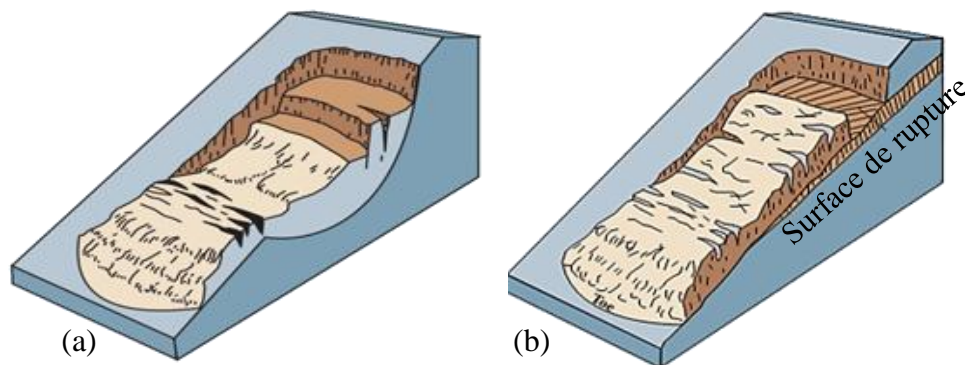


Figure 1.4 Glissement : (a) Rotationnel, (b) Plan, (Reid et *al.*, 1999).

1.4.3.2 Glissement plan

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : Zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification...(figure 1.4 (b)). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».

1.4.4 Diffusion latérale

La diffusion latérale est définie comme une extension d'un sol cohérent ou masse de roche combinée à une subsidence générale de la masse fracturée du matériau cohérent dans les matériaux mous de sous-jacent (figure 1.5). Elle peut résulter de la liquéfaction ou écoulement du matériau plus doux.

La propagation latérale dans les matériaux de grains fins sur des pentes peu profondes est habituellement progressive. Le lâchage commence soudainement dans une petite zone et se propage rapidement.

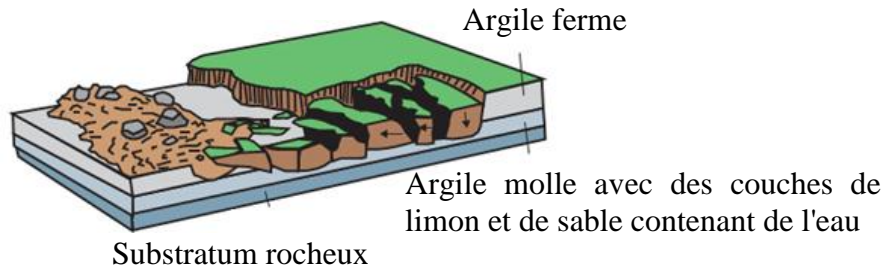


Figure 1.5 Propagation latérale, (Reid et *al.*, 1999).

1.4.5 Les coulées

Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité.

On distingue plusieurs types des coulées telle que : Coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne), Comme ce qu'est montré dans la figure 1.6, coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été). En France, les coulées se produisent essentiellement en montagne, souvent du fait d'une rencontre de matériaux ayant glissé et d'un courant de torrent. Notons que la fonte des neiges est favorable à la formation de coulées boueuses.

1.4.6 Mouvements de fluage

Par opposition aux mouvements précédents, localisés dans le temps et caractérisés par une zone de rupture nettement définie, les mouvements de fluage (figure 1.7) constituent la manifestation externe des déformations du sol dans sa masse. Ce sont des mouvements lents, de faible amplitude, qui se développent dans une zone dont les contours sont généralement difficiles à définir, tant en extension qu'en profondeur.

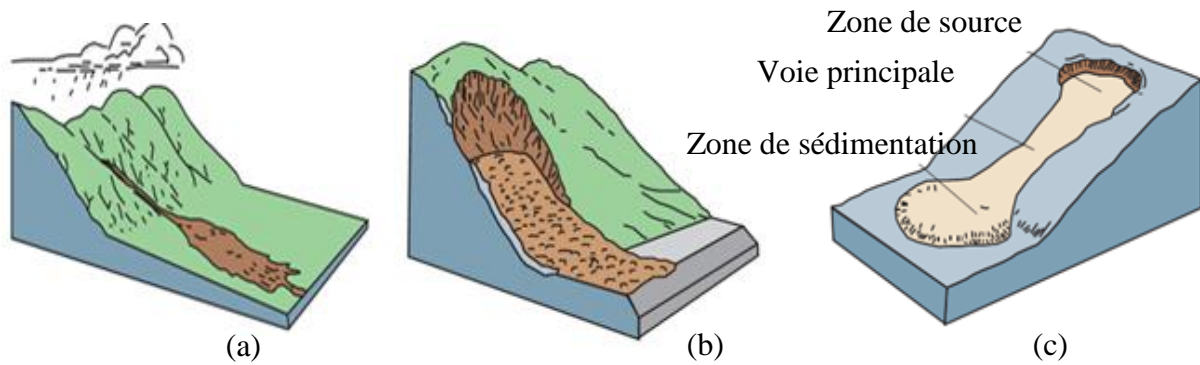


Figure 1.6 Coulée de débris (a), Avalanche de débris (b), Coulée de terre (c), (Reid et *al.*, 1999).

Les cas de fluage pur (déformation sans modification des sollicitations extérieures) sont très rares et très délicats à mettre en évidence (Biarez J., 1973). Par contre, de nombreux glissements d'ouvrages sont précédés de mouvements lents de fluage dont l'évolution provoque la rupture. C'est le cas de certains remblais construits sur versants.

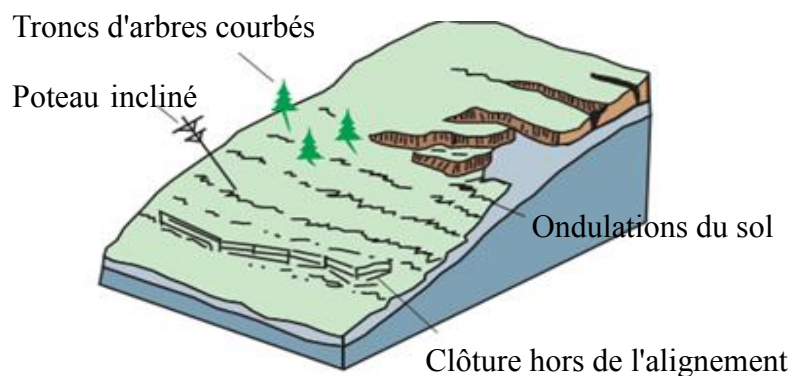


Figure 1.7 Mouvements de fluage, (Reid et *al.*, 1999).

1.5 Notions de base pour étudier la stabilité des pentes

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques recueillies fait l'objet, en général, d'une représentation sur un fond de plan et sur une ou plusieurs coupes longitudinales (figure 1.8). Un modèle géotechnique est construit pour les calculs de stabilité, dans lequel la surface topographique, les différentes couches de sol et les hypothèses hydrauliques sont définies.

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

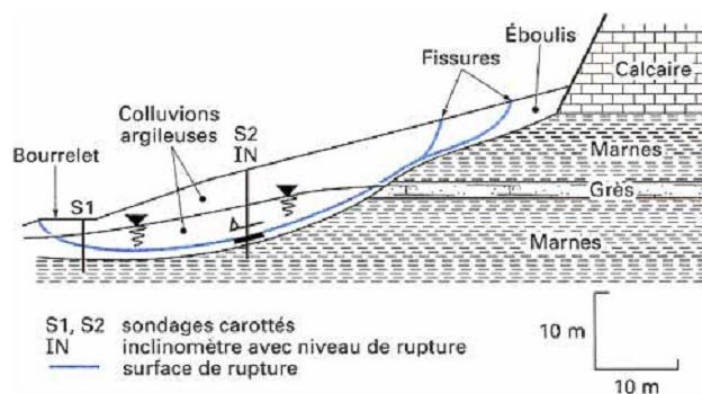


Figure 1.8 Coupe géologique et géotechnique d'un glissement, (DURVILLE et SEVE, 1996).

- La géométrie de la pente en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitation).

Une fois la géométrie et les conditions du sol d'une pente ont été déterminées, la stabilité des pentes peut être évaluée. Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes incluent l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur global de sécurité pour une pente d'une part, et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture d'autre part.

Les méthodes d'analyse de stabilité des pentes divisent en deux grandes parties : (Méthodes d'équilibre limite et méthodes numériques). Ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Pour évaluer la stabilité des pentes par les méthodes d'équilibre limite, il existe plusieurs méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de facteur de sécurité et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Le facteur de sécurité est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement et l'effort de cisaillement requis pour l'équilibre de la pente.

1.5.1 Notion de coefficient de sécurité

Théoriquement, la pente est dit stable si $Fs > 1$. L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque $Fs = 1$. Mais dans la pratique, le coefficient Fs est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

Cependant, On distingue deux démarches pour le calcul du facteur de sécurité :

Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de FS inférieure ou égale à 1, donc :

- Soit, on connaît la surface exacte et l'on cherche à déterminer, pour $FS = 1$, les caractéristiques correspondantes.
- Soit, on a les caractéristiques et l'on cherche à déterminer la surface de glissement.

La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des pentes.

1.6 Méthodes classiques pour l'étude de la stabilité des pentes

Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- La manière d'utiliser les équations statiques pour définir le coefficient de sécurité,
- Les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

- Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936): Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement,
- Méthode simplifiée de (Bishop, 1955) : Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical,
- Méthode de (Morgenstern et Price, 1965) : Qui est typiquement une méthode de post-analyse. Elle permet à un expert d'expliquer pourquoi une rupture du talus s'est produite. Elle est basée sur l'hypothèse que la direction des forces inter-tranches peut être décrite par une fonction mathématique arbitraire,
- Méthode de (Spencer, 1967) : Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces intertranches,
- Méthode complète de (Janbu, 1968) : Qui suppose que le point d'application de chaque force intertranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée.

Toutes ces méthodes sont présentées de façon plus détaillées dans les travaux de (Duncan, 1996) et présentées dans un cadre général par (Espinoza et *al.*, 1992).

La figure 1.9 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche i , concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles (i.e. méthode d'équilibre limite).

Nous découpons la masse de sol supposée en mouvement (zone de glissement) en n tranches verticales successives (Fig. 1.9 (a)), en veillant à ce que la base de chaque tranche puisse être considérée comme à peu près rectiligne et située dans un seul type de sol ou de régime hydraulique. Le nombre total de variables (inconnues) associées à chaque tranche est de $6n - 2$, (Fig. 1.9 (b)).

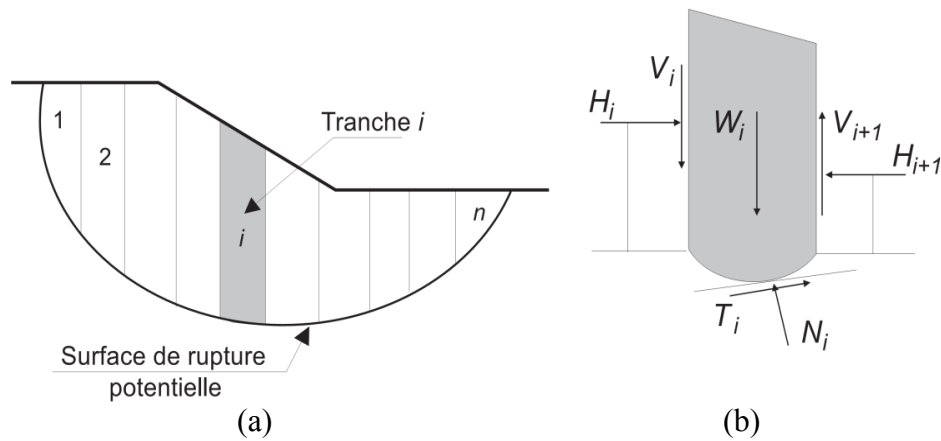


Figure 1.9 Surface de rupture supposée circulaire et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle.

L'équilibre des forces, définies ci-dessus, s'exprime par les considérations statiques habituelles, à savoir par $3n$ équations d'équilibre :

- n équations de rotation, s'exprimant ici par la sommation des moments,
- $2n$ équations de translation, à savoir la sommation des forces dans deux directions.

C'est à partir de ces équations que sont définis les coefficients de sécurité.

Les $3n$ équations d'équilibre et n équations données par le critère de rupture (qui est généralement le critère de Mohr-Coulomb) ne suffisent pas à rendre le problème déterminé, aussi est-on obligé de posséder des informations supplémentaires relatives, soit à la répartition des composantes normales à la base, soit à celle des forces entre les tranches. Donc, le nombre d'équations supplémentaires est de $2n - 2$.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité global FS est défini par le quotient de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} et de la contrainte de cisaillement τ mobilisée s'exerçant réellement sur la surface :

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

(si $FS = 1$, il n'y a pas de rupture ; si $FS < 1$, la rupture se produit).

Bien que cette méthode soit largement utilisée dans la pratique, elle présente certaines difficultés et limites, principalement :

- Le coefficient de sécurité, qui se restreint au niveau local, est supposé constant le long de la surface de rupture,

- Nous ne savons pas évaluer, dans la plupart de problèmes, la répartition des contraintes le long de la surface instable,
- Aucune information sur les champs de déplacement et de déformation de sols à la rupture ne peut être fournie,
- Ni la dépendance de l'état de contrainte, ni l'histoire de contrainte-déformation ne sont prises en compte,
- La forme ou la position de la surface de glissement est en général préalablement supposée,
- La stabilité de la pente n'est vérifiée que par la valeur maximale de la contrainte déviatorique, tandis que les autres modes de rupture peuvent se produire avec une plus faible valeur de contrainte.

Une approche cinématique fondée sur l'analyse limite, qui peut s'affranchir de certaines des difficultés précédentes, a été développée dans le cadre de la théorie générale du calcul à la rupture (Coussy et Salençon, 1979; Salençon, 1983). Cette approche repose sur la dualisation des équations d'équilibre obtenue en appliquant le principe des travaux virtuels. Elle a donné lieu à l'élaboration de méthodes numériques efficaces (Pastor, 1983; Sloan, 1988, 1989; Turgeman, 1983). L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

- Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux,
- Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut : Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale...

Cependant, du fait que l'on s'appuie sur le comportement associé (élastique parfaitement plastique) donc sur une rhéologie relativement éloignée du comportement réel, les méthodes classiques ne peuvent fournir que des bornes inférieure et supérieure correspondant respectivement aux champs statiquement admissible et cinématiquement admissible. Dès lors, des modèles de comportement élastoplastiques sont nécessaires et la méthode de calculs par éléments finis permet de contourner ces difficultés dans l'étude de la stabilité des pentes. Ceci fait l'objet de la partie suivante.

1.7 Méthodes évoluées pour l'étude de la stabilité des pentes

Cette partie est consacrée à la présentation de méthodes plus évoluées pour l'analyse de problèmes de stabilité des pentes. Ces méthodes s'appuient essentiellement sur la méthode de

calculs par éléments finis incorporant les modèles de comportement plus réalistes des géomatériaux. Pour des descriptions plus détaillées sur le développement de cette méthode numérique dans l'analyse de la stabilité des pentes, nous conseillons de se reporter aux travaux de (Duncan, 1996; Griffiths et Lane, 1999).

D'un point de vue mécanique, l'instabilité des pentes a été également décrite à l'aide de deux approches : La théorie de la plasticité d'une part et la théorie de la localisation (bifurcation par discontinuités cinématiques) d'autre part.

Même si la robustesse de la méthode éléments finis et sa capacité de prévoir la stabilité des pentes sont bien reconnues, la question du critère de rupture globale et sa définition reste encore posée. Il se présente différentes définitions de rupture comme : Analyse de la dilatation ("bulging") du profil de la pente (Snitbhan et Chen, 1978) ; vérification des contraintes de cisaillement sur la surface de rupture potentielle (Duncan et Dunlop, 1968) ou perte de convergence de l'algorithme d'itération (Zienkiewicz and Taylor, 1994). Ces définitions ont été discutées dans le papier de (Abramson, 2002) mais sans qu'aucune solution ne s'impose.

Soulignons qu'il existe une autre approche pour déterminer la rupture globale en analysant les ruptures locales (au niveau des points matériels). Il s'agit d'un calcul de coefficient de sécurité qui est effectué en diminuant progressivement les paramètres de résistance du matériau (présentés par le critère de plasticité) jusqu'à la violation du critère de rupture globale choisi (Brinkgreve et Bakker, 1991; Griffiths et Lane, 1999; T. et K.C, 1992). Notons que dans ce cas, le critère de rupture coïncide avec la limite de plasticité.

Cependant, les milieux granulaires (comme les géomatériaux en général) présentent un comportement fortement non linéaire et irréversible. Les déformations plastiques pour ces matériaux sont manifestement non associées, et n'obéissent pas à la règle de normalité stipulant une déformation plastique normale à la surface de charge ou surface d'écoulement. De ce fait, des instabilités et des bifurcations peuvent se manifester à l'intérieur strict de la condition limite de plasticité (Hill, 1958; Mandel, 1966; Rice, 1976).

En ce qui concerne la deuxième théorie (localisation), de nombreux auteurs tels que : (Ortiz et *al.*, 1987; Regueiro et Borja, 1999) ont mené des réflexions basées sur la localisation de la déformation. Ce phénomène, d'après (Rice, 1976; Rudnicki et Rice, 1975), constitue une instabilité matérielle particulière qui conduit, pour un certain pas de temps (de chargement), à la bifurcation de la solution du problème. Des calculs par la méthode des éléments finis,

incorporant un critère de localisation des déformations, permettent probablement de détecter la singularité du phénomène. Cependant, dans les parties précédentes, nous avons montré que les mécanismes de rupture ne sont pas uniques, l'instabilité matérielle peut apparaître non seulement sous un mode localisé mais aussi sous un mode diffus qui se manifeste alors avant le mode localisé. C'est cette seconde classe de rupture qui peut être décrite par le critère de stabilité s'appuyant sur le signe du travail du second ordre (Hill, 1958) que nous présenterons dans la suite. Mais dans un premier temps, nous nous intéressons aux différentes formulations des modèles de comportement, notamment aux modèles incrémentaux non linéaires proposés par (Darve, 1982).

1.8 Les techniques de renforcement

L'utilisation des lignes de pieux verticaux pour stabiliser les glissements de terrain ou pour éviter les mouvements excessifs est une pratique d'ingénierie bien développée. Les pieux sont installés à travers la masse potentiellement coulissante à un espacement sensiblement plus grande que leur diamètre et noyées dans la couche stable au-dessous de la surface de glissement. Chaque pieu se comporte comme appartenant à une structure discrète linéaire capable de transférer une partie de la pression latérale du sol de la couche instable à la plus stable, sans causer de défaillance dans le sol environnant, (Kourkoulis et *al.*, 2010).

Les pieux verticaux sont utilisés pour stabiliser les pentes. Ils sont généralement soumis à une force latérale causée par les mouvements horizontaux du sol environnant et d'où ils sont considérés comme des pieux (passive), (Ashour et Ardalan, 2012).

Pieux en bois pilotés ont été utilisés pour renforcer la stabilité des pentes des argiles très douces en Suède, alors que les pieux de béton armé coulé en place plus grand que 1.5 m de diamètre ont été utilisés en Europe et aux États-Unis pour stabiliser les glissements de terrain dans les argiles raides, (Bulley, 1965; Offenberger, 1981). Au Japon, les pieux tubulaires en acier de 300 mm de diamètre ont été utilisés pour stabiliser les zones de glissements de terrain, (Taniguchi, 1967).

Les types d'applications des pieux sont :

- Pieux simples pour le transfert des charges individuelles.
- Groupes de pieux pour les charges de surface ou latérales.
- Combinés pieux-radier comme un type spécial de pieux, avec un transfert supplémentaire de charge grâce à une pression de contact entre le radier et le sol entre les pieux.

Plusieurs codes européens ont été développés pour les fondations de type « pieux », (Kempfert et Gebreselassie, 2006), tels que :

- NE 1536 : Pieux forés.
- NE 12699 : Pieux battus.
- NE 14199 : Micropieux.
- NE 12794 : Pieux en béton préfabriqué.

Des recommandations sur la conception et le dimensionnement des pieux peuvent être trouvés dans les codes suivants :

- EN 1997-1 : Conception géotechnique partie 1: Règles générales (Eurocode).
- EN 1993-5 : Calcul des structures en acier Partie 5: Murs de pieux de tôle en acier et des pieux en acier.

1.8.1 Classification des pieux

On classe les pieux :

- Soit suivant la nature du matériau constitutif : Bois, métal, béton ;
- Soit suivant le mode d'introduction dans le sol : Pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage.

Pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

1.8.1.1 Classification des pieux selon la nature de matériau

- Pieux en bois

Pieux de bois traités avec des produits sont principalement utilisés pour les besoins à court terme et ne peuvent pas transporter des grandes charges (figure 1.10).



Figure 1.10 Pieux en bois flottant pour un petit bâtiment,(Kempfert et Gebreselassie, 2006).

- Pieux en béton

Ils sont de deux types, c'est-à-dire des pieux préfabriqués (figure 1.11), et pieux coulé in situ.

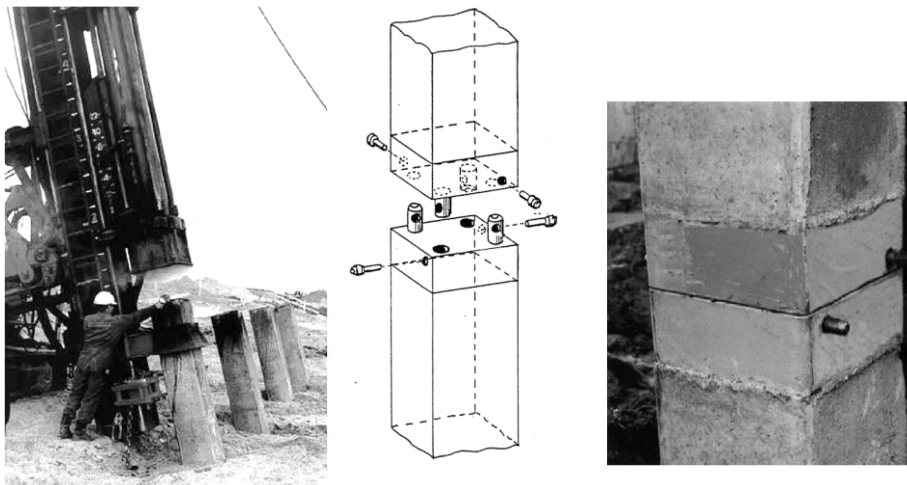


Figure 1.11 Système de battage et d'épissage des pieux préfabriqués, (Kempfert et Gebreselassie, 2006).

- Pieux d'acier préfabriqués

Un pieu d'acier peut être profilé laminé, comme une forme de H ou une forme fabriquée (comme une boîte) ou une feuille plate (figure 1.12). La longueur de ce pieu peut être prolongée selon l'exigence avec l'assemblage / soudage d'une longueur supplémentaire de pieu. Il peut être foncé à une inclinaison maximale de 1:1.

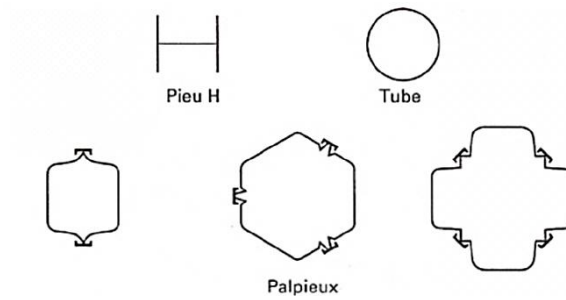


Figure 1.12 Profils métalliques battus, (Frank, 1995).

1.8.1.2 Classification des pieux selon le mode d'introduction dans le sol

- Pieux refoulant le sol à la mise en place :

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

- Pieu battu préfabriqué.
- Pieu en béton/ métal foncé.
- Pieu battu pilonné.
- Pieu battu moulé, (figure 1.13).

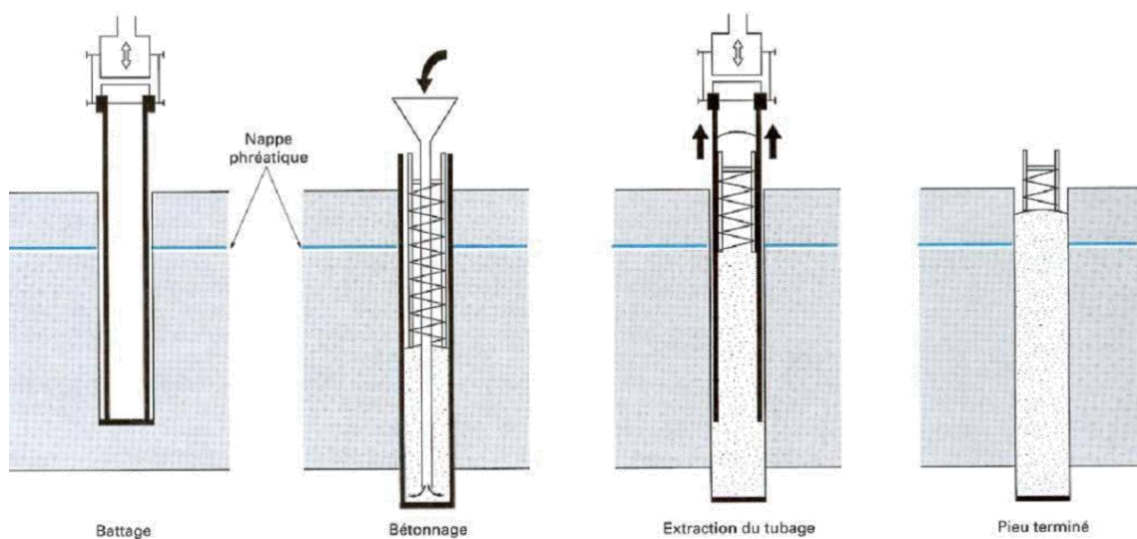


Figure 1.13 Pieu battu moulé, (Frank, 1995).

- Pieu battu enrobé.
- Pieu tubulaire précontraint.
- Pieu vissé moulé.

- Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place :
- Pieu foré simple.
- Pieu foré à la boue, (figure 1.14).

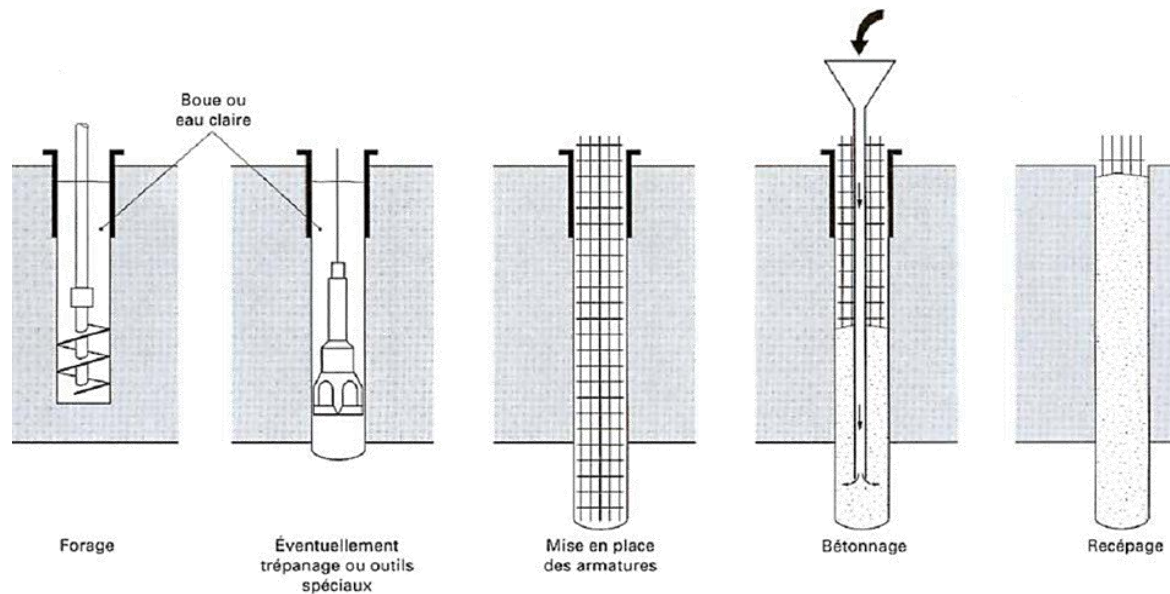


Figure 1.14 Pieu foré à la boue, (Frank, 1995)

- Pieu foré tubé, (figure 1.15).
- Pieu tarière creuse, (figure 1.16).

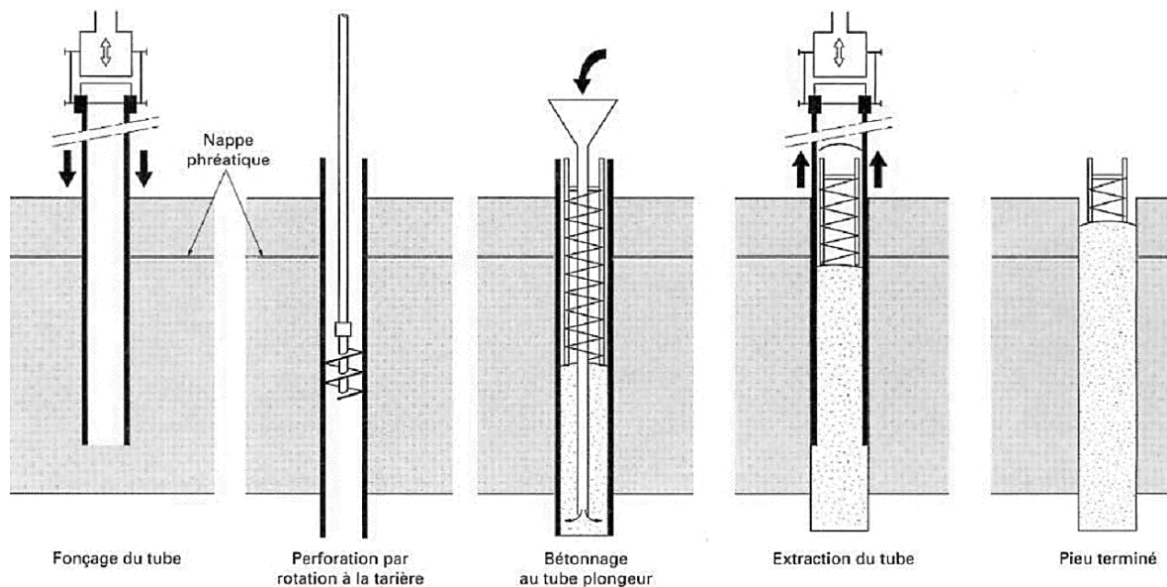


Figure 1.15 Pieu foré tubé, (Frank, 1995).

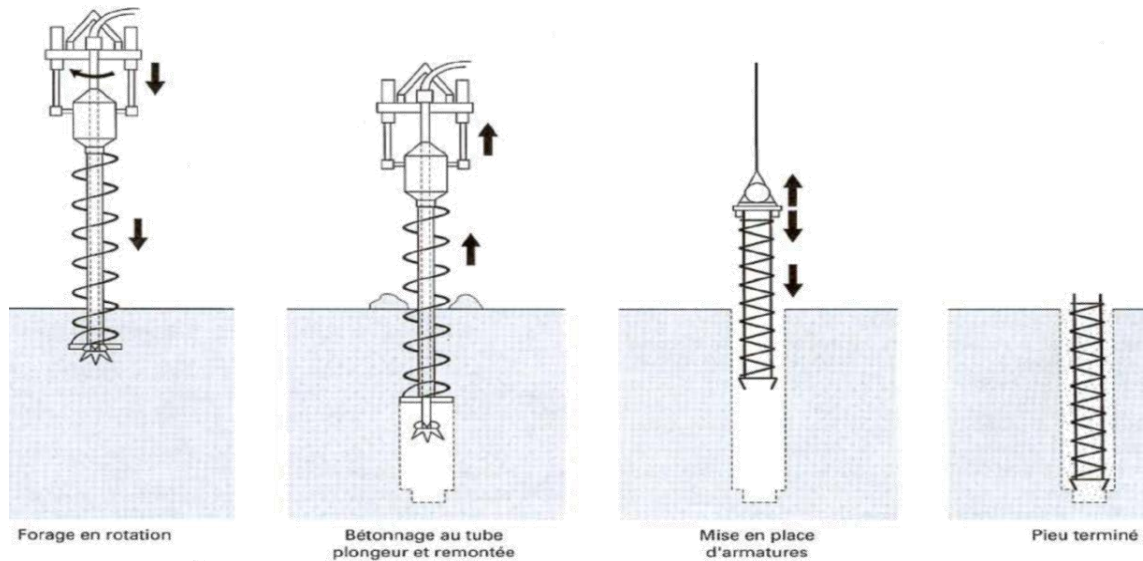


Figure 1.16 Pieu tarière creuse, (Frank, 1995).

Conclusion

Le comportement des massifs de sol en pente (ouvrages en terre et pentes naturelles) a fait l'objet de nombreux développements depuis plusieurs décennies. Des méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation deviennent de plus en plus pratique courante, allant de la reconnaissance préliminaire du terrain aux mesures de contrôle, en passant par les essais en place et en laboratoire, les calculs de stabilité et le choix de la technique de confortement des pentes instables.

La reconnaissance géologique et géotechnique permet de localiser la surface de rupture de la pente étudiée, d'en connaître la forme et d'en donner une explication sur les mécanismes de rupture et les causes d'instabilité probables, ainsi que de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement de la masse du sol glissée et de son comportement avant la rupture. Les calculs de stabilité s'effectuent dans la pratique courante en équilibre limite par l'une des variantes de la méthode des tranches, dont l'utilisation pendant plusieurs dizaines d'années a prouvé leur efficacité et leur fiabilité. Dans tous les cas, le problème consiste à déterminer le coefficient de sécurité et de conclure à la stabilité ou non de la pente étudiée. Si la stabilité de la pente n'est pas assurée, le renforcement de celui-ci s'impose afin de parer à tout glissement éventuel ou limiter son évolution dans le temps. Parmi les nombreuses techniques de renforcement disponibles, on retiendra le dispositif de confortement techniquement et économiquement possible.

Chapitre 2

Analyse de la stabilité des pentes renforcées par pieux

Introduction

De nombreuses études ont été menées sur les pentes ayant des pieux de stabilisation. Elles sont classées en deux groupes :

- Études basées sur les méthodes d'équilibre limite ;
- Études utilisent les méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finis.

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

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

2.1 Les méthodes d'analyse des pentes renforcées par pieux

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

- Les méthodes analytiques ;
- Les méthodes numériques.

2.1.1 Méthodes analytiques

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et *al.*, 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente contenant des pieux. Dans cette étude le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable. Le moment de résistance se compose de deux composantes : Le moment dû à la résistance du sol au cisaillement le long de la surface de glissement et le moment fourni par la force de réaction des pieux. Le moment moteur et le moment de la résistance du sol au cisaillement ont été obtenus par la méthode simple des tranches. Pour calculer le moment résistant dû aux pieux,

(Reese et *al.*, 1993) ont présenté une approche p-y (force-déplacement) pour évaluer l'amélioration de la stabilité des pentes qu'il découle de l'utilisation des pieux. (Rowe and

Poulos, 1979) ont développé une approche par éléments finis à deux dimensions qui a permis pour l'effet tridimensionnel d'écoulement du sol à travers les rangées des pieux. Une approche en élément fini en trois dimensions a été développée par (Hassiotis et *al.*, 1997) pour l'analyse de la stabilité d'une pente renforcée par pieux forés.

(Poulos, 1995) a signalé que la prédiction des mouvements latéraux du sol exige une connaissance de la distribution des modules latéraux de sol et en limitant la pression latérale entre les pieux et le sol avec la profondeur, et les mouvements du sol horizontaux en champ libre. Pour les problèmes concernant l'instabilité des pentes, une distribution des mouvements de sol en champ libre est illustré dans la figure 2.1.

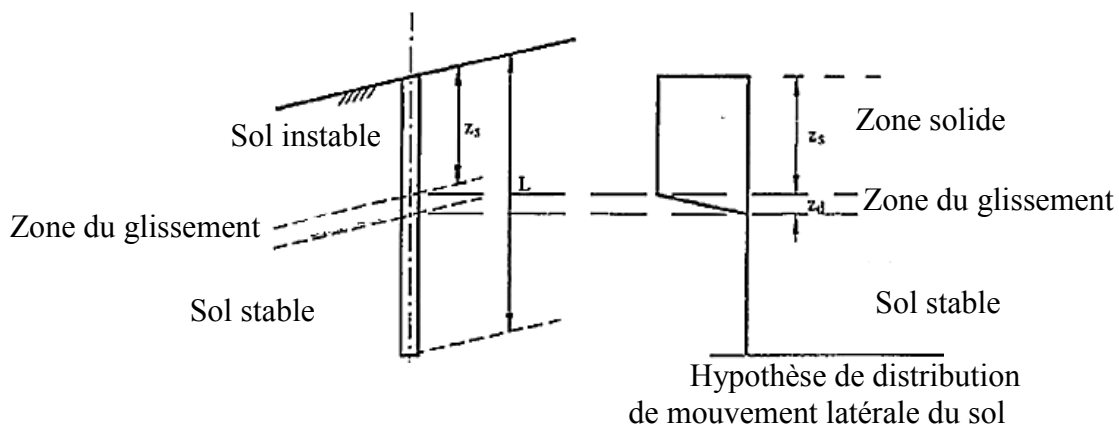


Figure 2.1 Problème fondamental d'un pieu en pente instable, (Poulos, 1995).

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

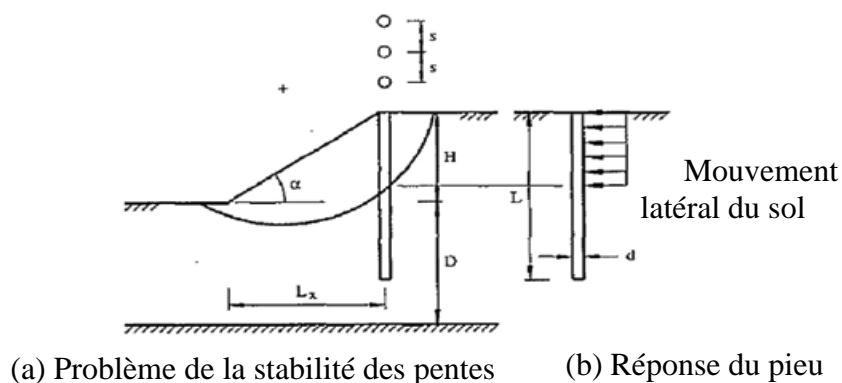


Figure 2.2 Analyse simplifiée de stabilité pieux-sol (Poulos, 1995).

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

(Chow, 1996) a présenté une approche pour analyser les pieux de la stabilisation de pente, où les pieux sont modélisés à l'aide du module de réaction du sol de fondation et l'interaction pieu-sol-pieu envisagé d'utiliser la théorie de l'élasticité. Deux études de cas, un pour pieu isolé et l'autre pour le groupe de pieux, sont analysées, qui montrent que le modèle numérique peut prédire raisonnablement bien les caractéristiques générales des pieux. Cependant, cette étude suggère que la conception des pieux selon la réponse calculée d'après analyse de pieu isolé, peut être conservatrice.

(Hassiotis et *al.*, 1997) ont étendu la méthode du cercle de frottement en définissant des nouvelles expressions pour le nombre de stabilité pour intégrer la résistance des pieux dans l'analyse de stabilité de pente à l'aide d'une solution proche à l'équation des poutres. L'intensité de la force ultime est calculée selon les équations proposées par (T and T, 1975), en supposant que les pieux sont rigides. La méthode des différences finies est utilisée pour analyser la section des pieux sous la surface critique comme une poutre sur des fondations élastiques. Toutefois, le facteur de sécurité de la pente après l'insertion des pieux est obtenu basé sur la nouvelle surface de rupture critique.

(Ausilio et *al.*, 2001) ont utilisé l'approche cinématique de l'analyse limite pour étudier la stabilité de pentes renforcées avec des pieux. Le cas d'une pente sans pieux est d'abord considéré où la surface de glissement est décrite par une équation d'une spirale logarithmique, et ensuite une solution proposée afin de déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui est définie comme un coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol.

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

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

2.1.1.1 Étude de la stabilité des pentes par l'approche cinématique

Pour cette étude, on va présenter une méthode analytique pour calculer la stabilité des pentes. L'analyse de la stabilité des pentes est généralement exprimée en fonction du coefficient de sécurité tout en respectant les paramètres de résistance au cisaillement du sol. Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m} \quad (2.1)$$

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

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

sol homogène, isotrope, sèche. L'effet de la pression interstitielle sur la stabilité des pentes n'est pas pris en compte.

(a) Pente sans renforcements

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

Le mécanisme cinématiquement admissible est montré dans la figure 2.3, où la surface de glissement est décrite par l'équation suivante :

$$r = r_0 \exp \left[(\theta - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{F} \right] \quad (2.2)$$

D'où :

r_0 : Le rayon de la spirale logarithmique qui dépend de l'angle θ_0 . La masse du sol en mouvement (rupture) tourne comme un corps rigide autour du centre de rotation avec une vitesse angulaire $\dot{\omega}$. Ce mécanisme qui a été considéré par (Chen, 1975), est géométriquement définie par les angles θ_0, θ_h et β' (figure 2.3) et l'angle de la résistance au cisaillement mobilisé $\frac{\tan \varphi}{FS}$. La géométrie de la pente est déterminée par la hauteur H , et les angles α et β qui sont également indiqués sur la figure 2.3.

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

$$\dot{W} = \gamma r_0^3 \dot{\omega} [f_1 - f_2 - f_3 - f_4] \quad (2.3)$$

D'où γ = poids (volumique) spécifique du sol, les fonctions $f_1 - f_4$ dépendent des angles $\theta_0, \theta_h, \alpha, \beta$ et β' et l'angle mobilisé de la résistance au cisaillement $\frac{\tan \varphi}{FS}$.

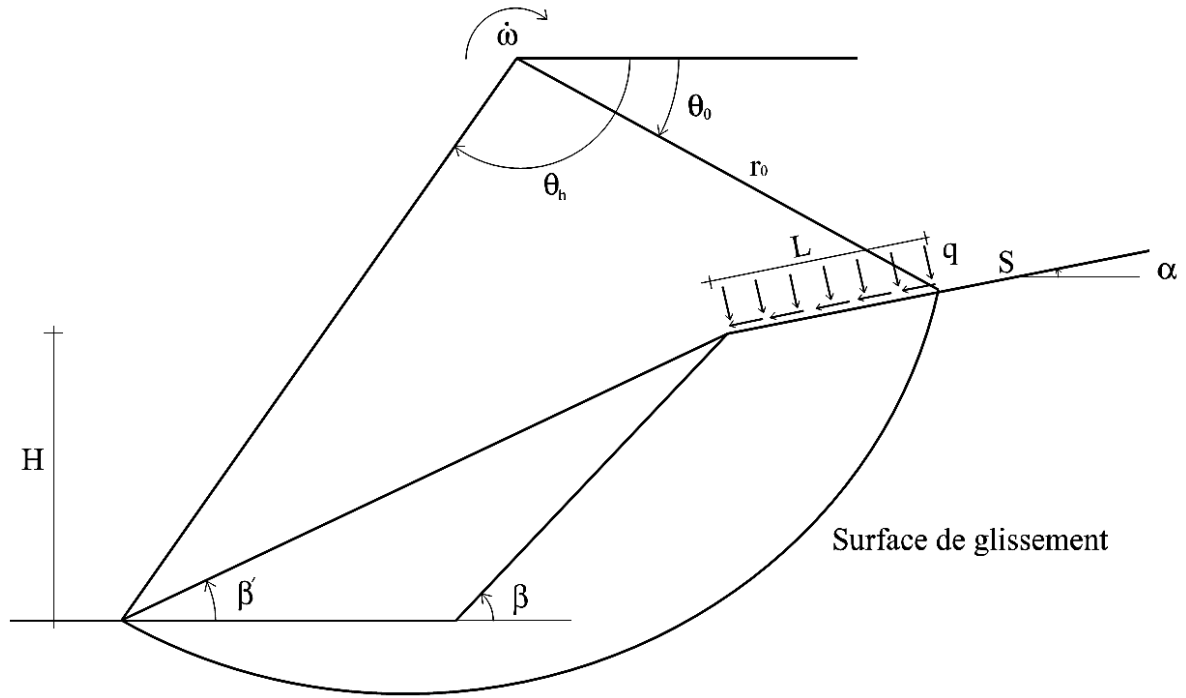


Figure 2.3 Mécanisme de rupture d'une pente (Ausilio et al., 2001).

En dérivant l'équation (2.3) on suppose que la surface du glissement passe au-dessous du pied de la pente. Dans le cas où la surface du glissement passe par la limite du pied de la pente, la même équation pour \dot{W} peut être utilisée à condition que $f_4 = 0$ et $\beta = \beta'$, (Chen, 1975).

D'où :

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

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

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

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

Dans ces expressions, les quantités $\frac{H}{r_0}$ et $\frac{L}{r_0}$ sont données par les équations (2.10 a) et (2.10 b), respectivement, et $tg\varphi^* = \frac{tg\varphi}{FS}$.

Dans le cas où la pente est soumise à une charge surfacique externe comme il est montré sur la figure 2.3 le taux de travail de cette charge est :

$$\dot{Q} = qL\dot{\omega} \left[r_0 \cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{L}{2} \right] + sL\dot{\omega}r_0 \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (2.4)$$

D'où L : Est la distance entre la surface de rupture au-dessus du talus et le bord du talus (figure 2.3) ; q : La force normale appliquée ; s : La force tangentielle appliquée.

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

$$\dot{D} = \frac{cr_0^2\dot{\omega}}{2 \tan \varphi} \left[\exp\left[2(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}\right] - 1 \right] \quad (2.5)$$

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

$$\dot{W} + \dot{Q} = \dot{D} \quad (2.6)$$

En remplaçant \dot{W} , \dot{Q} et \dot{D} dans l'équation (2.6), on a :

$$\gamma \frac{H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + qB \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + sB \sin(\theta_0 + \alpha) = \frac{c}{2 \tan \varphi} \left[e^{2(\theta_0 - \theta_h) \frac{\tan \varphi}{FS}} - 1 \right] \quad \dots\dots\dots(2.7)$$

D'où :

$$A = \frac{\sin \beta'}{\sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (2.8)$$

Et

$$B = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta')}{\sin(\theta_h + \alpha) \sin(\beta' - \alpha)} \left\{ \sin(\theta_h + \alpha) e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad (2.9)$$

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

$$H = A r_0 \quad (2.10 \text{ a})$$

$$L = B r_0 \quad (2.10 \text{ b})$$

D'où la distance L est indiquée sur la figure 2.3

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

$$H = \frac{A}{\gamma} \frac{c}{2 \tan \varphi} \frac{\left[e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - 1 \right] - qB \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] - sB \sin(\theta_0 + \alpha)}{(f_1 - f_2 - f_3 - f_4)} \quad (2.11)$$

La plus petite limite supérieure pour H peut être obtenue, en réduisant au minimum la fonction $H = f(\theta_0, \theta_h, \beta')$. Les angles obtenus définissent la surface de glissement potentielle. En plus, on remplace les angles trouvés dans l'équation (2.11) on trouve la taille critique de la pente. C'est la hauteur maximale à laquelle il est possible que la pente soit stable avec la valeur supposée de FS . La vraie valeur du coefficient de sécurité pourrait être trouvée par un procédé itératif duquel les paramètres de résistance du sol sont changés progressivement selon l'équation (2.1), jusqu'à ce que la taille critique soit égale à la taille réelle de la pente.

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

$$\begin{cases} \frac{\partial H}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial H}{\partial \beta'} = 0 \\ H = H_{actuel} \end{cases} \quad (2.12)$$

D'où H_{actuel} représente l'auteur réel de la pente. Dans l'équation (2.12), les valeurs inconnues sont $\theta_0, \theta_h, \beta'$ et FS . Par conséquent, la solution de l'équation (2.12) donne les valeurs de FS et la position de la surface de glissement potentielle.

(b) Pente avec renforcements

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

$$\dot{D} = \frac{cr_0^2 \dot{\omega}}{2 \tan \varphi} \left[e^{\frac{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi}{FS}} - 1 \right] + Fr_0 \sin \theta_F \dot{\omega} e^{\frac{2(\theta_F - \theta_0) \tan \varphi}{FS}} - M \dot{\omega} \quad (2.13)$$

dans FS est le coefficient de sécurité cible de la pente ; l'angle θ_F indique la position de la structure stabilisante (pieux) le long de la surface de glissement (figure 2.4); F est la force stabilisante, par unité de largeur du sol, que les pieux doivent fournir pour améliorer la stabilité de la pente ; le moment M explique la distribution de F avec la profondeur dans la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement, il est indiqué par :

$$M = Fmh \quad (2.14)$$

d'où h est la hauteur de la partie du pieu au-dessus de la surface de glissement (figure 2.4), et m est un coefficient réducteur. Par exemple, si on suppose que F est linéairement distribué entre la surface du sol et la surface de glissement, m est égal à 1/3.

Quand $m=0$, la présence des pieux dans la stabilité des pentes est exprimé par une résistance au cisaillement supplémentaire le long de la surface de glissement potentielle, comme a été supposé également par (Poulos, 1995). La hauteur H peut être calculée en utilisant l'une des expressions suivantes selon l'abscisse x_F qui est mesurée à partir du bout de la pente (figure 2.4) :

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h \quad \text{si} \quad D \leq x_F \leq 0 \quad (2.15a)$$

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h + x_F \tan \beta \quad \text{si} \quad 0 \leq x_F \leq H \tan^{-1} \beta \quad (2.15b)$$

$$h = r_F \sin \theta_F - r_h \sin \theta_h + H + (x_F - H \tan^{-1} \beta) \tan \alpha \quad \text{si} \quad x_F > H \tan^{-1} \beta \quad (2.15c)$$

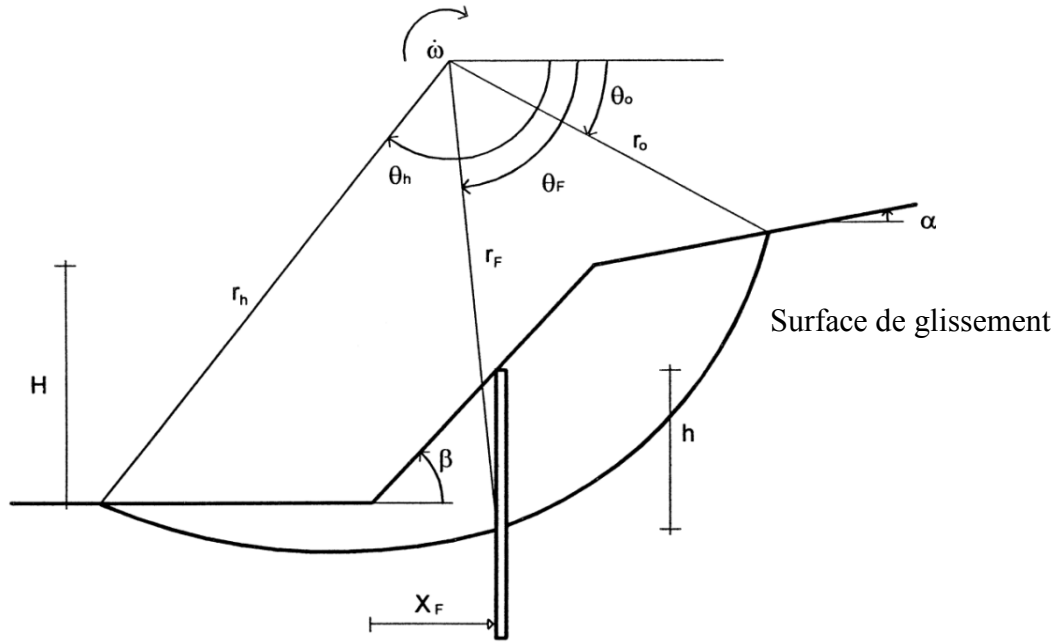


Figure 2.4 Stabilité d'une pente renforcée par des pieux (Ausilio et al. 2001).

d'où:

$$x_F = r_F \cos \theta_F - r_h \cos \theta_h - D \quad (2.16a)$$

$$D = \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin \beta \sin \beta'} H \quad (2.16b)$$

$$r_F = \frac{H}{A} e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} \quad \text{et} \quad r_h = \frac{H}{A} e^{(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} \quad (2.16c)$$

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

Le taux de travail externe est donné par la somme de \dot{W} et \dot{Q} . Ces derniers sont exprimés par les équations (2.3) et (2.4), respectivement. Par conséquent, l'égalisation du taux de travail externe au taux de dissipation d'énergie mène à l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{\frac{\gamma H}{A} (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) + qB \left[\cos(\theta_0 + \alpha) - \frac{B}{2} \right] + sB \sin(\theta_0 + \alpha) - \frac{c}{2 \tan \varphi} \left[e^{2(\theta_h - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - 1 \right]}{\frac{A}{H} \left[\sin \theta_F e^{(\theta_F - \theta_0) \frac{\tan \varphi}{FS}} - mh \frac{A}{H} \right]} \quad \dots (2.17)$$

L'équation (2.17) donne la force, par unité de largeur du sol, qui doit être fournie par une structure de soutènement pour réaliser la valeur désirée du facteur de sécurité de la pente.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial F}{\partial \theta_0} = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial \theta_h} = 0 \\ \frac{\partial F}{\partial \beta'} = 0 \end{array} \right. \quad (2.18)$$

$$x_F = \frac{H}{A} \left[\cos \theta_F e^{\frac{(\theta_F - \theta_0) \tan \varphi}{FS}} - \cos \theta_h e^{\frac{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi}{FS}} \right] - H \frac{\sin(\beta - \beta')}{\sin \beta \sin \beta'}$$

D'où x_F indique la position des pieux par rapport au pied de la pente (figure 2.4). La valeur de x_F devrait être admise pour la surface de glissement critique trouvé pour la pente sans pieux. Cette surface indique, en fait, les différentes situations où les pieux doivent être positionnés pour augmenter efficacement la stabilité de la pente. Une structure de soutènement en dehors de la région du sol affectée par cette surface de glissement n'a pu avoir aucune influence sur la stabilité de la pente.

Dans l'équation (2.18), les quantités inconnues sont $\theta_0, \theta_h, \theta_F$ et β' . Les angles θ_0, θ_h et β' indiquent la surface de glissement potentielle critique, et la valeur maximal de F est calculée en remplaçant ces angles dans l'équation (2.17). Cependant, il convient à noter que, si on suppose que m n'est pas nul, F dépend de la taille h qui peut être déterminée à partir de $\theta_0, \theta_h, \theta_F$ et β' en utilisant les équations (2.15) et (2.16). Ceci implique que l'équation (2.18)

doit être résolue, considérant l'expression pour h approprié avec une valeur de x_F , selon l'équation (2.16).

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

2.1.2 Méthodes numériques

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

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

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

centrale de la recherche, sont directement incorporés dans la méthodologie de conception proposée pour les déplacements du sol pour les micropieux coulis. Il est apparent à partir des essais de charge de pieux que les éléments de pieux de petit diamètre assurent une résistance passive efficace pour le mouvement latéral du sol.

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

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

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

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

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

(Lee et *al.*, 1995) ont présenté l'approche de cercle de glissement de Taylor, ils ont trouvé que les positions les plus efficaces des pieux sont entre la base et la crête de la pente, pour les pentes de sol cohérent homogène, et entre le milieu et la crête de la pente pour un sol de pente de deux couches où la couche supérieure souple repose sur une couche rigide.

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

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

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

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

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

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

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

(Munawir et *al.*, 2013), ont fait une étude de laboratoire pour traiter un problème de glissement de pente. Ils ont utilisé une boîte expérimentale de 1,50 m de longueur, 1,0 m de largeur et 1,0 m de hauteur. Le sol a été présenté par un sable de gradation fine et un renforcement par pieux en bambou composé avec des longueurs et des emplacements différents, (figure 2.5). Ils ont observé que l'emplacement optimal des pieux est lorsque le rapport entre l'emplacement des pieux de sous pente à la longueur horizontale de la pente (Lx/L) égale à 0,69.

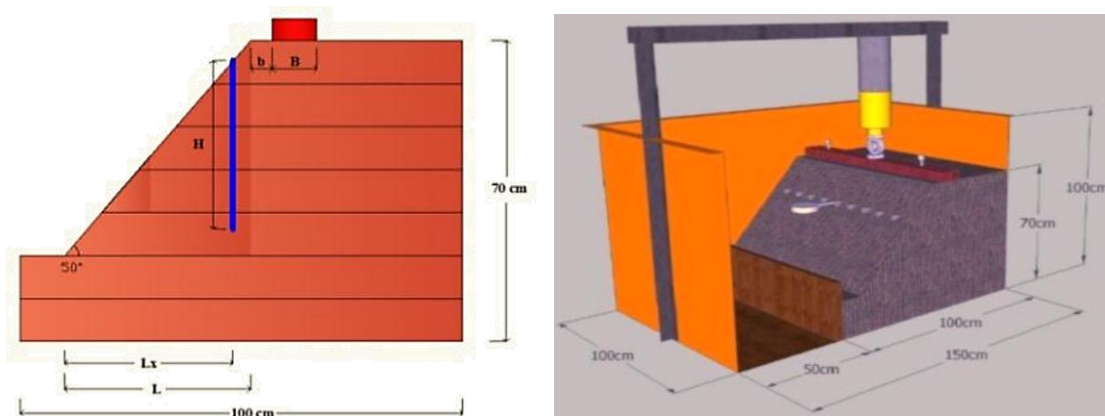


Figure 2.5 Boîte expérimentale, (Munawir et *al.*, 2013).

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

Conclusion

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

Chapitre 3

**Modélisation du renforcement des pentes par pieux à l'aide de
PLAXIS**

Introduction

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. Dans ce chapitre on va travailler sur deux parties à l'aide d'un logiciel en éléments fins (PLAXIS 8.2) :

- La première partie consiste de faire une vérification de la stabilité d'un cas réel qu'est actuellement en état de construction.
- La deuxième partie s'intéresse à une étude paramétrique sur l'effet de positionnement de pieux sur la stabilité des pentes ainsi qu'une comparaison avec les résultats disponibles dans la littérature.

3.1 Présentation de PLAXIS

3.1.1 Définition

PLAXIS est un logiciel des éléments finis en deux et en trois dimensions de géotechnique, développé par la société néerlandaise éponyme PLAXIS. Ce logiciel fut développé en premier lieu dans les années 1970 afin de pouvoir analyser le cas du barrage d'Oosterschelde en Allemagne. Actuellement, PLAXIS 2D version 10.0 est la dernière version. Il permet de résoudre deux types de problèmes : Ceux qui sont axisymétriques (d'où provient le nom PLAXIS pour *PLasticity AXISymmetry*) et ceux qui sont répondants aux hypothèses de déformations planes. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

PLAXIS offre une large gamme de modèles décrivant le comportement des matériaux (11 en tout) et permet également à l'utilisateur de créer et de définir son propre modèle. Parmi ceux-ci, des modèles linéaires et non-linéaires ainsi que dépendants du temps sont proposés. Il est donc possible de procéder à l'analyse statique et dynamique. Les modèles prennent également en compte l'écoulement de l'eau à travers les sols modélisés ainsi que la génération de pressions inertielles offrant la possibilité d'effectuer des calculs en contraintes totales ou

effectives, mais aussi de donner au sol des caractéristiques telles que drainé, non-drainé et non poreux. Dans notre situation, nous utilisons le modèle de Mohr-Coulomb.

3.1.2 Modèle de Mohr-Coulomb

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

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

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où : σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

Ce modèle comporte cinq paramètres : Le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν (paramètres d'élasticité) et la cohésion c , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance ψ .

3.1.3 Modélisation des structures de soutènements (Plaques)

Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser les structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques, coques ou soutènements s'étendant selon z .

3.2 Applications et discussions

3.2.1 Vérification de la stabilité de l'autoroute Est – Ouest « tronçon de Lakhdaria »

3.2.1.1 Préambule

La section autoroutière à l'étude aurait été ouverte à la circulation vers la mi-mars 2009. Les dégradations et fissures ont été constatées pour la première fois sur la voie Bouira-Alger au PK 186 en début février 2011, soit après une saison hivernale complète de 2009- 2010 et une grande partie de l'hiver 2010-2011. La chaussée est devenue très dégradée en hiver 2011- 2012, où une dépression importante était visible sur le site, et la situation actuelle de la chaussée est représenté sur la figure 3.1.



Figure 3.1 Glissement du tronçon Buira-Alger (Mars 2014).

La solution qu'est actuellement en état de réalisation, c'est d'installer 53 pieux sur la longueur de poussée (80 m) pour protéger la voie droite, comme ce qu'est montré dans la figure 3.2, de terrasser le sol à 8 m de profondeur, ensuite le remplacer par un viaduc basé sur des pieux de 25 m de longueur.



Figure 3.2 Ligne de pieux (tronçon Buira-Alger, Mars 2014).

3.2.1.2 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux

Pour les réglages généraux, on a choisi :

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

- **Géométrie du modèle**

Pour la vérification avec logiciel (PLAXIS 8.2) on adopte un schéma transversal (figure 3.3) qui reproduit la coupe de la pente (PK 186), avec le remblai avant le glissement de la voie Bouira-Alger et l'ouvrage de confortement représenté par les pieux ; on considère une hauteur de pieu de 17 m au niveau du substratum et une hauteur libre vers l'aval de 8 m.

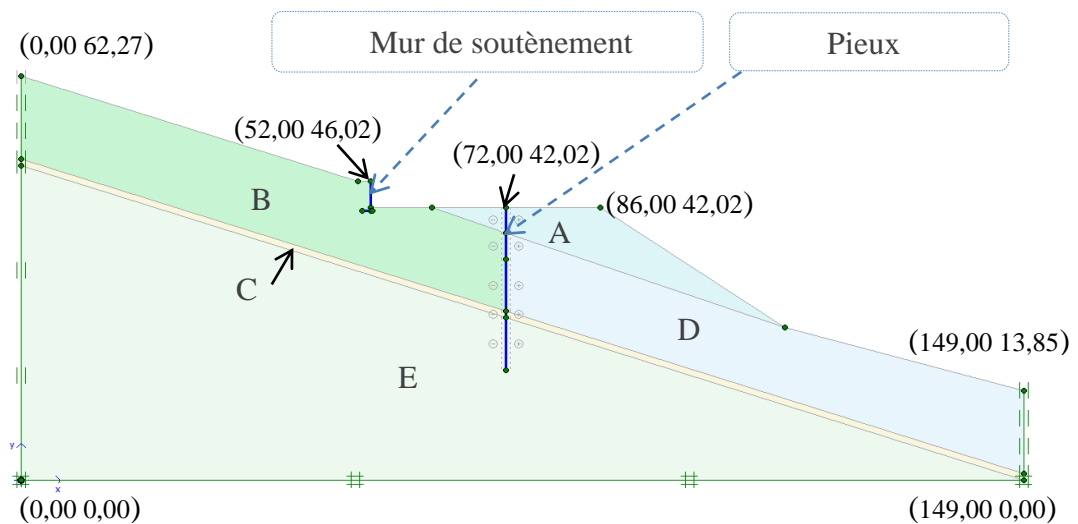


Figure 3.3 Figure. Géométrie de la pente.

La pente étudiée se compose de cinq couches de sol :

- A : Remblai.
- B : Colluvions et détritiques argileux non traversés par surfaces de glissement.
- C : Colluvions et détritiques argileux le long des surfaces de glissement.
- D : Colluvions et détritiques argileux déjà glissés, à l'aval de l'ouvrage de confortement.
- E : Substratum en argiles schisteuses très dures.

- **Condition aux limites**

On a choisi les conditions aux limites par défaut, libres en vertical et bloquées au fond.

- **Caractéristique des matériaux**

- **Propriétés des couches de sols et des interfaces**

Les propriétés des couches de sols sont résumées dans le tableau 3.1 :

Tableau 3.1 Propriétés des couches de sols et des interfaces

Paramètres	Désignations	Couche A	Couche B	Couche C	Couche D	Couche E
Modèle de matériau	Modèle	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C
Type de comportement	Type	drainé	drainé	drainé	drainé	drainé
Poids volumique apparent (kN/m ³)	γ_{unsat}	20	18	18	18	21
Poids volumique saturé (kN/m ³)	γ_{sat}	21	19	19	19	22
Module d'Young (kN/m ²)	E_{ref}	1,9×10 ⁴	3,6×10 ⁴	9,7×10 ³	4,4×10 ⁴	4,8×10 ⁴
Coefficient de Poisson	ν	0,330	0,366	0,426	0,366	0,278
Cohésion (kN/m ²)	c_{ref}	3	25	5	5	50
Angle de frottement (°)	φ	30	25	15	25	38
Angle de dilatation (°)	ψ	0	0	0	0	0
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

➤ **Propriétés des ouvrages de soutènement**

Les propriétés des pieux et du mur de soutènement sont résumées dans le tableau 3.2, ses dimensions sont présentées dans la figure 3.4 où :

(a-1) : Dimensions final des pieux et leurs profondeurs d'enfoncement.

(a-2) : Dimensions des pieux sans enrobage.

(b) : Dimensions de mur de soutènement.

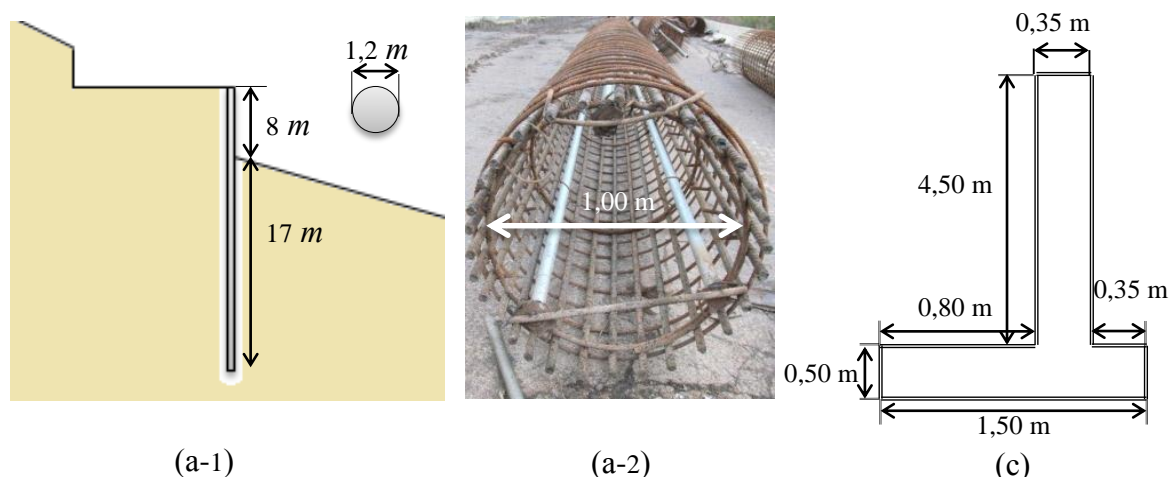


Figure 3.4 Dimensions des ouvrages de confortement.

Tableau 3.2 Tableau Propriétés des ouvrages de soutènement

Paramètre	Désignations	Mur de soutènement	Fondation du mur	Pieux
Type de comportement	type	Élastique	Élastique	Élastique
Rigidité normale (kN/m)	EA	$1,050 \times 10^7$	$1,500 \times 10^7$	$2,262 \times 10^7$
Rigidité de flexion (kNm ² /m)	EI	$1,072 \times 10^5$	$3,125 \times 10^5$	$2,036 \times 10^6$
Diamètre (m)	d	0,35	1,5	1,2
Poids (kN/m/m)	w	2,1	3	4
Coefficient de Poisson	ν	0,15	0,15	0,15

3.2.1.3 Génération du maillage

On règle la finesse du maillage *Global Coarseness* sur (*Coarse*). Le maillage est présenté sur la figure 3.5. Ce modèle se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 155 éléments et le nombre de nœuds est de 1347 nœuds.

3.2.1.4 Définition des conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles ainsi que les conditions initiales. Comme la surface de la pente n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant les coefficients K_0 : Il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la gravité au modèle.

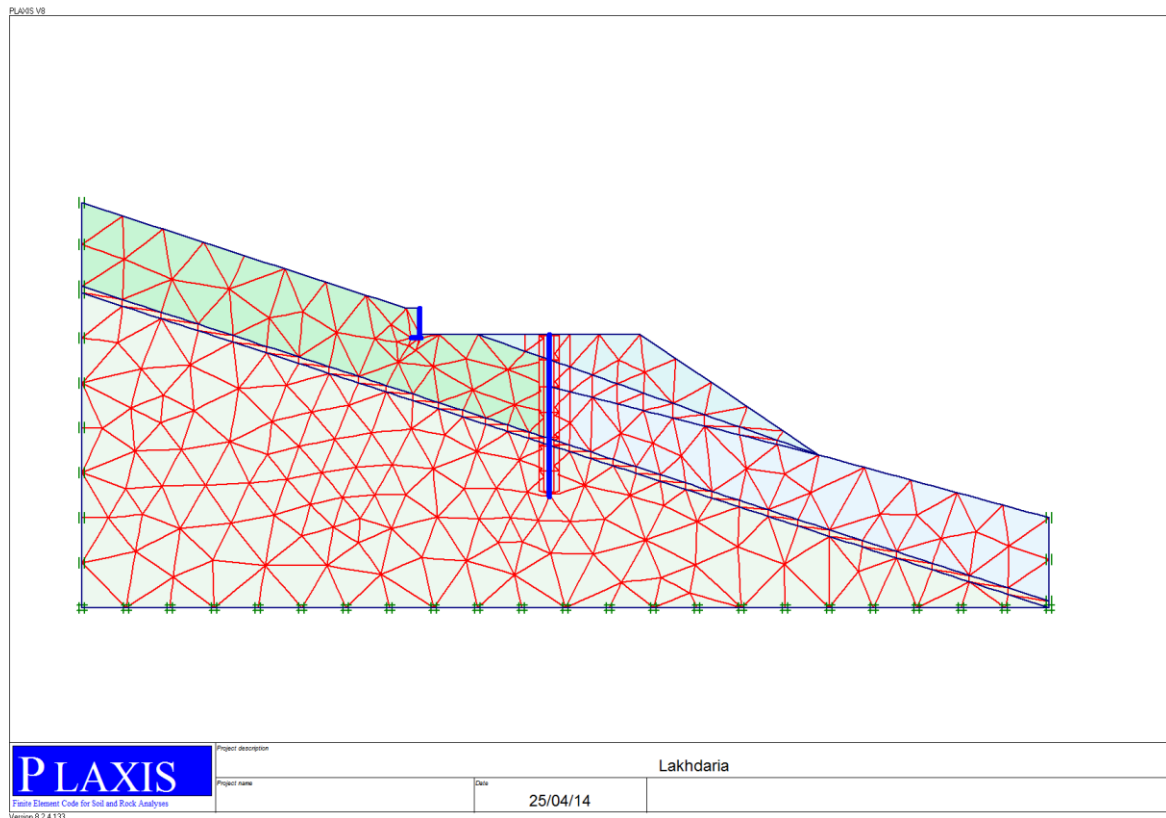


Figure 3.5 Maillage du modèle

La fonction *initial conditions* est utilisée pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique). Comme on ne va pas prendre en considération les pressions interstitielles, le niveau de la nappe phréatique initiale est à $-62,27\text{ m}$ de la surface (figure 3.6).

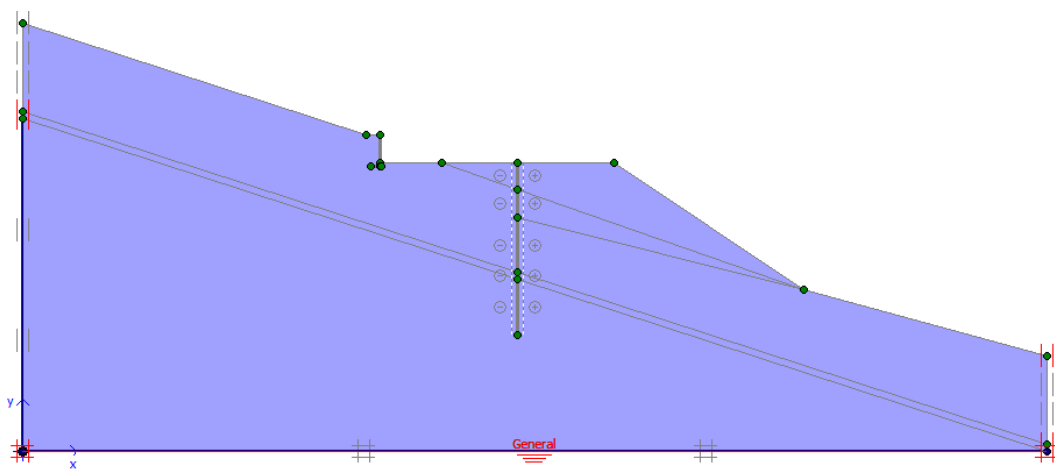


Figure 3.6 Définition le niveau de la nappe

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments représentent les pieux. Le calcul de procédure K_0 est effectué en définissant un facteur $\sum weight$ (figure 3.7). Donc aucune contrainte initiale n'est générée dans cette étape de calcul.

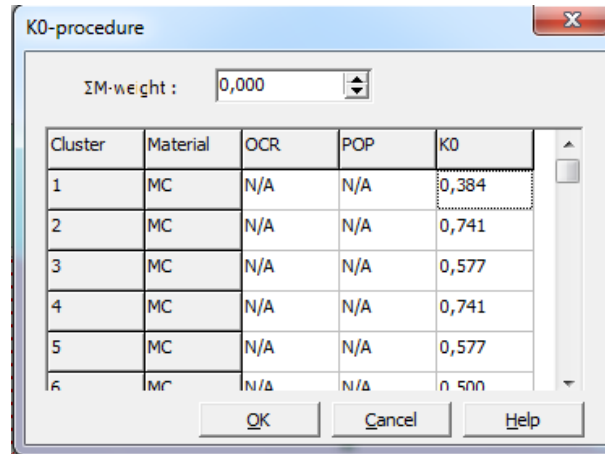


Figure 3.7 Définition du multiplicateur pour la procédure K_0

3.2.1.5 Procédure de calcul

Le calcul se fait en 3 phases :

Phase 0 :

Initiation des contraintes ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 : Application de la gravité (poids du sol)

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

- Calcul plastique ;
- Choisir *phase 0* comme phase de démarrage ;
- Activer l'option *Ignore undrained behaviour* ;
- Entrer *Total multipliers* dans *loading multiplier* ;
- Après de cliquer sur *define*, fixer $\sum -Mweight = 1,0000$;
- Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied de la pente.

Phase 2 : L'activation des pieux et le terrassement totale

- Calcul plastique ;
- Choisir *phase 1* comme phase de démarrage ;

- Activer les deux options *Reset displacements to zero* et *Ignore undrained behaviour* ;
- Choisir l'option *staged construction* dans le menu *loading input* ;
- Activer les pieux et désactiver la partie du sol qui doit être terrassé à partir du bouton *Define* qui nous permet d'accéder au menu de géométrie.

Phase 3 : Calcul du coefficient de sécurité après le terrassement et l'activation des pieux

- Calcul Phi-c réduction
- Choisir *phase 2* comme phase de démarrage
- Activer les deux options *Reset displacements to zero* et *Ignore undrained behaviour*
- Accepter le choix de l'incrément standard $Msf = 0,1000$.

3.2.1.6 Résultats et discussions

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

- **Application de la gravité**

La déformation du maillage est représentée sur la figure 3.8. On note un déplacement total maximum d'une valeur de $594,72 \times 10^{-3}$ m.

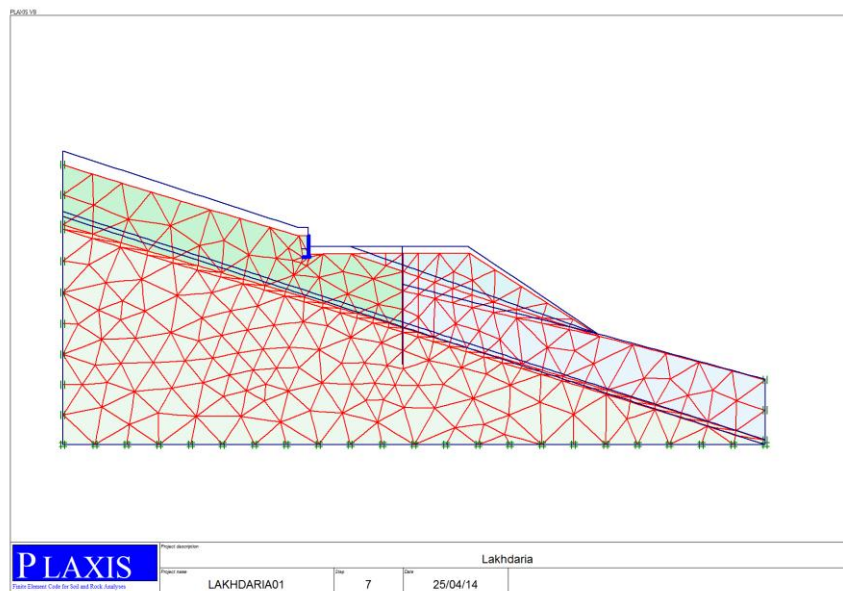


Figure 3.8 Déformation du maillage après application de la gravité.

- **Activation des pieux et terrassement totale**

Après l'activation des pieux et le terrassement du sol, la déformation du maillage, les éléments représentant les pieux et le mur de soutènement sont représentés dans la figure 3.9. Nous enregistrons un déplacement total maximum de $89,28 \times 10^{-3}$ m.

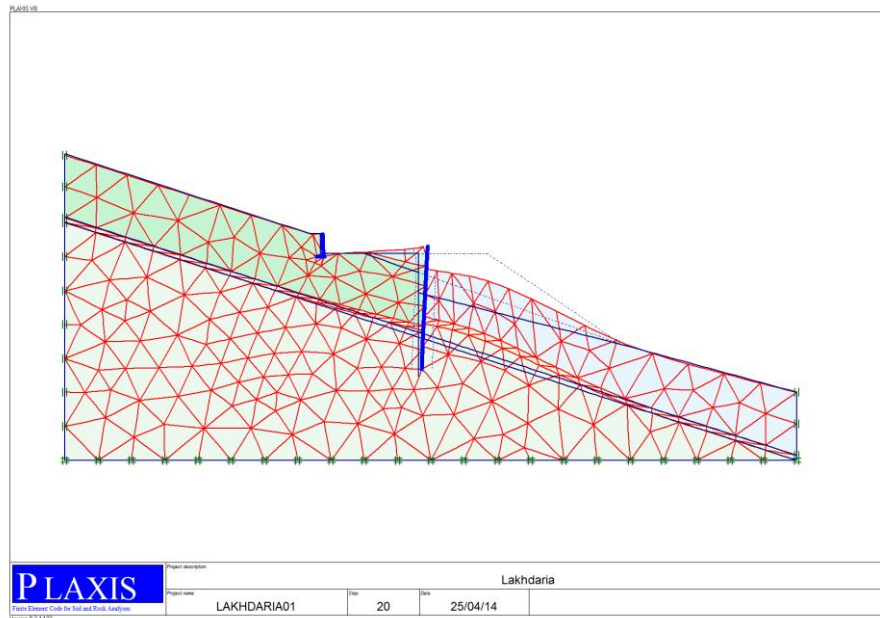


Figure 3.9 L'intensité des déplacements après le terrassement en présence de pieux.

- **Calcul du coefficient de sécurité final**

Le coefficient de sécurité est obtenu en examinant la valeur finale du facteur $\sum -Msf$ dans *totl multipliers*. Dans notre cas, $FS = 1,39$, cette valeur indique que le sol derrière les pieux devient stable mais avec une marge de risque ; il faut que $FS > 1,5$.

Les zones qui contiennent des forts déplacements et le mécanisme de rupture sont affichés dans la figure 3.10 et la figure 3.11, successivement.

À travers les deux figures 3.10 et 3.11, nous pouvons voir clairement que les déplacements maximums sont dans la crête de la pente et au niveau de la tête de pieux.

Ici, la nappe phréatique est supposée absente, donc pour atteindre la valeur du facteur de sécurité, $FS = 1,39$, il faut assurer un drainage impeccable.

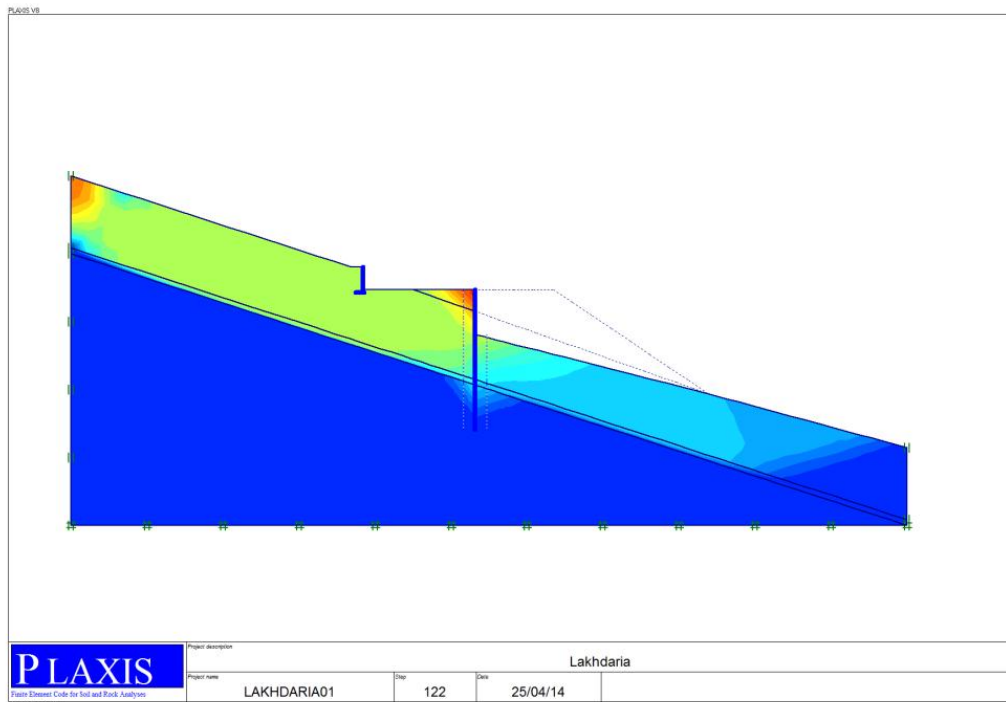


Figure 3.10 Les zones de fort déplacement.

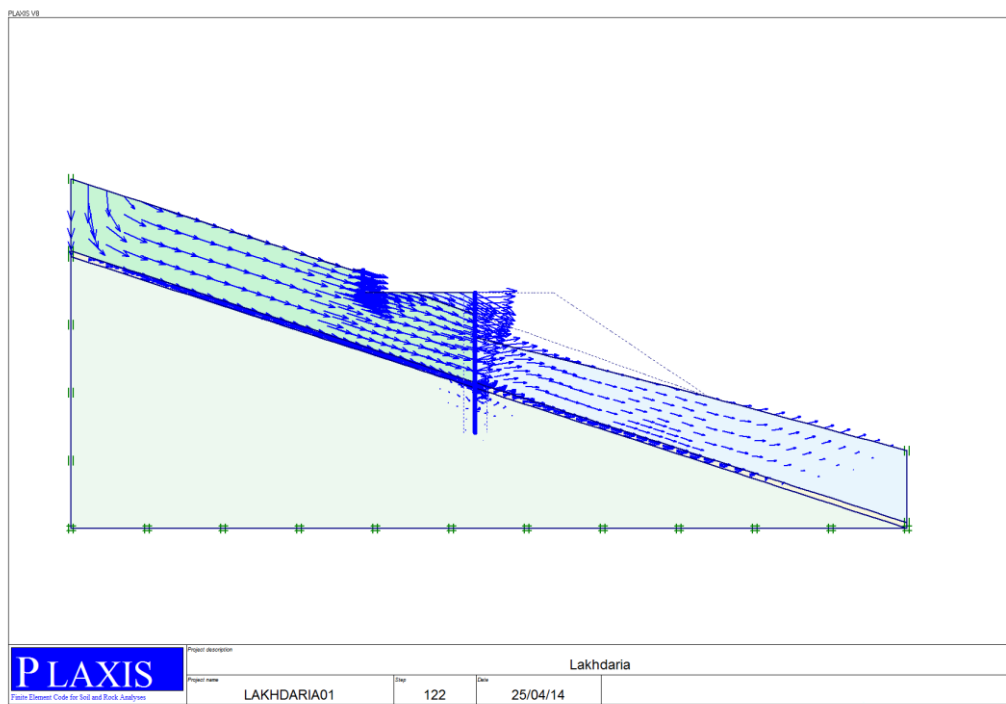


Figure 3.11 Mécanisme de rupture de pente.

D'après l'étude de vérification effectuée plus haut, nous pouvons dire que dans la présence des drains, les pieux peuvent supporter la pression latérale du sol et stabiliser la chaussée droite de Lakhdaria (PK 186) contre le glissement. Grâce à cela, nous concluons que les pieux jouent un rôle très important pour stabiliser les pentes.

3.2.2 Effet du positionnement des pieux sur la stabilité des pentes

Dans cette partie, le but de l'étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre projet. Pour cela, nous réaliserons une modélisation d'un exemple qui a été testé par (Xinpo et *al.*, 2012). Ils ont utilisé une combinaison entre l'approche cinématique et la théorie de (Ito et Matsui 1975) pour calculer les charges limites latérales appliquées sur les pieux (figure 3.12). La force latérale par unité de profondeur du sol agissant sur les pieux, p , est estimée par l'équation suivante :

$$\begin{aligned}
 p(z) = & Ac \left(\frac{1}{N_{\varphi} \tan \varphi} \left\{ \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_{\varphi} \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right] - 2N_{\varphi}^{(1/2)} \tan \varphi - 1 \right\} \right. \\
 & + \left. \frac{2 \tan \varphi + 2N_{\varphi}^{(1/2)} + N_{\varphi}^{-(1/2)}}{N_{\varphi}^{(1/2)} \tan \varphi + N_{\varphi} - 1} \right) - c \left(D_1 \frac{2 \tan \varphi + 2N_{\varphi}^{(1/2)} + N_{\varphi}^{-(1/2)}}{N_{\varphi}^{(1/2)} \tan \varphi + N_{\varphi} - 1} - 2D_2 N_{\varphi}^{-(1/2)} \right) \\
 & + \frac{\gamma z}{N_{\varphi}} \left\{ A \exp \left[\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_{\varphi} \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right] - D_2 \right\} \quad (3.1)
 \end{aligned}$$

Où :

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

Et

$$N_{\varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

D_1 : Est l'intervalle de centre à centre entre les pieux dans une rangée.

D_2 : Intervalle clair entre les pieux dans une rangée.

c : La cohésion du sol.

φ : Angle de frottement interne du sol.

γ : Le poids spécifique du sol.

z : Une profondeur arbitraire à partir de la surface du sol.

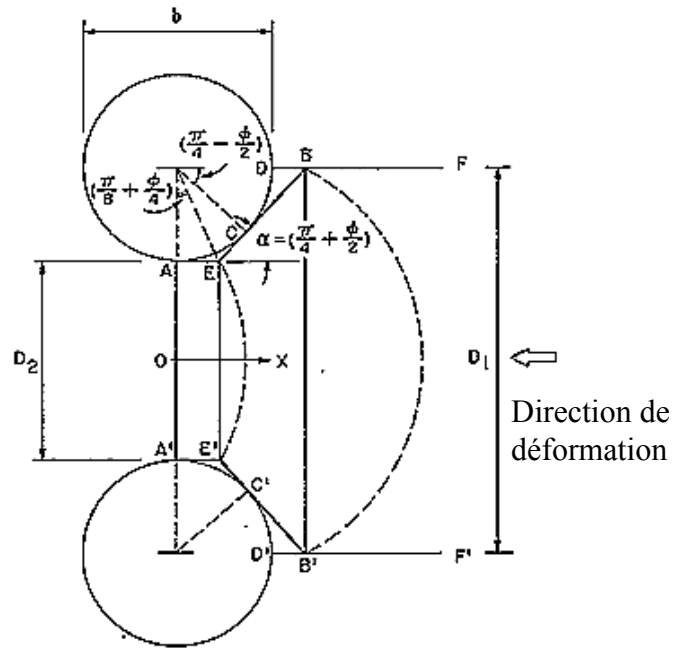


Figure 3.12 État plastique du sol juste autour de pieux (Ito et Matsui, 1975).

La force latérale totale agissant sur le pieu en raison de la déformation plastique du sol autour des pieux, F_t , peut-être obtenue en intégrant l'équation (3.1) le long de la profondeur de pieu. Ensuite, la force de stabilisation par unité de largeur du sol fournie par le pieu, F_p , peut-être calculée en divisant F_t sur la distance de centre à centre entre les pieux, D_1 , c'est-à-dire $F_p = F_t / D_1$.

Le modèle de référence a traité à l'aide de logiciel PLAXIS 8.2. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude du positionnement des pieux qui suivra.

3.2.2.1 Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux

Pour les réglages généraux, on a choisi :

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

- **Géométrie du modèle**

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la figure 3.13. La hauteur de la pente $H=13,7$ m, l'inclinaison $\beta = 30^\circ$.

Le sol est constitué d'un matériau homogène et la nappe phréatique n'est pas prise en compte.

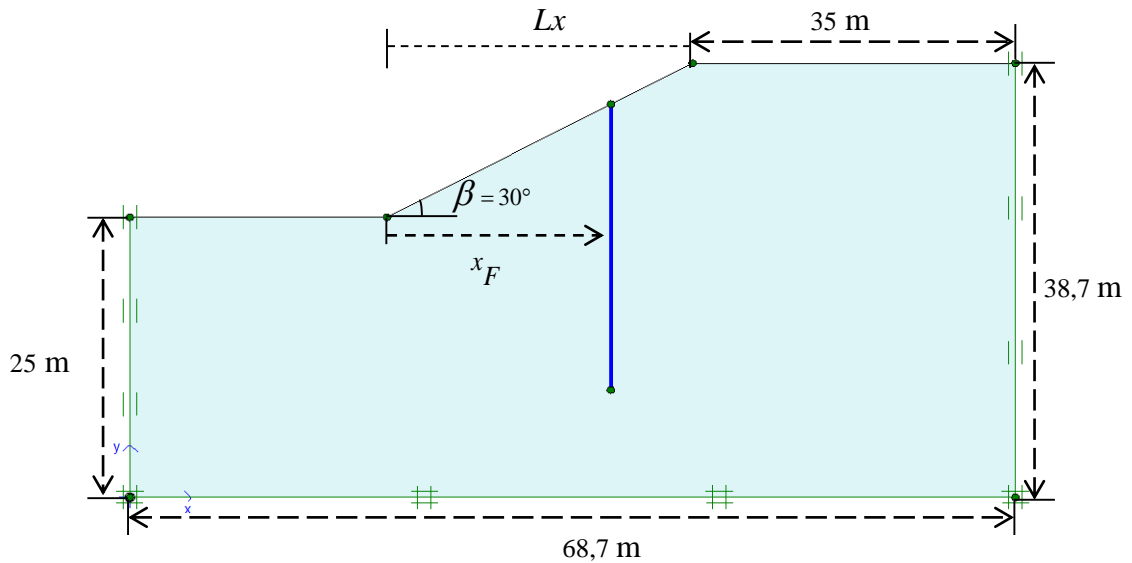


Figure 3.13 Géométrie de la pente.

Où :

x_F : Indique la position des pieux par rapport au pied de la pente et Lx indique la longueur horizontale de la pente.

Les étapes les plus importantes de la modélisation sont déjà indiquées dans le premier cas d'étude. Le facteur de sécurité est obtenue pour ce modèle de référence avec pieux et sons pieux.

- **Caractéristique des matériaux**

Dans cette étude, la longueur des pieux est fixé à 25m, l'espacement entre les pieux est de 2,25 m.

Pour examiner l'effet du positionnement des pieux sur le facteur de sécurité, nous choisissons onze points (positions) le long de la pente.

Les propriétés du sol et les caractéristiques des pieux sont résumées dans les deux tableaux 3.3 et 3.4 respectivement.

Tableau 3.3 : Propriétés du sol

Paramètres	Désignations	Couche A
Modèle de matériau	Modèle	Mohr-Coulomb
Type de comportement	Type	Drainé
Poids volumique apparent (kN/m ³)	γ_{unsat}	18
Poids volumique saturé (kN/m ³)	γ_{sat}	19,630
Module de Young (kN/m ²)	E_{ref}	4790
Coefficient de Poisson	ν	0,35
Cohésion (kN/m ²)	c_{ref}	23,940
Angle de frottement (°)	φ	10
Angle de dilatation (°)	ψ	0
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	0,75

Et :

Tableau 3.4 Propriétés des pieux

Paramètre	Désignations	Pieux
Type de comportement	type	Élastique
Rigidité normale (kN/m)	EA	$9,425 \times 10^6$
Rigidité de flexion (kNm ² /m)	EI	$6,381 \times 10^5$
Épaisseur équivalente (m)	d	0,9
Poids (kN/m/m)	w	1,35
Coefficient de Poisson	ν	0,2

3.2.2.2 Procédure de calcul

Le calcul se fait en 4 phases et pour chaque position nous faisons les mêmes étapes suivantes :

Phase 0 : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 : Application de la gravité (poids du sol)

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

- Calcul plastique ;
- Choisir *phase 0* comme phase de démarrage ;
- Activer l'option *Ignore undrained behaviour* ;
- Entrer *Total multipliers* dans *loading multiplier* ;
- Après de cliquer sur *define*, fixer $\sum -Mweight = 1,0000$;
- Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied de la pente.

Phase 2 : Activation des pieux

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

Phase 3 : Calcul du coefficient de sécurité de la pente naturel (sans pieux)

- Calcul Phi-c réduction ;
- Choisir *phase 1* comme phase de démarrage ;
- Activer les deux options *Reset displacements to zero* et *Ignore undrained behaviour* ;
- Accepter le choix de l'incrément standard $Msf = 0,1000$.

Phase 4 : Calcul du coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux

- Calcul Phi-c réduction ;

- Choisir *phase 2* comme phase de démarrage ;
- Activer les deux options *Reset displacements to zero* et *Ignore undrained behaviour* ;
- Accepter le choix de l'incrément standard $Msf= 0,1000$.

3.2.2.3 Résultats et discussions

- **Facteur de sécurité (sans pieux)**

Ce modèle de référence a été déjà examiné par (Hassiotis et *al.*, 1997) ont utilisé la méthode d'équilibre limite. Ils ont calculé le facteur de sécurité pour la pente (sans pieux) et l'ont trouvée égale à 1,08. La même pente a été étudiée par la méthode : D'équilibre limite (Ausilio et *al.*, 2001), éléments finis(Cai et Ugai, 2000), Bishop (Day et *al.*, 1999). Le facteur de sécurité de chacun est :

Tableau 3.5 Résultats du facteur de sécurité

Méthode	Équilibre limite	Éléments finis	Bishop	Équilibre limite	Résultat obtenu
<i>FS</i>	1,11	1,14	1,12	1,08	1,14

Pour la présente étude, le facteur de sécurité (*FS*) égal à 1,14, qu'est exactement la même valeur (1,14) déclarés par (Cai et *al.*, 2000). Le déplacement total extrême (figure 3.14) égal $11,61 \times 10^{-3} m$. La figure 3.15 représente le mécanisme de rupture de pente, les flèches indiquent le sens et la puissance des déplacements. La surface du glissement critique est affichée dans la figure 3.16.

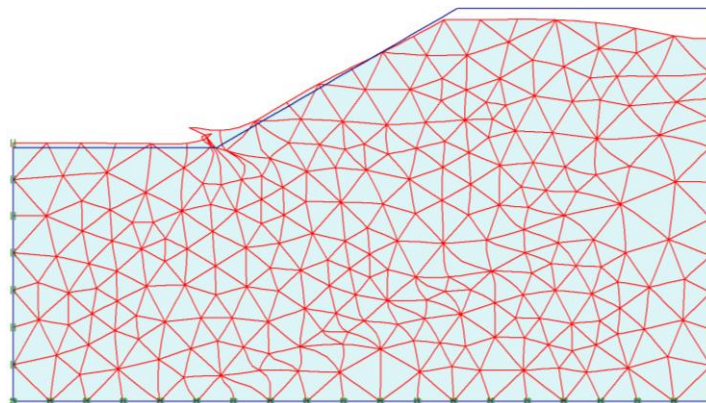


Figure 3.14 L'intensité des déplacements

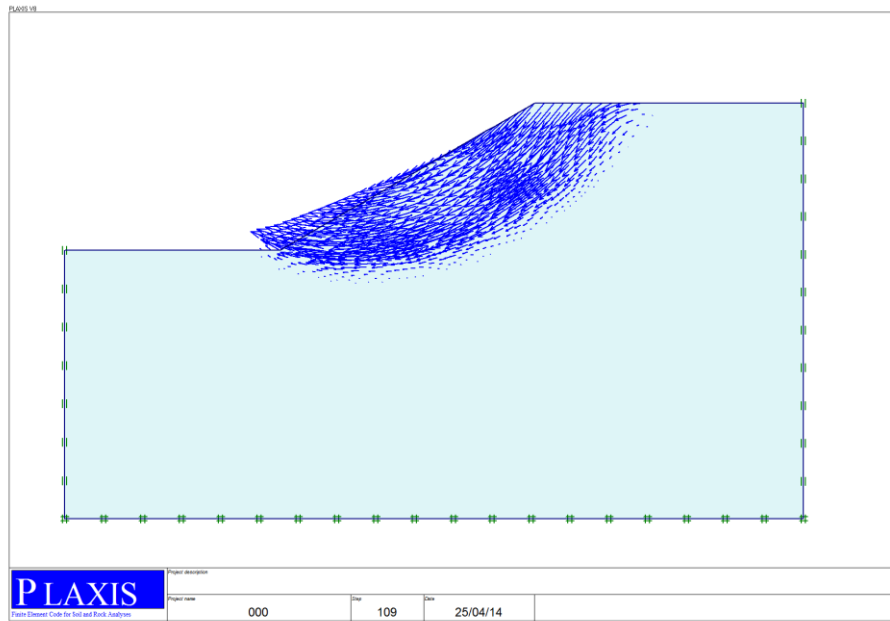


Figure 3.15 Mécanisme de rupture de pente.

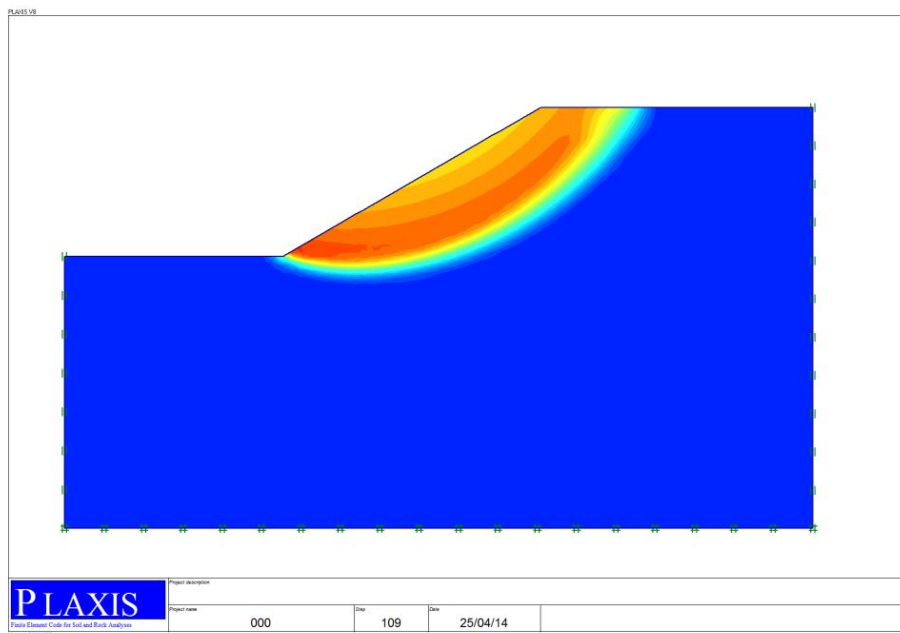


Figure 3.16 Surface de glissement critique.

- **Facteur de sécurité (en présence de pieux)**

Ici, ce qui nous intéresse c'est de trouver le positionnement optimal qui nous donne le coefficient de sécurité maximum. La position des pieux est indiquée par le rapport X_F/L_X où $L_X = H / \tan \beta$ (figure 3.13). Nous supposons que X_F/L_X varie entre 0,1 et 0,9. Ces limites correspondent aux positions des pieux près de la pointe et le sommet de la pente, respectivement. La raison de cette hypothèse est que lorsque la valeur de X_F/L_X au-dessous de

0,1 ou au-dessus de 0,9, les surfaces de rupture ne passent pas par les pieux, sont considérablement grande. La représentation graphique (figure 3.17) clarifie le changement du facteur de sécurité par rapport au changement de la position et affiche la position optimale.

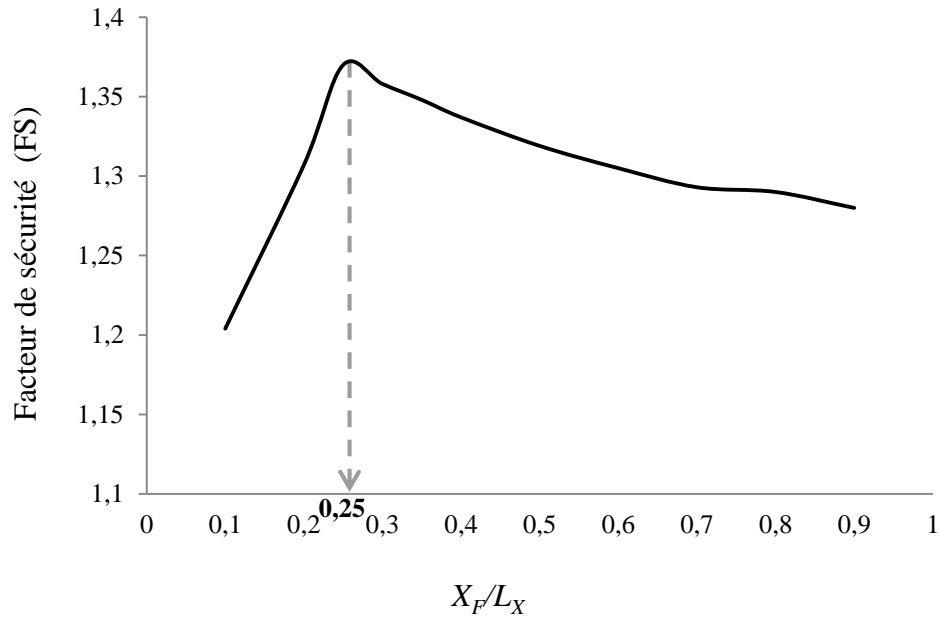
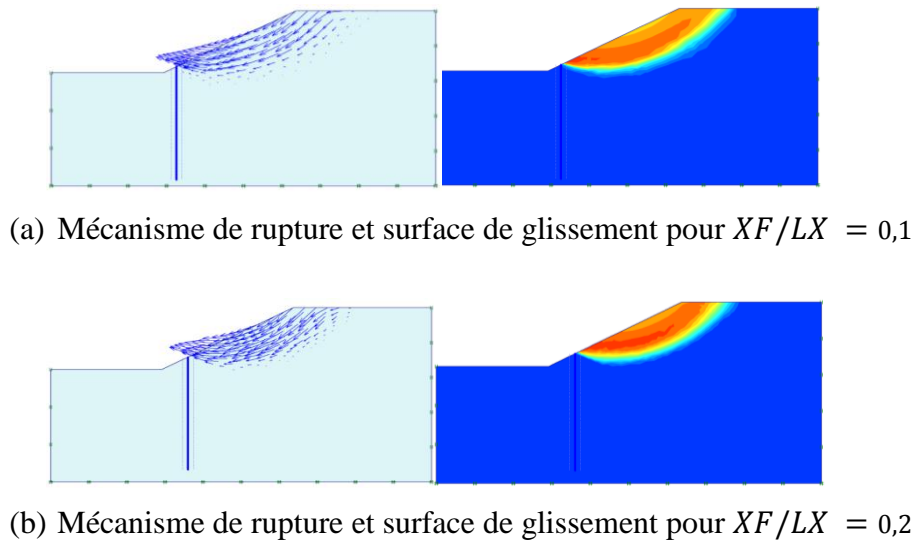
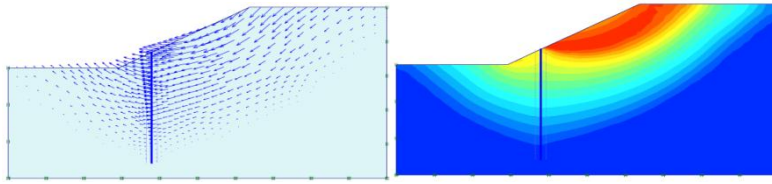


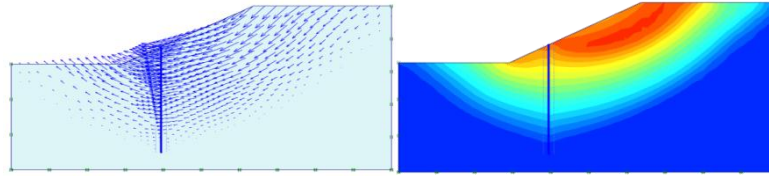
Figure 3.17 Effet du positionnement des pieux sur le facteur de sécurité

Les mécanismes de rupture, la surface du glissement et le facteur de sécurité de chaque position sont montrés dans la figure 3.18 et dans le tableau 3.6 respectivement.

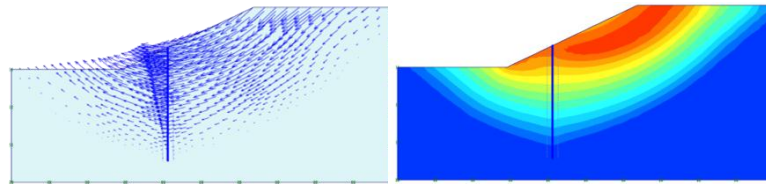




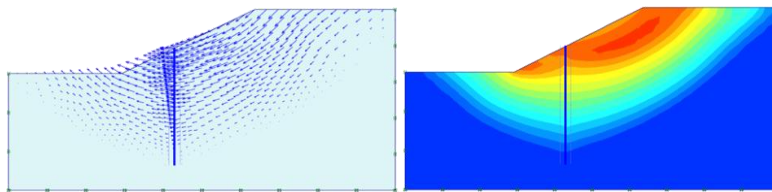
(c) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,25$



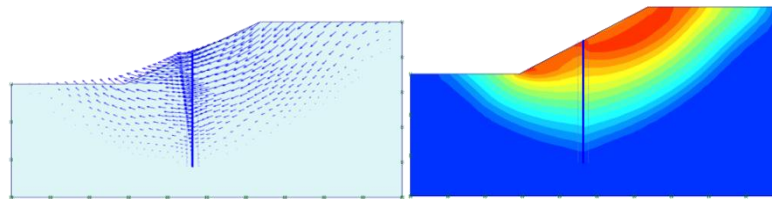
(d) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,3$



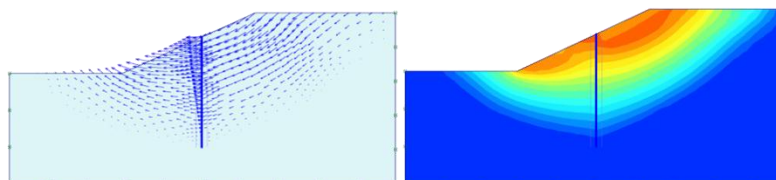
(e) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,35$



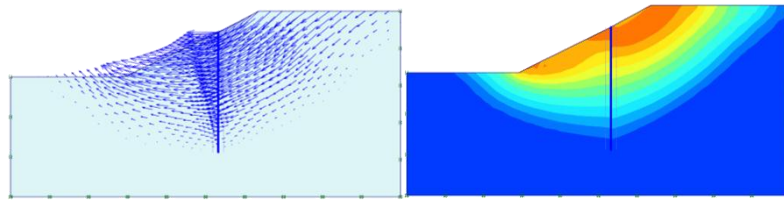
(f) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,4$



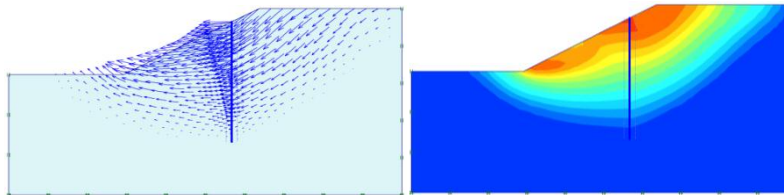
(g) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,5$



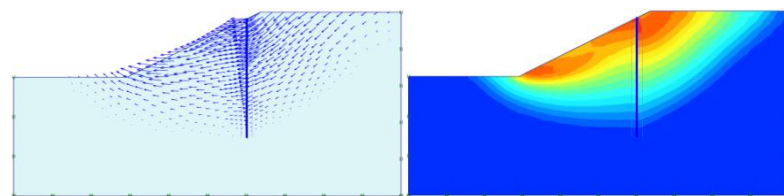
(h) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $XF/LX = 0,6$



(i) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $X_F/L_X = 0,7$



(j) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $X_F/L_X = 0,8$



(k) Mécanisme de rupture et surface de glissement pour $X_F/L_X = 0,9$

Figure 3.18 Effet de la position des pieux sur le mécanisme de rupture

Tableau 3.6 : Les valeurs de FS calculées.

X_F/L_X	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
FS	1,204	1,307	1,370	1,358	1,348	1,337	1,319	1,305	1,293	1,290	1,280

À travers la figure 3.18 on peut voir la variation de la surface du glissement et le mécanisme de rupture avec le changement d'emplacement des pieux.

Dans tous les cas examinés, le meilleur positionnement des pieux dans la pente est proche du pied de la pente. Avec précision, quand $X_F/L_X = 0,25$ ou $X_F = 5,93 m$ le facteur de sécurité devient égal 1,37, Cet résultat est identique avec ce qui a été trouvé par (Ausilio et al., 2001), Nian et al., 2008 et Güllü 2013).

La comparaison entre le résultat obtenu pour cette étude et qui a été obtenue par (Xinpo et al., 2012) est visualisée dans la figure 3.19. Une divergence apparaît entre les résultats, C'est parce que la méthode analytique donne des facteurs de sécurité exagérés.

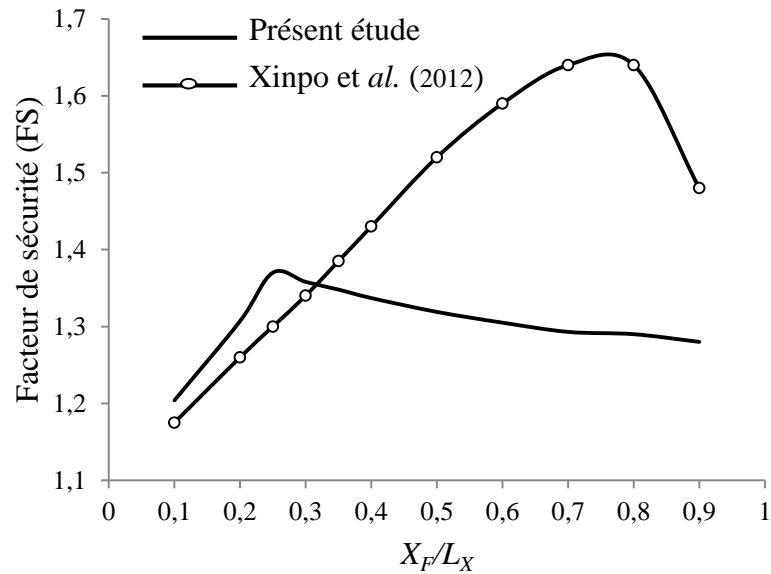


Figure 3.19 Comparaison des résultats

Conclusion

Les pieux verticaux sont utilisés pour stabiliser la chaussée droite de Lakhdaria (PK 186). Les résultats montrent que le terrain après le terrassement doit être stable, mais avec une marge du risque.

En ce qui concerne l'étude de modèle de référence, l'influence du positionnement des pieux sur le facteur de sécurité a été analysée. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes ont été dégagées :

- La position de pieux la plus appropriée varie avec les facteurs de sécurité requis.
- Si la force maximale qu'une rangée de pieux peut fournir est assez grande, les positions des pieux les plus efficaces sont près du pied de la pente où la force stabilisatrice nécessaire d'augmenter le coefficient de sécurité à la valeur désirée prend la valeur minimale.
- Pour les pieux qui sont assez longues, la position où le facteur de sécurité prend la valeur maximale est quand $X_F/L_X = 0,25$.
- Utilisation les méthodes analytiques ne permet pas d'indiquer l'effet de plusieurs paramètres dans le calcul, qui va nous donnent des résultats efficaces.

Conclusion générale

Conclusion général

Après avoir présenté les mécanismes et les types des glissements du terrain, des méthodes classiques déterminent la valeur du facteur de sécurité de la pente, en tenant compte la portance de site ou les ouvrages voisins à la pente, ont été présentées. L'approche cinématique de l'analyse limite était illustrée en termes de comparaison avec la méthode numérique. Nous avons trouvé une divergence entre les résultats qui sont obtenus par chacune, ce qui nécessite une étude approfondie pour approcher ses valeurs.

On a établi avec logiciels en éléments finis en deux dimensions une étude du positionnement des pieux pour dégager un modèle de référence pour notre projet. On a fait varier la localisation des pieux et étudié leurs influences pour des fourchettes de variation raisonnables. Les résultats montrent que l'emplacement optimal des pieux est proche du pied de la pente, quoique plusieurs chercheurs prouvent que la localisation qui donne un facteur de sécurité maximum est dans le milieu de la pente. Malgré le développement d'outils de calcul (méthodes numériques) de plus en plus performants et une description de sol de plus en plus proche de la réalité, il existe toujours un écart entre les résultats de calcul et les valeurs des solutions réelles.

Au vu de l'étude faite, on peut conclure que la technique de stabilisation des pentes par pieux peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème du glissement de terrain. Cette technique est applicable principalement sur les terrains reposant sur des sols argileux, parfois mous ou sensibles.

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

Perspectives

La mise en œuvre des modèles en trois dimensions soit avec FLAC3D ou autres logiciels, pour pouvoir intégrer l'espacement entre les pieux de la même rangé.

Références

Références

- Abramson, Lee W 2002. Slope stability and stabilization methods: John Wiley & Sons.
- Ashour, Mohamed and Hamed Ardalán 2012. Analysis of pile stabilized slopes based on soil–pile interaction. *Computers and Geotechnics* 39: 85-97.
- Ausilio, E, E Conte and G Dente 2001. Stability analysis of slopes reinforced with piles. *Computers and Geotechnics* 28: 591-611.
- Biarez J., Boucek B. 1973. Viscoplasticité de l'argile in situ et en laboratoire. 8e Congrès international de mécanique des sols 1.1: 51.
- Bishop, Alan W 1955. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique* 5: 7-17.
- Brinkgreve, RBJ and HL Bakker 1991. Non-linear finite element analysis of safety factors. In *Non-linear finite element analysis of safety factors, Proc. 7th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechanics*, Cairns, Australia, 1117-1122.
- Bulley, William A 1965. Cylinder Pile Retaining Wall Construction--Seattle Freeway: Washington State Department of Highways.
- Cai, Fei and Keizo Ugai 2000. Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. *Soils and foundations* 40: 73-84.
- Chen, WF 1975. Limit analysis and soil plasticity. In *Limit analysis and soil plasticity*: Elsevier: Amsterdam.
- Chow, YK 1996. Analysis of piles used for slope stabilization. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 20: 635-646.
- Chowdhury, Ashfaq Ahmed, Mohammad Rasul and Mohammad Masud Kamal Khan 2007. Numerical simulation of building performance under different low energy cooling technologies. *International Journal of Energy and Environment* 1: 28-36.
- CIOCA, Marius, Lucian-Ionel CIOCA and Adrian CIOCA 2008. Disaster Management Spatial Information System. In *Disaster Management Spatial Information System, Conference Information: Conference Information 4th IASME/WSEAS International Conference on Energy, Environment, Ecosystems and Sustainable Development*, 338-341.
- Coppola, L, R Nardone, P Rescio and E Bromhead 2006. Reconstruction of the conditions that initiate landslide movement in weathered silty clay terrain: effects on the historic and architectural heritage of Pietrapertosa, Basilicata, Italy. *Landslides* 3: 349-359.
- Coussy, O and J Salençon 1979. Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture. *ANN PONTS CHAUSS.*
- Darve, F 1982. An incrementally non-linear constitutive law: assumptions and predictions. *Constitutive Relations for Soils*: 385-403.
- Day, Robert W, TS Hull, HG Poulos, S Hassiotis, JL Chameau and N Gunaratne 1999. Design method for stabilization of slopes with piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 125: 910-914.

- Duncan, James M and Peter Dunlop 1968. Slopes in stiff-fissured clays and shales. In Slopes in stiff-fissured clays and shales: DTIC Document.
- Duncan, James Michael 1996. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal of Geotechnical engineering* 122: 577-596.
- DURVILLE, Jean-Louis and Gilles SEVE 1996. Stabilité des pentes: Glissements en terrain meuble. *Techniques de l'ingénieur. Construction 1: C254. 251-C254. 216.*
- Espinoza, RD, PC Repetto and B Muhunthan 1992. General framework for stability analysis of slopes. *Geotechnique* 42: 603-615.
- Fellenius, Wolmar 1936. Calculation of the stability of earth dams. In Calculation of the stability of earth dams, Transactions of the 2nd congress on large dams, Washington, DC, 445-463.
- Frank, Roger 1995. *Fondations profondes: Ed. Techniques Ingénieur.*
- Griffiths, DV and PA Lane 1999. Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique* 49: 387-403.
- Guo, Wei Dong 2006. On limiting force profile, slip depth and response of lateral piles. *Computers and Geotechnics* 33: 47-67.
- Güllü, Hamza 2013. A numerical study on pile application for slope stability., 2nd International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, , 810-816.
- Hassiotis, S, JL Chameau and M Gunaratne 1997. Design method for stabilization of slopes with piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123: 314-323.
- Hill, R1 1958. A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 6: 236-249.
- Ito, T., T. Matsui and Won-Pyo Hong 1979. Design method for the stability analysis of the slope with landing pier. *土質工学会論文報告集, Journal de l'ingénierie géotechnique* 19: 43-57.
- Janbu, N 1968. Slope stability computations, *Soil Mech. And Found. Engrg. Rep.*, The Technical University of Norway, Trondheim, Norway.
- Jeong, Sangseom, Byungchul Kim, Jinhon Won and Jinhyung Lee 2003. Uncoupled analysis of stabilizing piles in weathered slopes. *Computers and Geotechnics* 30: 671-682.
- Kempfert, Hans-Georg and Berhane Gebreselassie 2006. *Excavations and foundations in soft soils: Springer.*
- Kourkoulis, R, F Gelagoti, I Anastasopoulos and G Gazetas 2010. Slope stabilizing piles and pile-groups: parametric study and design insights. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 137: 663-677.
- Laudemen, S and Nien-Yin Chang 2004. Finite element analysis of slope stabilization using piles. In *Finite element analysis of slope stabilization using piles.*
- Lee, CY, TS Hull and HG Poulos 1995. Simplified pile-slope stability analysis. *Computers and Geotechnics* 17: 1-16.

- Leroueil, S, J Vaunat, L Picarelli, J Locat, H Lee and R Faure 1996. Geotechnical characterization of slope movements. In Geotechnical characterization of slope movements, Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, 53-74.
- Li, Xinpo, Siming He, Yu Luo and Yong Wu 2011. Numerical studies of the position of piles in slope stabilization. *Geomechanics and Geoengineering* 6: 209-215.
- Li, Xinpo, Xiangjun Pei, Marte Gutierrez and Siming He 2012. Optimal location of piles in slope stabilization by limit analysis. *Acta Geotechnica* 7: 253-259.
- Mandel, J 1966. Conditions de stabilité et postulat de Drucker. In *Rheology and Soil Mechanics/Rhéologie et Mécanique des Sols*, 58-68: Springer.
- Morgenstern, NR and V Eo Price 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique* 15: 79-93.
- Munawir, A, S. M. Dewi, Y. Zaika and A. Soehardjono 2013. Bearing Capacity on Slope Modeling with Composite Bamboo Pile Reinforcement. *international journal of Engineering and Advanced Technology* 2: 8.
- Nian, TK, GQ Chen, MT Luan, Q Yang and DF Zheng 2008. Limit analysis of the stability of slopes reinforced with piles against landslide in nonhomogeneous and anisotropic soils. *Canadian Geotechnical Journal* 45: 1092-1103.
- Offenberger, JH 1981. Hillside stabilized with concrete cylinder pile retaining wall. *Public Works* 112.
- Ortiz, Michael, Yves Leroy and Alan Needleman 1987. A finite element method for localized failure analysis. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 61: 189-214.
- Pariseau, WG and Barry Voight 1979. Rockslides and avalanches: basic principles and perspectives in the realm of civil and mining operations. *Rockslides and avalanches* 2: 1-92.
- Pastor, Joseph 1983. Application de la théorie de l'analyse limite aux milieux isotropes et othotropes de révolution, Université Joseph-Fourier-Grenoble I.
- Poulos, Harry G 1995. Design of reinforcing piles to increase slope stability. *Canadian Geotechnical Journal* 32: 808-818.
- Reese, Lymon C, Shin-Tower Wang and Jeffrey L Fouse 1993. Use of drilled shafts in stabilizing a slope. In *Use of drilled shafts in stabilizing a slope, Stability and Performance of Slopes and Embankments II*, 1318-1332: ASCE.
- Regueiro, Richard A and Ronaldo I Borja 1999. A finite element model of localized deformation in frictional materials taking a strong discontinuity approach. *Finite Elements in Analysis and Design* 33: 283-315.
- Reid, Mark E, Richard G LaHusen and William L Ellis 1999. Real-time monitoring of active landslides: US Department of the Interior, US Geological Survey.
- Rice, James R 1976. The localization of plastic deformation: Division of Engineering, Brown University.
- Rotaru, Ancuța, Daniel Oajdea and Paulică Răileanu 2007. Analysis of the landslide movements. *International Journal of Geology* 1: 70-79.

- Rowe, RK and Harry George Poulos 1979. A method for predicting the effect of piles on slope behaviour: University of Sydney, School of Civil Engineering.
- Rudnicki, John Walter and JR Rice 1975. Conditions for the localization of deformation in pressure-sensitive dilatant materials. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 23: 371-394.
- Salençon, Jean 1983. Calcul à la rupture et analyse limite.
- Sloan, SW 1988. Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 12: 61-77.
- Sloan, SW 1989. Upper bound limit analysis using finite elements and linear programming. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 13: 263-282.
- Snitbhan, Nimitchai and Wai-Fah Chen 1978. Elastic-plastic large deformation analysis of soil slopes. *Computers & structures* 9: 567-577.
- Song, Young-Suk, Won-Pyo Hong and Kyu-Seok Woo 2012. Behavior and analysis of stabilizing piles installed in a cut slope during heavy rainfall. *Engineering Geology* 129: 56-67.
- Spencer, E 1967. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique* 17: 11-26.
- T, Ito and Matsui T 1975. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. *土質工学会論文報告集*, *Journal de l'ingénierie géotechnique* 15: 43-59.
- T., Matsui and San K.C 1992. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. *土質工学会論文報告集*, *Journal de l'ingénierie géotechnique* 32: 59-70.
- Taniguchi, T 1967. Landslides in Reservoir. In *Landslides in Reservoir*, Proceedings of the 3rd Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 258-261.
- Thompson, MJ and DJ White 2006. Design of slope reinforcement with small-diameter piles. In *Design of slope reinforcement with small-diameter piles*, *Advances in Earth Structures@ sResearch to Practice*, 67-73: ASCE.
- Turgeman, Sylvain 1983. Contribution au calcul des charges limites en milieux isotropes et orthotropes de révolution par une approche cinématique numérique.
- Wei, WB and YM Cheng 2009. Strength reduction analysis for slope reinforced with one row of piles. *Computers and Geotechnics* 36: 1176-1185.
- Won, Jinh, Kwangho You, Sangseom Jeong and Sooil Kim 2005. Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems. *Computers and Geotechnics* 32: 304-315.
- Zaruba, Quido and Vojtech Ménécl 1969. Landslides and their control: Nueva York. In *Landslides and their control*: Nueva York: Elsevier y Academia de Ciencia de Checoslovaquia.
- Zeng, Sanping and Robert Liang 2002. Stability analysis of drilled shafts reinforced slope. *Soils and foundations* 42: 93-102.

Zienkiewicz, OC and RL Taylor 1994. The finite element method, Vol. 1., 1994. In The finite element method, Vol. 1., 1994: McGraw Hill, chaps.