

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Frères Mentouri Constantine



Faculté des Sciences de la Technologie  
Département de Génie Civil

N° d'ordre :55/D3C/2019

Série :01/GC/2019

# THESE

Pour l'obtention du Diplôme de Doctorat LMD en Génie Civil

Option : Géotechnique

---

---

## Design de Pieux et Mouvements de Terrain

---

---

Présentée par : **Mehdi DIB**

Dirigée par : **Dr Salim KOULOUGHLI**

Soutenue le 19 juin 2019

### Devant le Jury

Pr Abdelghani BELOUAR	Université Frères Mentouri, Constantine	Président
Dr Salim KOULOUGHLI	Université Frères Mentouri, Constantine	Rapporteur
Pr Toufik KARECHE	Université de Batna 2, Batna	Examineur
Dr Riad BENZAID	Université Mohamed Seddik Benyahia, Jijel	Examineur
Dr Sami MEZHOUD	Université Frères Mentouri, Constantine	Examineur

## **Remerciements**

*AU NOM DE DIEU, LE TOUT MISERICORDIEUX, LE TRES MISERICORDIEUX*

*D'abord et avant tout, je remercie le BON DIEU LE TOUT PUISSANT de m'avoir donné la santé, la patience, la puissance et la volonté de mener à terme ce travail.*

*Un immense merci à mon directeur de thèse **KOULOUGHLI Salim**, merci pour tout ce que vous m'avez transmis pendant ces longues années que ce soit en tant qu'enseignant ou en tant que directeur de recherche, merci pour votre encadrement, pour vos conseils judicieux et vos jugements constructifs, merci pour votre patience et votre compréhension et votre confiance, vous avez fourni beaucoup d'efforts pour que ce projet de thèse voie le jour et pour que j'évolue dans ma carrière scientifique malgré vos multiples charges durant toutes ces années, vous trouverez ici le témoignage de mon grand respect et ma profonde gratitude.*

*Mon grand respect et mes plus sincères remerciements s'adressent à :*

- ***Pr. BELOUAR Abdelghani** : merci de m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury de thèse.*
- ***Pr. KARACH Toufik** : merci pour le fait d'avoir accepté d'examiner ce travail et d'être membre de jury, merci pour le temps que vous y avez consacré.*
- ***Dr. BENZAID Riad** : merci pour l'honneur que vous me faites en acceptant d'être examinateur de la présente thèse, merci pour le temps que vous y avez consacré.*
- ***Dr. MEZHOUD Sami** : Merci infiniment d'accepter mon invitation.*

*Je tiens à remercier les professeurs qui m'ont formé au long de mon parcours universitaire sans oublier la grande famille de génie civile : enseignants, administrateurs, techniciens.*

*Je tiens à remercier mon professeur Dr. Bourouz Abd Essalam qui m'a formé au long de mon parcours universitaire et m'a soutenu durant mon doctorat.*

*Un grand merci à mes collègues, merci pour les moments inoubliables qu'on a passé ensemble soit à la faculté ou ailleurs, je vous souhaite de réussir brillamment dans votre carrière.*

*Mon vif remerciement va particulièrement à mes parents et ma femme de m'avoir encouragé à aller au-delà de mes capacités, sans vous je ne serai jamais là où je suis aujourd'hui.*

*A ceux et celles qui m'ont aidé d'une façon ou d'une autre, de près ou de loin dans mon travail, je les remercie du fond du cœur.*

## **Dédicace**

*Je dédie ce travail à :*

*« Mes chers et magnifiques parents et ma femme Sara »*

*Aucune dédicace ne serait être assez éloquente pour exprimer ce que vous mérites  
Que Dieu vous protège et vous offre une longue vie et une bonne santé.*

*« Mes frères »*

*« Mes amis »*

## Résumé

Le design des pieux qui s'opposent au mouvement des terrains peut être effectué à l'aide de différentes méthodes. Les méthodes basées sur la pression ou le déplacement ainsi que les méthodes numériques ont régné sur la conception de pieux pendant longtemps. Kourkoulis et *al.* (2012) ont proposé un nouveau concept dans l'analyse des pieux stabilisateurs de mouvement de terrain. Ce concept consiste en une méthodologie hybride qui regroupe les approches analytiques en stabilité des talus, avec l'analyse numérique tridimensionnelle en éléments finis. Cette méthode n'a été développée que pour analyser des pieux placés au milieu des talus instables et pour un espacement minimal entre pieux  $S = 2D$  (espacement égale à deux fois le diamètre de pieu). L'applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux placés au pied des talus et les pieux jointifs fait l'objet de la présente recherche. Le modèle découplé de la méthode hybride a également été utilisé pour l'analyse des pieux hélicoïdaux soumis à des mouvements de terrain. Le code Abaqus a été utilisé pour les différentes simulations.

Le modèle simplifié d'analyse et de conception des pieux stabilisateurs placés au pied des talus et les pieux jointifs a montré une concordance avec celui appliqué pour les pieux situés au milieu du talus.

Concernant la performance des pieux hélicoïdaux soumis au mouvement du terrain, il a été constaté que les hélices placées près de la surface du glissement se déplacent avec le pieu en raison du mouvement de la masse du sol. Ce mouvement des hélices mobilise les réactions du sol au-dessous et au-dessus des hélices, créant ainsi un moment de résistance qui augmente la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux. La présence d'hélices ne conduit pas seulement à une augmentation de la force de résistance, mais également à une diminution de la flèche en tête du pieu.

**Mots clés :** design des pieux, pieu hélicoïdal, mouvement de terrain, méthode hybride



## **Abstract**

The design of the piles that oppose the movement of the ground can be made using different methods. Pressure or displacement based methods as well as numerical methods have prevailed over the design of piles for a long time. Kourkoulis *et al.* (2012) proposed a new concept regarding the design of stabilizing piles. this concept consists of a hybrid methodology that combines analytical approaches in slope stability, with three-dimensional finite element numerical analysis. This method was developed only to analyze piles placed in the middle of unstable slopes and for a minimum spacing between piles  $S = 2D$  (spacing equals two times the diameter of pile). The applicability of the hybrid method for the analysis and design of the slope stabilizing piles placed at the toe of the slopes and contiguous pile walls is the subject of the present research. The decoupled model of the hybrid method was also used for the analysis of helical piles subjected to ground movement. The code Abaqus was used for the different simulations.

The simplified model for the analysis and design of stabilizing piles placed at the toe of the slopes and the contiguous pile walls showed a coherence with that applied for the piles located in the middle of the slope.

Regarding the performance of the helical piles subjected to ground movement, it was found that the helices, called also plates, placed near the slip surface move with the pile because of the soil mass movement. This movement mobilizes the soil reactions under and above the helices, creating a resisting moment that increases the resistance offered by the helical piles. The presence of plates does not only lead to an increase in the resistance force, but also to a decrease in the pile head deflection.

**Key words:** pile design, helical pile, ground movement, hybrid method.

## ملخص

يمكن إجراء تصميم الخوازيق التي تقاوم حركة التربة باستخدام طرق مختلفة. سادت طرق الضغط والإزاحة وكذلك الطرق الرقمية على تصميم الخوازيق لفترة طويلة. كوركوليس وآخرون (2012) اقترحوا مفهوم جديد في تصميم الخوازيق المستعملة في استقرار المنحدرات يتألف من منهجية هجينة تجمع بين الأساليب التحليلية في استقرار المنحدرات و التحليل الرقمي ثلاثي الأبعاد للعناصر المحدودة. تم تطوير هذه الطريقة فقط لتحليل الخوازيق الموضوعة في منتصف المنحدرات غير المستقرة و لحد أدنى للتباعده بين الخوازيق يساوي ضعف قطر الخازوق. إن قابلية تطبيق الطريقة الهجينة لتحليل وتصميم الخوازيق عند سفح المنحدرات والخوازيق المرتبطة هي موضوع هذا البحث. كما تم استخدام النموذج المنفصل للطريقة الهجينة لتحليل الخوازيق الحلزونية المعرضة لحركات التربة. يستخدم برنامج أباكوس في هذا البحث.

أظهر النموذج المبسط لتحليل وتصميم الخوازيق الموضوعة على سفح المنحدر والخوازيق المرتبطة ، توافقاً مع النموذج المطبق على الخوازيق الموجودة في منتصف المنحدر.

فيما يتعلق بأداء الخوازيق الحلزونية ، فقد وجد أن اللوالب الموضوعة بالقرب من سطح الانزلاق تتحرك مع الخازوق بسبب حركة كتلة التربة. هذه الحركة تؤدي الى تكون ردود الفعل تحت اللوالب وفوقها ، وخلق عزم من المقاومة التي تزيد من قوة المقاومة التي تقدمها الخوازيق الحلزونية. لا يؤدي وجود اللوالب فقط إلى زيادة في قوة المقاومة ، ولكن أيضاً إلى انخفاض في إزاحة رأس الخازوق.

**الكلمات المفتاحية :** تصميم الخازوق ، خازوق حلزوني ، حركة التربة ، طريقة هجينة.

# Table des matières

Résumé.....	i
Abstract.....	ii
ملخص.....	iii
Table des matières.....	iv
Liste des notations et abréviations.....	viii
Liste des figures.....	x
Liste des tableaux.....	xv

## Introduction générale

1. Introduction.....	01
2. Objectifs de la thèse.....	01
3. Plan de la thèse.....	02

## Chapitre 1 : Généralités sur les pieux

1-1. Introduction.....	05
1-2. Descriptions et terminologie.....	05
1-3. Utilisation des pieux.....	06
1-4. Types des pieux.....	07
1-5. Méthodes d'installation.....	07
1-6. Les pieux hélicoïdaux .....	10
1-6-1. Introduction.....	10
1-6-2. Classification des pieux hélicoïdaux.....	12
1-6-3. Capacité portante axiale des pieux hélicoïdaux.....	12
a. Capacité portante des hélices.....	12
b. Capacité portante due au frottement latéral.....	13
c. Méthode de cisaillement cylindrique.....	13

1-6-4. Relation entre la capacité portante et le couple d'installation.....	15
1-6-5. Capacité latérale des pieux hélicoïdaux.....	17
a.    Pieux courts .....	17
b.    Pieux élancés.....	19
1-6-6. Avantages des pieux hélicoïdaux.....	20

## **Chapitre 2 : Méthodes de conception des pieux soumis à un mouvement de terrain**

2-1. Introduction.....	22
2-2. Design de pieux et mouvements de terrain.....	22
2-3. Méthodes basées sur la pression ou le déplacement.....	23
2-4. Méthodes numériques.....	24
2-5. Méthodes novatrices pour l'analyse et la conception des pieux renforçant des talus.....	25
2-5-1. Méthode d'analyse non couplée.....	25
2-5-2. Méthode d'analyse couplée.....	26
2-5-3. Méthode d'analyse hybride.....	28

## **Chapitre 3 : La méthode hybride: Introspection à travers une étude paramétrique**

3-1. Introduction.....	31
3-2. La méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux stabilisant un talus précaire.....	31
3-2-1. Calcul de la force de résistance du pieu.....	34
3-2-2. Avantage du modèle simplifié de la méthode hybride : Impact sur le cout de la simulation.....	35
3-3. Introspection dans la méthodologie hybride à travers une étude paramétrique.....	38
3-3-1. Le modèle numérique analysé.....	38
3-3-2. Propriétés des matériaux.....	39

3-3-3. Analyse de la profondeur critique pour l'ancrage des pieux.....	40
3-3-4. Effet de l'espacement entre les pieux sur la force de résistance offerte.....	41
3-4. Conclusions.....	42

## **Chapitre 04 : Applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse des pieux placés aux pieds des talus et les pieux jointifs**

4-1. Introduction.....	45
4-2. Applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux placés au pied des talus.....	45
4-2-1. Méthodologie et matériaux.....	45
4-2-2. Analyse de l'uniformité du profil de déplacement du sol pour les pieux placés au pied du talus.....	48
4-2-3. Analyse du résultat du modèle simplifié.....	50
4-3. Applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux jointifs.....	52
4-3-1. Méthodologie.....	52
4-3-2. Étude de l'uniformité du profil de déplacement.....	53
4-3-3. Analyse de la fiabilité du modèle simplifié.....	55
4-4. Conclusions.....	58

## **Chapitre 5 : Analyse numérique des pieux hélicoïdaux soumis au mouvement de terrain**

5-1. Introduction.....	61
5-2. Analyse numérique des pieux hélicoïdaux.....	61
5-3. Configurations de pieux.....	62
5-4. Le modèle découplé simplifié adopté dans la présente étude.....	63
5-5. Le modèle numérique.....	65
5-6. Propriétés des matériaux.....	67

5-7. Analyse de la contribution des hélices à la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de haute capacité.....	67
5-8. Analyse comparative entre pieu hélicoïdal de haute capacité et pieu en tube d'acier sans hélices.....	70
5-9. Conclusions.....	74

### **Conclusions générales et perspectives**

1. Conclusions générales.....	75
2. Perspectives.....	76

### **Références bibliographiques**

Références bibliographiques.....	77
----------------------------------	----

### **Annexe : Modèle d'un calcul incrémental**

1. Introduction .....	81
2. Modèle de calcul.....	81

## Liste des notations et abréviations

$A_h$  : Surface projetée d'hélice.

$B$  : Diamètre d'hélice.

$C_u$  : Résistance au cisaillement non drainée du sol.

$D$  : Diamètre du fût / du pieu.

$D_h$  : Profondeur d'hélice.

$\Delta L_f$  : Longueur du pieu incrémentale sur laquelle  $\pi D$  et  $f_s$  sont pris comme constants.

$e$  : Excentricité de la charge.

$E$  : Module de Young.

$EI$  : Rigidité flexionnelle.

$E_i, X_i$  : Les forces latérales agissant sur la limite inférieure de la tranche.

$e_p$  : Epaisseur.

$f$  : La longueur de fût sur laquelle la contrainte du sol résiste à la charge latérale sur le pieu.

$f_s$  : Somme des frottements entre le sol et le pieu.

$g$  : La longueur de fût sur laquelle la contrainte du sol résiste au moment de renversement.

$\gamma$  : Poids unitaire du sol.

$H_s$  : profondeur du plan de glissement.

$I$  : Moment d'inertie.

$K_p$  : Coefficient de pression de la terre passive.

$K_T$  : Facteur empirique relié au couple d'installation.

$L_e$  : Longueur d'ancrage du pieu dans la partie stable.

$L_p$  : Longueur du pieu.

$M_{MAX}$  : Moment maximal.

$N_c, N_q,$  et  $N_\gamma$  : Facteurs de la capacité portante pour des conditions de cisaillement local.

$N_i, T_i$  : Les forces normales et tangentielles agissant sur la limite inférieure de la tranche.

PGPPE : plan de glissement potentiel préexistant.

$P_L$  : La charge latérale sur le pieu.

$Q_f$  : Capacité portante due au frottement latéral du pieu.

$Q_h$  : Capacité portante d'une seule hélice.

$Q_p$  : Capacité portante du pieu.

$Q_t$  : Capacité totale des hélices.

$Q_u$  : Capacité ultime du pieu hélicoïdal.

$q(z)$  : Intensité de la force.

$R_f$  : Force de résistance.

$S$  : Espacement entre pieux.

$T$  : Couple d'installation moyen.

$U_p$  : Déplacement de la tête du pieu.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

$W$  : Poids de la tranche.

$Y_1$  : Flèche de pieu au-dessus de la surface de glissement.

$Y_2$  : Flèche de pieu au-dessous de la surface de glissement.



## Liste des Figures

Figure 1-1. Différentes formes et sections des pieux (Modifié du Kezdi. 1975).....	06
Figure 1-2. Méthode d'installation des pieux battus.....	08
Figure 1-3. Méthode d'installation des pieux par vibration.....	08
Figure 1-4. Etapes d'installation des pieux hélicoïdaux.....	09
Figure 1-5. Méthode d'installation des pieux hélicoïdaux (Mohammed Sakr, Almita Manufacturing Ltd., Ponoka, Alberta, Canada) .....	09
Figure 1-6. Remplissage en béton pour un pieu foré .....	10
Figure 1-7. Photo des pieux hélicoïdaux (Cyntech - A Keller Company) .....	11
Figure 1-8. Illustration des composants d'un pieu hélicoïdal .....	11
Figure 1-9. Comportement du pieu hélicoïdal soumis à un effort de compression (Méthode de cisaillement cylindrique).....	14
Figure 1-10. Comportement du pieu hélicoïdal soumis à un effort de soulèvement (Méthode de cisaillement cylindrique).....	15
Figure 1-11. Installation des pieux hélicoïdaux ordinaires (Perko 2009).....	16
Figure 1-12. Installation des pieux hélicoïdaux à haute capacité (Cyntech - A Keller Company).....	16
Figure 1-13. Comportement d'un pieu hélicoïdal court dans des sols fins (adapté de Broms, 1964a-Perko 2009).....	17
Figure 1-14. Comportement d'un pieu hélicoïdal court dans les sols sableux (adapté de Broms, 1964a-Perko 2009).....	18
Figure 1-15. Exemple de répartition de la contrainte du sol sur un pieu hélicoïdal élancé.....	20

Figure 2-1. Quelques sources de mouvements de terrains (Poulos 2013).....	23
Figure 2-2. Pieu soumis à un déplacement latéral du sol (Jeong <i>et al.</i> 2003).....	26
Figure 2-3. Force motrice induite par le déplacement de la masse de sol au-dessus de la surface de glissement (Ashour et Ardalán, 2012).....	27
Figure 2-4. Modèle proposé pour l'analyse sol-pieu dans les talus stabilisés par pieux (Ashour et Ardalán, 2012).....	28
Figure 2-5. Illustration de la méthodologie hybride : (a) le modèle couplé du talus renforcé par une rangée des pieux, (b) le modèle simplifié (Kourkoulis <i>et al.</i> 2012).....	29
Figure 3-1. Illustration d'un modèle couplé (le parallélépipède rectangle indique la zone représentative du modèle simplifié).....	32
Figure 3-2. Paramètres et dimensions du modèle simplifié (Kourkoulis <i>et al.</i> 2012).....	32
Figure 3-3. Explication schématique de la méthode des tranches ordinaire (kourkoulis <i>et al.</i> 2012) .....	33
Figure 3-4. Calcul de la force de résistance offerte par les pieux (Kourkoulis <i>et al.</i> 2012).....	34
Figure 3-5. Discrétisation par éléments finis de : (a) : le modèle couplé, (b) le modèle simplifié, pour l'espacement entre pieux : $S = 2D$ .....	36
Figure 3-6. Discrétisation par éléments finis de : (a) : modèle couplé, (b) modèle simplifié, pour l'espacement entre pieux : $S = 3D$ .....	36
Figure 3-7. Discrétisation par éléments finis de : (a) : modèle couplé, (b) modèle simplifié, pour l'espacement entre pieux : $S = 4D$ .....	37
Figure 3-8. Illustration de l'impact de la taille entre modèles couplés et simplifié pour différents espacements des pieux.....	38
Figure 3-9. Maillage des composants : (a) maillage du sol, (b) maillage de pieu en tube d'acier.....	39

Figure 3-10. La résistance offerte par les pieux par 1 m de largeur de talus par rapport au déplacement de la tête de pieu (cm).....	40
Figure 3-11. Contours de déplacement horizontal : (a) ancrage $L_e = 0.5 H_u$ , (b) ancrage $L_e = 1.5 H_u$ .....	41
Figure 3-12. Résistance des pieux par rapport au déplacement de la tête du pieu (cm) pour les espacements : $S = 3D$ , $S = 4D$ et $S = 5D$ .....	42
Figure 4-1. Modèle couplé : Exemple du talus avec une inclinaison de $26^\circ$ renforcé par des pieux dont le diamètre est : $D=1.2m$ et l'espacement est : $S=3D$ .....	46
Figure 4-2. Modèle simplifié : Exemple du talus avec une inclinaison de $26^\circ$ renforcé par des pieux dont le diamètre est : $D=1.2m$ et l'espacement est : $S= 3D$ .....	46
Figure 4-3. Maillage d'éléments finis du modèle couplé, renforcé par deux pieux avec un plan de glissement potentiel préexistant (PGPPE).....	48
Figure 4-4. Profils de déplacement du sol à une distance de $5D$ de la rangée de pieux pour différentes inclinaisons des talus et espacements entre pieux : $3D$ et $4D$ .....	49
Figure 4-5. Coupe à une distance de $5D$ des pieux avec des contours de déplacement du sol.....	50
Figure 4-6. Analyse du modèle simplifié, maillage d'éléments finis pour : (a) le modèle couplé, (b) le modèle simplifié.....	51
Figure 4-7. Force de résistance ( $R_f$ ) par rapport au déplacement de la tête de pieu ( $U_p$ ) donnée par le modèle simplifié.....	51
Figure 4-8. Exemple d'un mur en pieux jointifs construit pour supporter un talus au-dessus d'une construction de route.....	52
Figure 4-9. Disposition des pieux dans un mur en pieux jointifs.....	52
Figure 4-10. Exemple de modèles analysés ; (a) le modèle couplé, (b) le modèle simplifié...	53
Figure 4-11. Contours de déplacement horizontal du sol au long d'une coupe à une distance de $5D$ en amont des pieux (exemple du talus avec une inclinaison de $26,5^\circ$ ).....	54

Figure 4-12. Profils de déplacement par rapport à la profondeur dans la masse glissante pour les trois talus analysés.....	54
Figure 4-13. Modèles analysés avec la magnitude du déplacement du sol et les contours de déplacement latéraux ; (a) le modèle couplé, (b) le modèle simplifié (Échelle : 1).....	56
Figure 4-14. Force de résistance par diamètre de pieu $D = 0,8$ m en fonction du déplacement de la tête de pieu.....	57
Figure 4-15. Force de résistance par diamètre de pieu $D = 1$ m en fonction du déplacement de la tête de pieu.....	57
Figure 4-16. Force de résistance par diamètre de pieu $D = 1,2$ m en fonction du déplacement de la tête de pieu.....	57
Figure 5-1. Géométries des pieux.....	63
Figure 5-2. Illustration schématique du modèle découplé simplifié adopté dans la présente étude numérique (exemple du type de pieu P4).....	64
Figure 5-3. Profil de déplacement uniforme appliqué sur la partie mobile.....	64
Figure 5-4. Modèle de sol maillé.....	65
Figure 5-5. Pieux maillés; (a) Pieu hélicoïdal de haute capacité (P4), (b) Pieu en tube d'acier sans hélices.....	66
Figure 5-6. Force de résistance offerte par les pieux par 1 m de largeur de talus par rapport au déplacement de la tête du pieu ( $U_p$ ) pour les pieux: P0, P1, P2, P4 et P6.....	67
Figure 5-7. Illustration des réactions du sol au-dessus et au-dessous des hélices placées près de la surface de glissement (exemple du pieu hélicoïdal à haute capacité P4).....	68
Figure 5-8. Contours de la contrainte S11 dans les hélices pour les pieux P2, P4 et P6.....	69
Figure 5-9. Contrainte maximale S11 dans l'hélice supérieure de P2 en raison de sa flexion.....	69
Figure 5-10. Variation d'espacement pour les deux types de pieux : P4 et P0.....	70

Figure 5-11. La force de résistance offerte par les pieux pour 1 m de largeur de talus ( $R_f / m$ ) par rapport au déplacement de la tête de pieu ( $U_p$ ) pour l'espacement entre les pieux : $S = 3D$ .....	71
Figure 5-12. La force de résistance offerte par les pieux pour 1 m de largeur de talus ( $R_f / m$ ) par rapport au déplacement de la tête de pieu ( $U_p$ ) pour l'espacement entre les pieux : $S = 4D$ .....	71
Figure 5-13. La force de résistance offerte par les pieux pour 1 m de largeur de talus ( $R_f / m$ ) par rapport au déplacement de la tête de pieu ( $U_p$ ) pour l'espacement entre les pieux : $S = 5D$ .....	72
Figure 5-14. Contours de déplacement latéral pour espacement entre les pieux $S = 5D$ ; (a) cas de type de pieux P4, (b) cas de type de pieux P0.....	72

## Liste des tableaux

Tableau 3-1. Propriétés du sol pour l'analyse de cout de simulation.....	35
Tableau 3-2. Propriété des pieux pour l'analyse de cout de simulation.....	35
Tableau 3-3. Nombre d'éléments pour les modèles couplés et simplifiés.....	37
Tableau 3-4. Propriétés du sol pour l'étude paramétrique.....	39
Tableau 3-5. Propriétés des pieux pour l'étude paramétrique.....	40
Tableau 4-1. Propriétés du sol adopté.....	47
Tableau 4-2. Propriétés des pieux adoptés.....	47
Tableau 4-3. Comparaison des résultats.....	58
Tableau 5-1. Configurations de pieux.....	62
Tableau 5-2. Propriétés du sol du talus argileux.....	66
Tableau 5-3. Propriétés des pieux de renforcement.....	67

# Introduction générale

## 1. Introduction

Les pieux sont largement utilisés pour s'opposer au mouvement des terrains, Ils ont prouvé leur efficacité dans le domaine du renforcement des talus instables, de même que leur résistance aux mouvements des sols induits par les travaux d'excavation.

Généralement, les pieux battus et forés sont les plus utilisés dans le domaine du renforcement des talus précaires. Malgré leurs méthodes d'installation qui impliquent du risque qui peut causer un glissement de terrain. Les pieux hélicoïdaux (visser) peuvent être très avantageux, son mode d'installation n'implique aucun risque d'engendrer un glissement, cependant ils ne sont pas utilisés dans ce domaine.

Le design des pieux résistants aux mouvements du terrain est un sujet d'étude en permanente évolution. Les méthodes basées sur la pression et le déplacement ainsi que les méthodes numériques ont régné sur la conception des pieux soumis au glissement de terrain durant une longue période.

Le développement concernant les méthodes de conceptions des pieux stabilisateurs ne cesse pas d'avancer. Récemment, en 2012, Kourkoulis et *al.* ont proposé un nouveau concept pour l'analyse des pieux stabilisateurs qui consiste en une méthodologie hybride. Cette dernière regroupe les approches analytiques en stabilité des talus et avec l'analyse numérique tridimensionnelle en éléments finis.

## 2. Objectifs de la thèse

Le premier objectif de cette recherche est d'évaluer l'état de l'art concernant les méthodes de conception des pieux soumis au mouvement de terrain.

Le second objectif est d'analyser l'applicabilité de la méthode hybride pour la conception des pieux placés au pied des talus ainsi que les pieux jointifs. Étant donné que la méthode hybride a été développé seulement pour l'analyse et la conception des pieux stabilisateurs placés au milieu des talus instables, et avec un espacement entre pieux ne dépassant pas deux fois le diamètre du pieu (2D).

Le troisième objectif est d'étudier le comportement des pieux hélicoïdaux soumis à un glissement de terrain pour la première fois. Ce type de pieu a prouvé son efficacité sous les

charges axiales. Néanmoins, l'analyse du comportement des pieux hélicoïdaux soumis au glissement de terrain n'a jamais été étudiée au paravent.

### **3. Plan de la thèse**

#### *Chapitre 1 : Généralités sur les pieux*

Ce chapitre définit et explique les différents types des pieux, leurs utilisations, ainsi leurs méthodes d'installation. Dans ce chapitre, l'accent est mis sur les pieux hélicoïdaux, leur historique, classification, capacité portante ...etc.

#### *Chapitre 2 : Méthodes de conception des pieux soumis à un mouvement de terrain*

Le deuxième chapitre expose l'état d'art des méthodes de conception des pieux soumis au mouvement de terrain. Trois méthodes relativement récentes sont abordées, à savoir : la méthode non-couplé, la méthode couplée, et la méthode hybride.

#### *Chapitre 3 : La méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux soumis à un mouvement de terrain : Introspection à travers une étude paramétrique.*

Ce chapitre s'intéresse à la méthode hybride. Une explication des principes de cette méthode est présentée d'abord, suivie de l'analyse de son impact sur le cout de la simulation. Finalement ce chapitre est clôturé par une introspection dans la méthode hybride à travers une étude paramétrique.

#### *Chapitre 4 : L'applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse des pieux placés au pied des talus et les pieux jointifs*

Le quatrième chapitre s'étale sur élargissement du champ d'application de la méthode hybride. L'applicabilité de celle-ci pour l'étude des pieux placés au pied des talus et les pieux jointifs est analysée à travers des modèles couplés et simplifiés.

#### *Chapitre 5 : Analyse numérique des pieux hélicoïdaux soumis au mouvement de terrain*

Dans ce dernier chapitre, le comportement des pieux hélicoïdaux soumis à un glissement de terrain pour la première fois, est étudié. Une analyse de la contribution des hélices dans la force de résistance de ces pieux est présentée. Aussi, une analyse comparative entre un pieu hélicoïdal et un pieu en tube d'acier sans hélices est faite dans ce chapitre.



### *Conclusions générales et perspectives*

Les conclusions générales de cette recherche ainsi que les perspectives sont présentées dans cette partie.

# **Chapitre 1 :**

## **Généralités sur les pieux**

## 1-1. Introduction

Les pieux sont des éléments généralement élancés verticaux ou inclinés, noyés dans le sol. Ils sont fabriqués en bois, en béton et / ou en acier, et utilisés pour transmettre des charges aux niveaux les plus bas du sol. Les pieux sont aussi très efficaces pour renforcer les talus précaires contre les glissements de terrain. Ils sont également recommandés pour résister à des forces de soulèvement importantes et des charges horizontales (Bowles. J. E. 1996, M.J. Tomlinson 2001, Hsai-Yang Fang 1990).

## 1-2. Description et terminologie

Les parties supérieures et inférieures du pieu s'appellent respectivement : « la tête » et « la pointe » de pieu. Le corps se trouvant entre ces deux extrémités est appelé le fût du pieu. Les pieux peuvent être cylindriques, coniques, ou même en forme de tube avec des hélices (cas des pieux hélicoïdaux).

La section transversale du pieu peut être circulaire, octogonale, hexagonale, triangulaire, en forme de H, pleine ou creuse, constante ou variable avec la profondeur. La figure 1-1 représente une sélection de différentes formes de pieux. Les pieux peuvent être fabriqués à partir du bois qui est un matériau très variable, du béton seul, ou armé, ou bien purement d'acier.

La conception des pieux diffère d'une région à l'autre et d'un pays à l'autre, ceci est due aux méthodes de conception et des codes appliqués dans chacune des régions. Généralement, deux méthodes de conception ne donnent pas les mêmes dimensions pour un cas précis.

Les pieux sont souvent utilisés en groupe, la capacité portante et le comportement d'un pieu seul sont différents comparativement de ceux dans le cas où il fait partie d'un groupe de pieux.

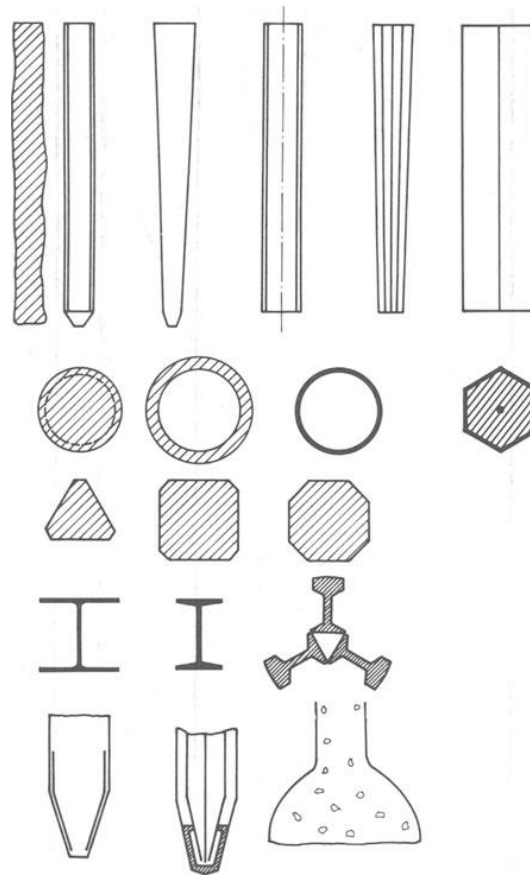


Figure 1-1. Différentes formes et sections des pieux (Modifié du Kezdi. 1975)

### 1-3. Utilisation des pieux

Dans le domaine du génie civil, les pieux sont utilisés pour divers cas, parmi lesquels :

- Pour transférer les charges verticales et horizontales venues des superstructures vers la couche résistante du sol, lorsque les couches proches de la surface ont une capacité portante faible. De même lorsque les couches de sol situées immédiatement sous la structure, bien que résistantes, ne peuvent pas supporter les charges concentrées importantes qui ne peuvent pas être réparties horizontalement au moyen d'une fondation superficielle.
- Pour contrôler les mouvements de la terre. Ils ajoutent une force résistante au talus précaires en augmentant leurs facteurs de sécurité. Ils sont aussi considérés comme éléments de sécurité supplémentaire sous les culées de pont et / ou les piliers.
- Pour limiter les tassements pour les fondations superficielles reposant sur un sol compressible, et aussi lorsque la structure est sensible au tassement différentiel.

- Pour apporter une plus grande protection pour les terrains très sensibles aux excavations des fondations superficielles (Exemple : la présence de nappe phréatique).
- Pour compacter des terrains lâches (généralement pieux battus). Ces pieux ne supportent aucun chargement venu des superstructures, mais ils augmentent la densité des terrains lâches.
- Pour résister aux forces de soulèvements ; les pieux sont utilisés dans certains cas pour résister à l'effort de traction (Exemple : les pieux hélicoïdaux utilisés pour stabiliser les grands pylônes électriques par intermédiaire des tirants)
- Dans la construction en mer, par exemples : supporter les bases pétrolières dans les mers.

#### 1-4. Types des pieux

Il existe plusieurs types des pieux, les principaux sont les suivants :

- **Pieux battus** : Généralement en bois, en béton ou en acier, enfoncées dans le sol à coups de marteau.
- **Pieux battus et coulés sur place** : Formés en enfonçant un tube à extrémité fermée dans le sol et en le remplissant de béton, le tube peut être retiré ou non.
- **Pieux hélicoïdaux (vissés)** : Ils sont en acier vissés dans le sol en appliquant un couple de torsion à la tête du pieu.
- **Pieux forés et coulés sur place** : réalisés en forant un trou dans le sol et en le remplissant de béton (avec ou sans la présence d'une cage d'armature).
- **Pieux composites** : il s'agit d'une combinaison de deux ou plusieurs des types de pieux cités ci-dessus, ou combinaison de matériaux différents dans le même type de pieu.

#### 1-5. Méthodes d'installation

Les pieux sont installés dans tous types de sols, même les roches faibles. Ils sont fichés dans le sol par différentes méthodes :

- par coups sur la tête de pieu à l'aide d'un marteau pieu (pieux battus). Cette méthode cause du bruit et des vibrations, ceci peut avoir des effets néfastes sur les biens adjacents (figure 1-2). Cette technique peut être interdite par les codes locaux ou les agences environnementales.

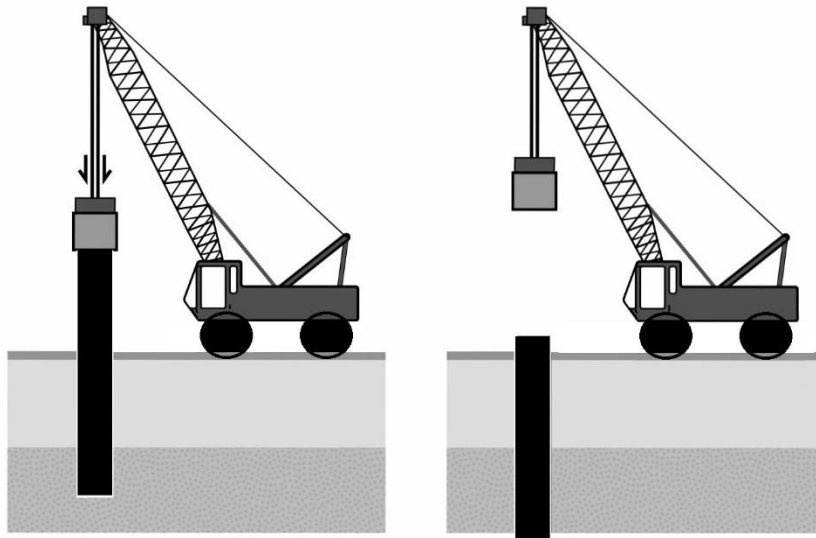


Figure 1-2. Méthode d'installation des pieux battus

- Installation à l'aide d'un vibreur fixé sur la tête du pieu (figure 1-3). Cette méthode est recommandée pour les terrains présentant une faible cohésion. L'installation des pieux par vibration implique moins de bruit en comparaison avec l'installation des pieux battus.

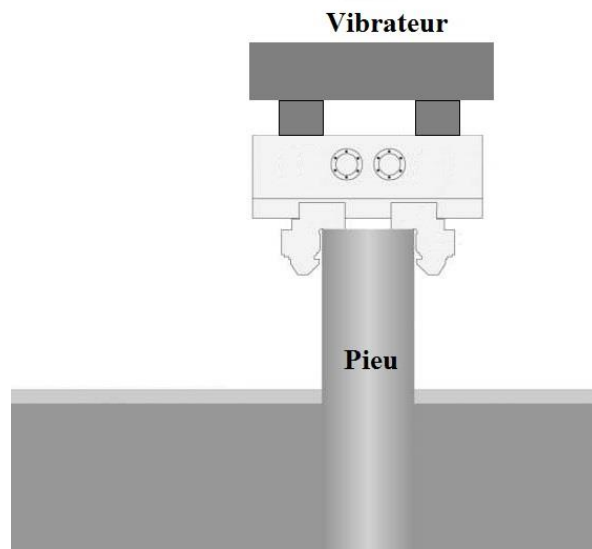


Figure 1-3. Méthode d'installation des pieux par vibration

- installation par vissage des pieux dans le sol (cas des pieux hélicoïdaux) en exerçant un couple de torsion sur la tête du pieu (figures 1-4 et 1-5).

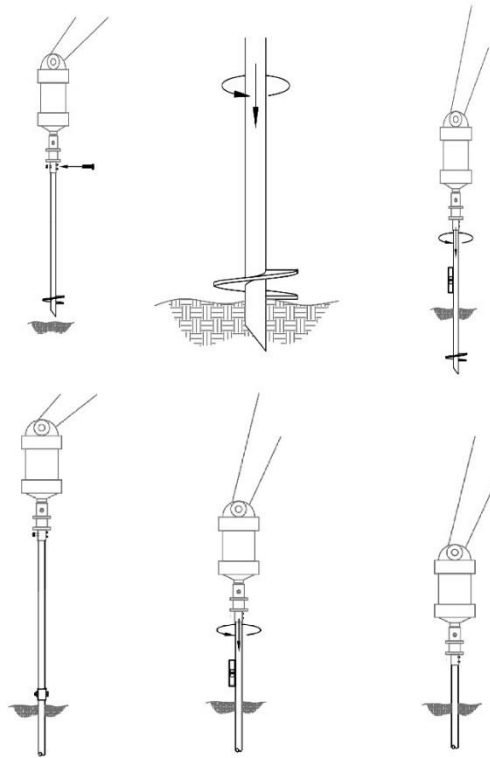


Figure 1-4. Etapes d'installation des pieux hélicoïdaux



Figure 1-5. Méthode d'installation des pieux hélicoïdaux (Sakr M., Almita Manufacturing Ltd., Ponoka, Alberta, Canada)

- Installation par remplissage de la cavité déjà forée dans le sol avec du béton (avec ou sans la présence d'une cage d'armature), ce qui produira un pieu lors du durcissement (figure 1-6).

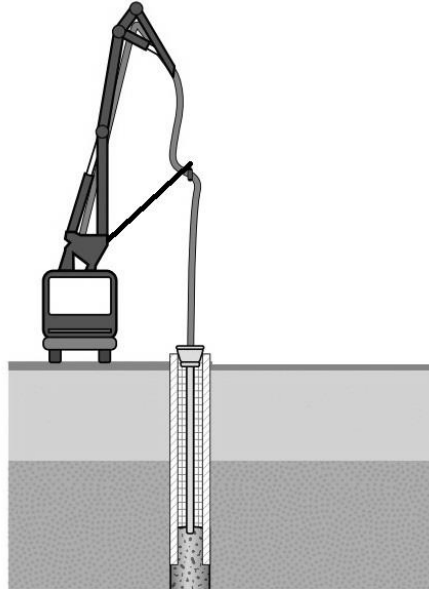


Figure 1-6. Remplissage en béton pour un pieu foré

## 1-6. Les Pieux hélicoïdaux

### 1-6-1. Introduction

La forme de base d'un pieu hélicoïdal consiste en une ou en plusieurs hélices fixées à un fût central (figures 1-7 et 1-8). Ils sont vissés dans le sol en appliquant un couple de torsion. Historiquement, les pieux hélicoïdaux ont été utilisés pour résister des charges relativement légères, avec des diamètres de fût et d'hélice typiquement inférieurs à 100 mm et 400 mm respectivement (The Canadian Foundation Engineering Manual).

Un pieu hélicoïdal peut être utilisé pour résister à la compression et à la traction. Ses hélices des pieux hélicoïdaux agissent comme des éléments porteurs lorsqu'ils sont installés à la profondeur et au couple appropriés.

Avant l'avènement des pieux en béton armé, les pieux hélicoïdaux ont été largement utilisés dans de nombreux pays (Kurian et Shah, 2009). Ils ont été inventés par Alexander Mitchell en 1833 et ont été à l'origine brevetés à Londres, Royaume-Uni (Perko, 2009). Cependant, leurs applications étaient limitées aux sols meubles car l'installation a été effectuée manuellement.





Figure 1-7. Photo des pieux hélicoïdaux (Cyntech - A Keller Company)

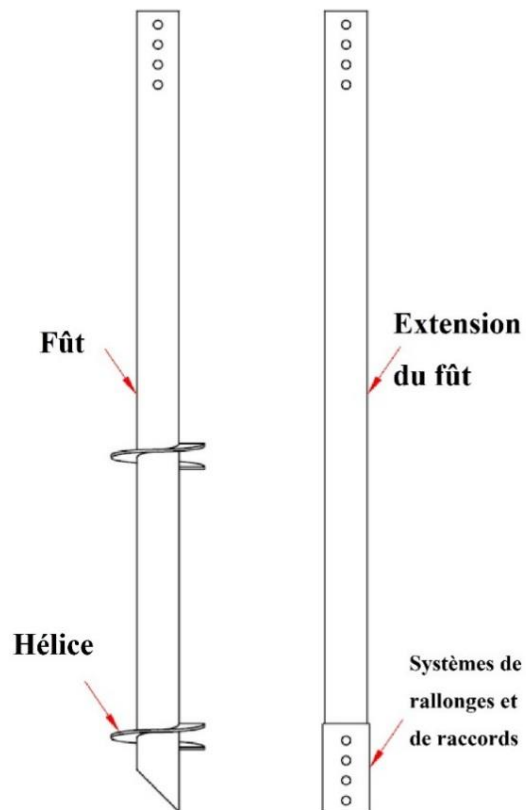


Figure 1-8. Illustration des composants d'un pieu hélicoïdal

### 1-6-2. Classification des pieux hélicoïdaux

Les pieux hélicoïdaux peuvent être classés en fonction de la taille du fût ou le couple d'installation en faible ou haute capacité. Les pieux hélicoïdaux de faible capacité peuvent être définis comme étant des pieux avec un diamètre de fût inférieur ou égale à 178 mm, ou installés avec un couple inférieur à 67.8 kN.m. Les pieux hélicoïdaux de haute capacité peuvent être définis comme étant des pieux dont le diamètre de fût est supérieur à 178 mm, ou installés avec un couple supérieur à 67,8 kN.m.(Sakr 2011).

### 1-6-3. Capacité portante axiale des pieux hélicoïdaux

Résistants à la compression ou au soulèvement, les pieux hélicoïdaux montrent une performance avantageuse. La capacité portante des pieux hélicoïdaux est environ trois à cinq fois la capacité portante des pieux battus en acier avec le même diamètre et la même longueur de fût (Sakr et al. 2009).

Selon le manuel canadien pour l'ingénierie des fondations, la capacité portante axiale totale du pieu hélicoïdal est égale à la capacité portante du sol appliqué à la surface projetée des hélices, et, dans certains cas, le frottement latéral sur le fût :

$$Q_p = Q_t + Q_f \quad (1-1)$$

Où :

$Q_p$  : Capacité portante du pieu.

$Q_t$  : Capacité totale des hélices.

$Q_f$  : Capacité due au frottement latéral sur le fût.

#### (a) Capacité portante des hélices

La capacité portante de chaque hélice est déterminée en calculant la capacité portante unitaire du sol et en appliquant aux surfaces projetées des hélices.

$$Q_h = A_h(C_u N_c + \gamma D_h N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma) \quad (1-2)$$

Où :

$Q_h$  : Capacité portante d'une seule hélice.

$A_h$  : Surface projetée d'hélice.

$C_u$  : Résistance au cisaillement non drainée du sol.

$\gamma$  : Poids unitaire du sol.

$D_h$  : Profondeur d'hélice.

$B$  : Diamètre d'hélice.

$N_c$ ,  $N_q$ , et  $N_\gamma$  : Facteurs de la capacité portante pour des conditions de cisaillement local.

Donc, la capacité portante totale des hélices :  $Q_t$  est :

$$Q_t = \sum Q_h \quad (1-3)$$

L'équation de la capacité portante n'est applicable que lorsque les hélices sont suffisamment espacées (l'espacement entre hélices égale au moins trois fois le diamètre de l'hélice), afin d'éviter le chevauchement de leurs zones de contrainte. Dans les cas impliquant un chevauchement des zones de contrainte, la capacité multi-hélices peut être déterminée en calculant la capacité portante de l'hélice inférieure et la résistance de cisaillement cylindrique développée entre les hélices supérieure et inférieure.

### (b) Capacité portante due au frottement latéral

Le frottement latéral le long du fût de pieu n'est généralement pas pris en compte dans l'expression de la capacité totale, sauf lorsque le fût fait au moins 100 mm de diamètre. La capacité due au frottement latéral peut être calculée comme suit :

$$Q_f = \sum [\pi D f_s \Delta L_f] \quad (1-4)$$

Où :

$Q_f$  : Capacité portante due au frottement latéral du pieu.

$D$  : Diamètre du fût.

$f_s$  : Somme des frottements entre le sol et le pieu.

$\Delta L_f$  : longueur du pieu incrémentale sur laquelle  $\pi D$  et  $f_s$  sont pris comme constants.

### (c) Méthode de cisaillement cylindrique

La capacité axiale des pieux hélicoïdaux peut être estimée analytiquement en utilisant la méthode de cisaillement cylindrique (Vesic 1971 ; Mitsch et Clémence 1985 ; Das 1990 ; Zhang 1999). Cette méthode schématisée sur les figures 1-9 et 1-10 suppose une surface de rupture due au cisaillement cylindrique, reliant la plus haute et la plus basse hélice. La capacité axiale

totale du pieu hélicoïdal est la somme de la résistance au cisaillement le long de la surface du cylindre, de la résistance au soulèvement au-dessus de l'hélice supérieure (pour la charge de soulèvement), ou la résistance à la compression sous l'hélice inférieure (pour le chargement en compression), ainsi que du frottement sur la partie supérieure du fût en acier au-dessus du niveau d'hélice.

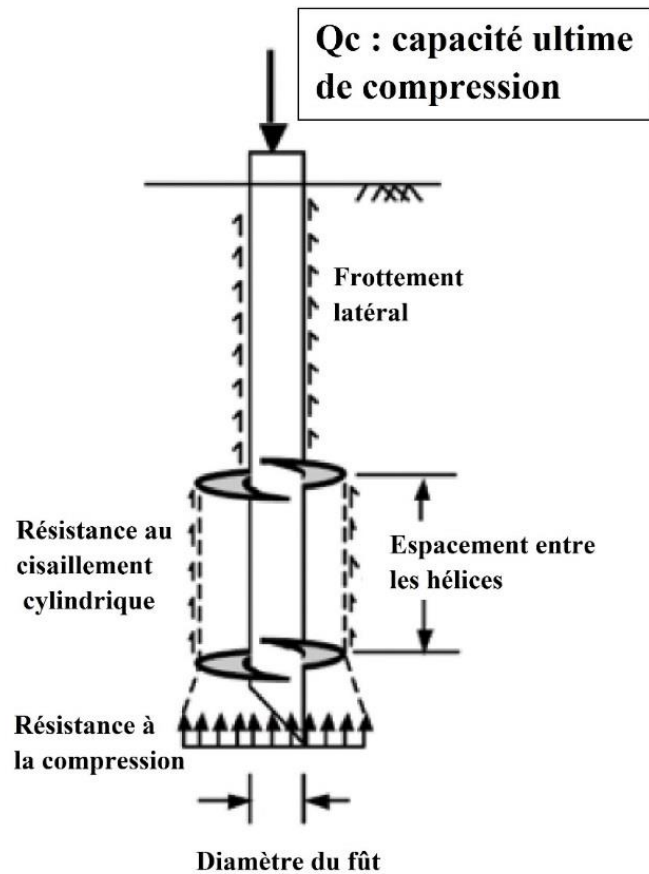


Figure 1-9. Comportement du pieu hélicoïdal soumis à un effort de compression (Méthode de cisaillement cylindrique)

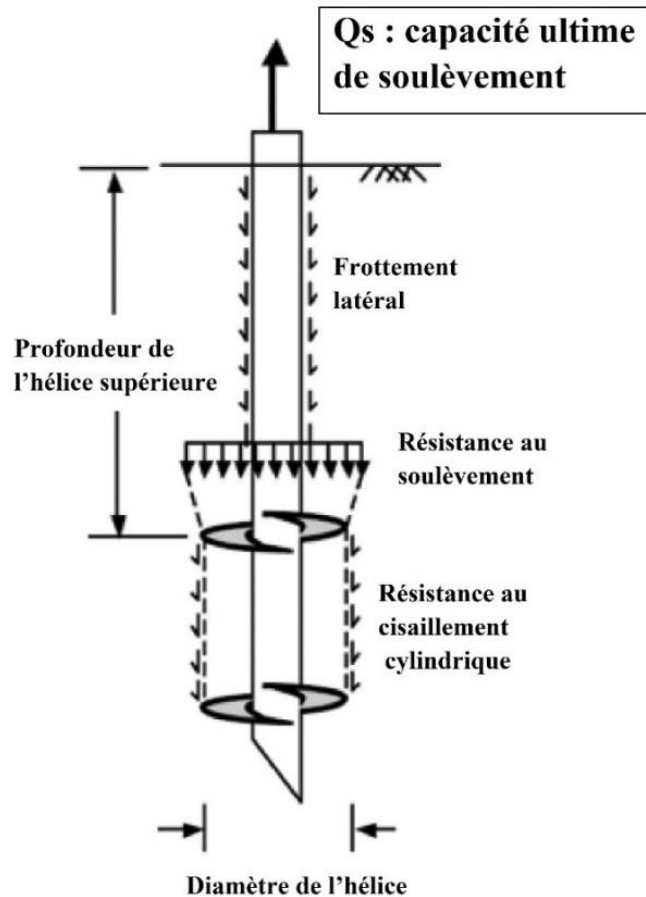


Figure 1-10. Comportement du pieu hélicoïdal soumis à un effort de soulèvement (Méthode de cisaillement cylindrique)

#### 1-6-4. Relation entre la capacité portante et le couple d'installation

L'enregistrement du couple d'installation peut servir d'étape de contrôle de la qualité, en identifiant les pieux qui n'ont pas atteint le niveau requis de couple d'installation prévu, et peut nécessiter des tests de chargement. Une estimation de la capacité ultime du pieu hélicoïdal peut être également obtenue en surveillant le couple d'installation. La relation entre la capacité portante et le couple d'installation, développée sur la base d'essais de traction sur pieux hélicoïdaux, peut être décrite à l'aide de l'équation empirique suivante (The Canadian Foundation Engineering Manual) :

$$Q_u = K_T \cdot T \quad (1-5)$$

$Q_u$  : Capacité ultime du pieu hélicoïdal.

$K_T$  : Facteur empirique relié au couple d'installation.

$T$  : Couple d'installation moyen.

La sélection de  $K_T$  dépend des conditions du sol et de la conception de pieu, y compris le diamètre de l'hélice et le fût (figures 1-11 et 1-12). Le couple d'installation est une fonction de la résistance au frottement le long du fût, la résistance au frottement le long des surfaces inférieures et supérieures des hélices, et la résistance passive au bord des hélices.



Figure 1-11. Installation des pieux hélicoïdaux ordinaires (Perko 2009)



Figure 1-12. Installation des pieux hélicoïdaux à haute capacité (Cyntech - A Keller Company)

### 1-6-5. Capacité latérale des pieux hélicoïdaux

#### (a) Pieux courts

Lorsque la longueur du pieu est inférieure à environ 10 fois le diamètre du fût, ils sont généralement considérés comme courts. Ils pivotent autour d'un point, la rotation implique que la capacité flexionnelle du pieu n'est pas exploitée. Généralement ces pieux ont des fûts de diamètre allant de 203 à 610 mm (Perko 2009).

Une méthode de conception a été développée par Broms (1964a, 1964b) qui implique une analyse statique simplifiée. Les diagrammes montrant la variation des contraintes du sol, l'effort tranchant et le moment fléchissant sont illustrés dans les figures 1-13 et 1-14 respectivement pour les sols fins et les sols sableux.

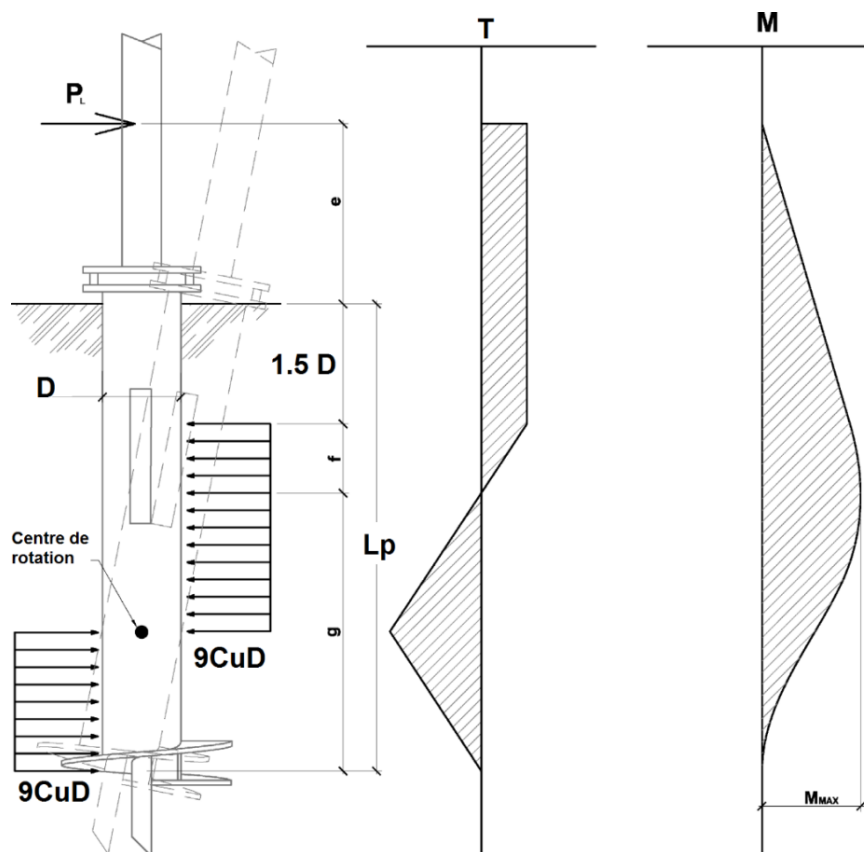


Figure 1-13. Comportement d'un pieu hélicoïdal court dans des sols fins (adapté de Broms, 1964a-Perko 2009)



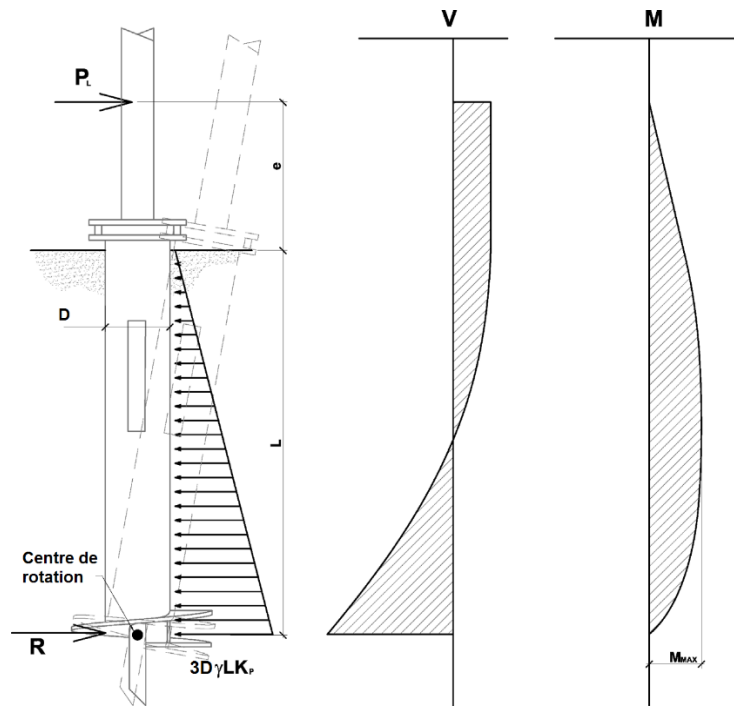


Figure 1-14. Comportement d'un pieu hélicoïdal court dans les sols sableux (adapté de Broms, 1964a-Perko 2009)

Dans les sols fins, Broms a supposé que les contraintes latérales de sol aient une distribution rectangulaire, avec une pression maximale égale à la capacité portante ultime. Broms a ignoré les contributions de la zone supérieure du sol égale à une profondeur de 1,5 fois le diamètre du fût.

Pour simplifier l'analyse statique, la charge latérale sur le pieu :  $P_L$ , est supposée résistée par la contrainte du sol le long de la partie du fût de longueur  $f$ . Le moment de renversement est supposé être résisté par la contrainte du sol le long de la partie du fût de longueur  $g$ .

$$P_L = 9C_u D f \quad (1-6)$$

$$M_{MAX} = 9C_u D (g/2)^2 \quad (1-7)$$

$$M_{MAX} = P_L (e + 1.5D + 0.5f) \quad (1-8)$$

$$L_p = 1.5D + f + g \quad (1-9)$$

Où

$P_L$  : La charge latérale sur le pieu.



$C_u$  : Résistance au cisaillement non drainé du sol.

$D$  : Diamètre du fut.

$M_{MAX}$  : Moment maximal.

$f$  : La longueur de fût sur laquelle la contrainte du sol résiste à la charge latérale sur le pieu.

$g$  : La longueur de fût sur laquelle la contrainte du sol résiste au moment de renversement.

$L_p$  : Longueur du pieu.

Dans les sols sableux, Broms a supposé une distribution triangulaire des contraintes du sol le long du pieu.

$$PL = (\gamma DL_p^3 K_p) / 2(e + L_p) \quad (1-10)$$

Où

$e$  : Excentricité de la charge.

$\gamma$  : Poids unitaire du sol.

$K_p$  : Coefficient de pression de la terre passive.

### (b) Pieux élancés

L'analyse des pieux élancés diffère de celle donnée dans la section précédente, car les propriétés structurelles et la rigidité de fût sont prises en compte.

La figure 1-15 montre la répartition de la contrainte du sol le long d'un pieu élancé. Il est clair que le fût de pieu montre une flexion plutôt qu'une rotation. Une des méthodes simples pour analyser des pieux hélicoïdaux élancés est un logiciel appelé L-Pile™ de Ensoft, Inc. Le logiciel utilise des éléments discrets pour résoudre la méthode d'analyse conventionnelle p-y.

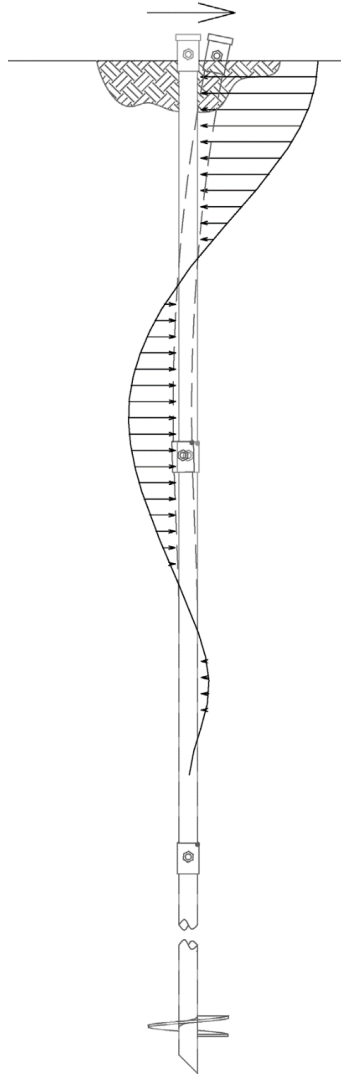


Figure 1-15. Exemple de répartition de la contrainte du sol sur un pieu hélicoïdal élancé

#### 1-6-6. Avantages des pieux hélicoïdaux

Comparés aux pieux forés et aux pieux battus, les pieux hélicoïdaux sont faciles à installer en utilisant un équipement relatif adéquat, ils sont parfaits dans les conditions où les vibrations et le bruit ne sont pas tolérables.

Concernant la rapidité d'installation, les pieux hélicoïdaux peuvent être installés dans des délais très courts. Autres avantages méritant d'être mentionnés tels que : leur aptitude d'installation dans des conditions d'accès très limitées, le fait qu'ils soient amovibles et réutilisables, ainsi que dans le cas de la présence d'une nappe phréatique élevée ou pour les sites contaminés (les coûts d'élimination des sols sont élevés).

# **Chapitre 2 :**

## **Méthodes de conception des pieux soumis à un mouvement de terrain**

## 2-1. Introduction

Les pieux se sont avérés appropriés pour stabiliser les talus précaires grâce à la force de résistance supplémentaire qu'ils offrent. La compréhension du comportement des pieux stabilisateurs a été entreprise par de nombreux chercheurs : De Beer et Walleys (1972), Ito et Matsui (1975), Fukuoka (1977), Sommer (1977), Wang *et al.* (1979), Nethero (1982), Oakland et Chameau (1984), Poulos (1995), Jeong *et al.* (2003), Ashour et Ardalan (2012), Kourkoulis *et al.* (2012), Ho (2014), Liang *et al.* (2014). Keawsawasvong et Ukritchon (2017).

Pour la stabilisation des talus précaires en utilisant des pieux, il existe plusieurs méthodes de conception qui peuvent être classées en deux : l'une est basée sur la pression ou sur le déplacement (De Beer et Wallays, 1972 ; Ito et Matsui, 1975 ; Poulos, 1995), dans ce cas, le pieu est soumis à un mouvement de terrain présumé. L'autre est la méthode numérique (Oakland et Chameau 1984 ; Poulos et Chen 1997), en employant les éléments finis ou les différences finies pour analyser le problème.

La méthode numérique a l'avantage de modéliser des structures complexes, et de capter des phénomènes importants en géotechnique comme l'effet de voûte, l'interaction sol-pieu, l'effet de group ...etc. Cependant elle nécessite des ressources informatiques puissantes. Récemment, trois méthodes de conception des pieux stabilisateurs ont été développées : la méthode non-couplée développée par Jeong *et al.* (2003), la méthode couplée développée par Aschour et Ardalan (2012), et la méthode hybride développée par Kourkoulis *et al.* (2012).

## 2-2. Design de pieux et mouvements de terrain

Les mouvements de terrains peuvent être causés par différents facteurs comme : l'instabilité des talus, l'excavation ...etc. (figure 2-1). La conception des pieux soumis aux mouvements des terrains doit prendre en considération le type de mouvement. Pour les mouvements horizontaux, l'action du sol considérée comme une force horizontale équivalente qui agit à la tête du pieu est une erreur commune dans la conception.

L'action du mouvement du terrain sur le pieu est un mécanisme différent de celle d'une charge concertée appliquée à la tête du pieu. L'effet du mouvement de terrain sur les pieux implique des efforts axiaux et des moments fléchissants additionnels, ce qui est primordial à prendre en compte lors de la conception (Poulos 2013).

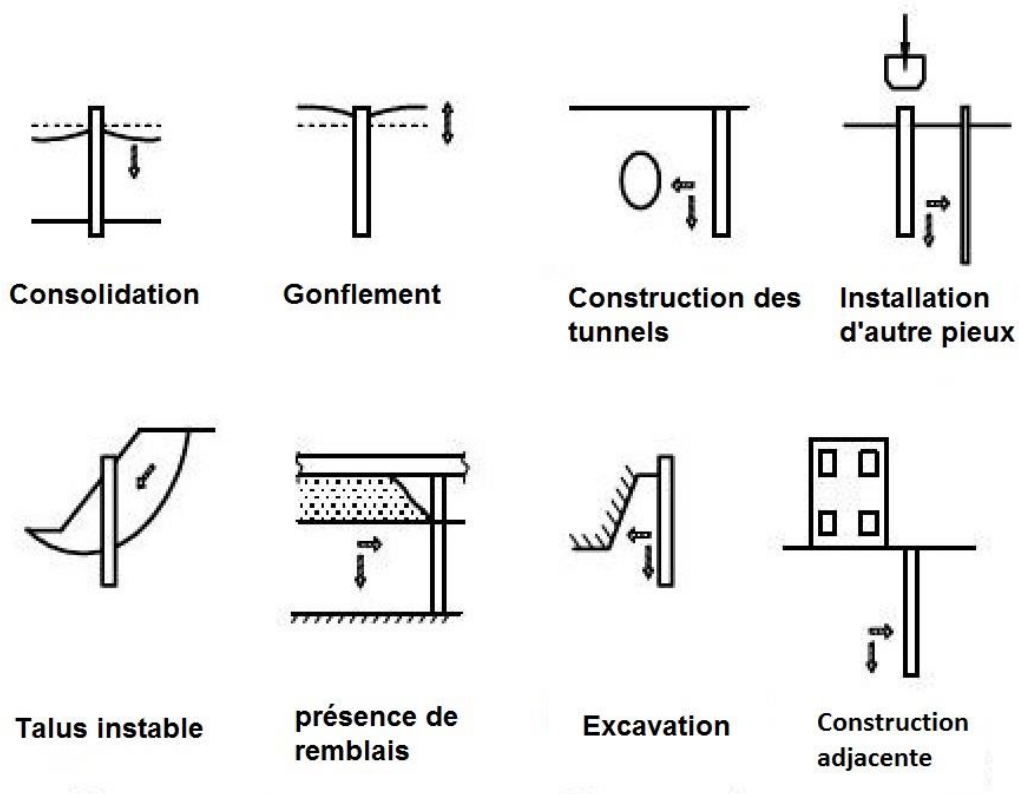


Figure 2-1. Quelques sources de mouvements de terrain (Poulos 2013)

### 2-3. Méthodes basées sur la pression ou le déplacement

A travers ces méthodes le pieu est simulé comme une poutre connectée avec le sol à travers des ressorts non linéaires, à l'appui d'auquel le déplacement du talus aura lieu. La résolution des deux équations différentielles aboutit à l'évaluation de la capacité latérale du pieu.

*Pour la portion de pieu au-dessus de la surface de glissement :*

$$EI \left( \frac{d^4 y_1}{dz^4} \right) = q(z), \quad \text{for } z < 0 \quad (2-1)$$

Dans laquelle

$y_1$  = flèche du pieu au-dessus de la surface de glissement (Supposé se situer à  $z = 0$ ).

$EI$  = rigidité flexionnelle du pieu.

L'intensité de la force,  $q(z)$ , est calculée selon le principe de déformation plastique du sol.

**Pour la portion de pieu au-dessous la surface de glissement :**

$$EI \left( \frac{d^4 y_2}{dz^4} \right) = -Ky_2, \quad \text{for } z \geq 0 \quad (2-2)$$

Où

$y_2$  = flèche du pieu sous la surface de glissement.

K est liée au module de réaction du sol.

La méthode basée sur la pression ou le déplacement est simple mais elle exige de prédéterminer la pression limite latérale du sol-pieu avec la profondeur. Aussi, le profil du déplacement du talus et la répartition des modules latéraux du sol doivent être prédéterminés. Ceci implique l'élaboration des mesures et des essais approfondies sur terrain. Concernant la détermination de la pression limite latérale du sol-pieu, plusieurs approches analytiques ont été développées et améliorées afin de déterminer cette dernière, parmi lesquelles : les approches de Poulos (1973, 1999), Viggiani (1981) et Reese *et al.* (1992), ces approches assument un seul pieu chargé latéralement et établie une corrélation entre la résistance ultime sol-pieu et la résistance au cisaillement non drainée pour les argiles ou avec la contrainte du terrain in-situ et l'angle de frottement pour les sables.

Ito et Matsui (1975) ont mis au point un modèle d'extrusion-déformation plastique pour les pieux qui sont caractérisés par leurs rigidités, la longueur infinie et qui ont un grand espacement, pour l'estimation de la résistance au cisaillement offerte par une rangée de pieux encastrés dans un talus. Cette approche a été à la base de plusieurs méthodes de conception (Popescu, 1991 ; Hassiotis *et al.* 1997). Cependant, cette méthode néglige la flexibilité des pieux, leurs longueurs limitées et les phénomènes de voute qui peuvent avoir un effet important (Zeng et Liang 2002 ; Liang et Yamin 2009).

## **2-4. Méthodes numériques**

Le progrès épanouissant dans le domaine d'informatique et des logiciels a ouvert les portes pour les méthodes des éléments finis et des différences finies. Vu l'avantage de ces méthodes en ce qui concerne la modélisation des géométries complexes et de capturer des phénomènes d'interaction sol-pieu, de voute ... etc., il est devenu intéressant d'investir dans ces derniers.

Dans un ordre chronologique, Depuis 1979, Rowe et Poulos (1979) ont développé une approche basée sur des éléments finis bidimensionnelle (2D) qui tient compte de l'effet tridimensionnel (3D) du sol s'écoulant à travers des rangées de pieux. Ensuite, pour l'analyse de la stabilisation des talus surchargés avec des pieux forés, Oakland et Chameau (1984) ont mis au point une approche élastiques en éléments finis 3D.

Douze années après, Un nouveau modèle numérique a été présenté par Chow (1996) dans lequel les pieux sont modélisés à l'aide d'éléments de poutre et le sol est modélisé à l'aide d'une méthode d'analyse hybride. En 2000, pour l'analyse de l'effet des pieux pour stabiliser les talus Cai et Ugai (2000) ont comptés sur cette méthode. Ensuite, et pour le calcul de la charge et les déformations de pieux soumis à un mouvement latéral du sol. Kim *et al.* (2002) et Mujah *et al.* (2013) ont introduit un nouveau modèle basé sur l'approche par transfert de charge.

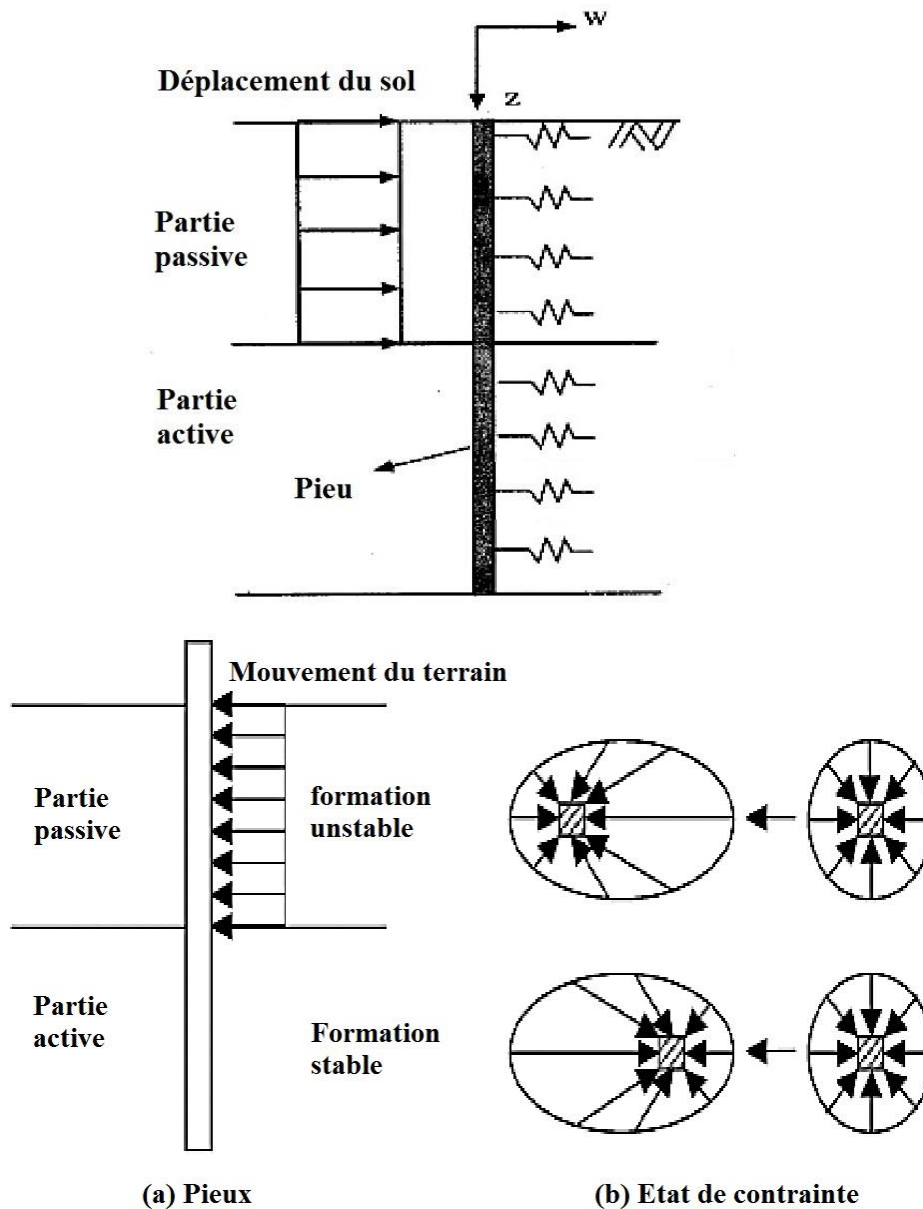
## **2-5. Méthodes novatrices pour l'analyse et la conception des pieux renforçant des talus**

### **2-5-1. Méthode d'analyse non couplée**

La méthode d'analyse non couplée pour les pieux qui stabilisent les talus tient au fait que la réponse du pieu (déplacement du pieu, moment de flexion, effort de cisaillement.) et la stabilité de talus sont considérées séparément en fonction de la méthode d'analyse spécifiée. Une approche numérique simplifiée pour l'analyse de système talus-pieu soumis à des mouvements latéraux du sol est décrite dans une étude menée par Jeong *et al.* (2003). La réponse latérale d'une rangée de pieux dans les deux cotés au-dessous et au-dessus de la surface critique est calculée en utilisant une approche de transfert de charge. La réponse des groupes a été analysée en développant des facteurs d'interaction obtenus à partir d'une étude tridimensionnelle non linéaire par éléments finis.

La modélisation des caractéristiques non linéaires de l'interaction sol-pieu dans les pieux stabilisateurs se fait par des courbes de transfert de charge hyperbolique. La méthode simplifiée d'analyse de la stabilité des talus de Bishop est étendue pour l'intégration d'interaction sol-pieu et l'évaluation de facteur de sécurité de talus renforcé.

Des études comparatives ont montré que le facteur de sécurité des talus est beaucoup plus conservateur pour une analyse non couplée que pour une analyse couplée basée sur une étude tridimensionnelle par éléments finis. La figure 2-2 illustre des aspects de la méthode non-couplée.

Figure 2-2. Pieux soumis à un déplacement latéral du sol (Jeong *et al.*, 2003)

### 2-5-2. Méthode d'analyse couplée

Une nouvelle procédure d'analyse pour stabiliser les talus à l'aide de pieux a été proposée par Ashour et Ardalán (2012). Cette méthode est utilisée lorsque la réponse du pieu et le facteur de sécurité du talus sont pris en compte dans l'analyse de la stabilité. Elle permet d'évaluer la pression du sol et sa distribution le long du segment de pieu au-dessus de la surface de glissement en se basant sur l'interaction sol-pieu.



Comme le montre la figure 2-3, la transmission de la force motrice de la masse de sol, qui glisse le long du segment de pieu au-dessus de la surface de glissement, vers les couches de sol inférieures (stables) nécessite une modélisation représentative de l'interaction sol-pieu au-dessus de la surface de rupture qui illustre la distribution réelle de la force motrice du sol le long de cette partie particulière du pieu.

La méthode présentée permet de déterminer la pression motrice pieu-sol mobilisée par unité de longueur du pieu ( $P_d$ ) au-dessus de la surface de glissement sur la base de l'interaction sol-pieu, de manière incrémentielle, à l'aide de la technique du modèle de déformation en cale développée par Norris (1986) et Ashour *et al.* (1998). L'accumulation de ( $P_d$ ) le long du segment de pieu au-dessus de la surface de glissement doit être cohérente avec la variation du niveau de contrainte / déformation qui se développe dans les couches de sol résistantes sous la surface de glissement.

La technique présentée permet de calculer le facteur de sécurité après l'installation des pieux pour l'ensemble du talus stabilisé, et les portions du talus en amont et en aval du pieu. La taille de la cale passive mobilisée de la masse de sol glissante contrôle les magnitudes, la distribution de la pression du sol, et la quantité totale de la force motrice transférée à travers un pieu individuel dans une rangée de pieux jusqu'au sol stable. La figure 2-4 montre le modèle sol-pieu utilisé dans la technique proposée.

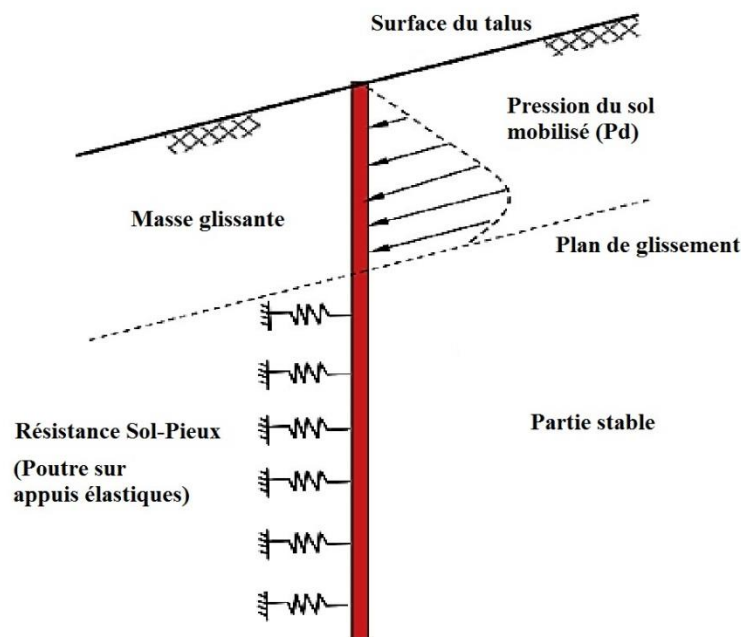


Figure 2-3. Force motrice induite par le déplacement de la masse de sol au-dessus de la surface de glissement (Ashour et Ardalán, 2012)

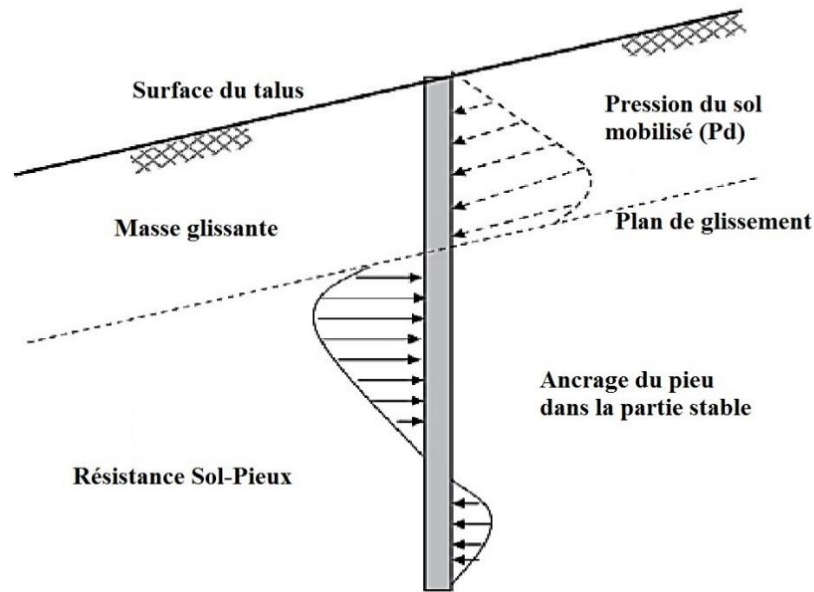


Figure 2-4. Modèle proposé pour l'analyse sol-pieu dans les talus stabilisés par pieux (Ashour et Ardalán, 2012)

### 2-5-3. Méthode d'analyse hybride

La méthode hybride a eu son nom de sa philosophie consistant à combiner les techniques analytiques avec la simulation numérique. Elle est basée sur deux étapes : la première est une étape analytique, dans laquelle la force de résistance qui doit être ajoutée pour renforcer le talus précaire est calculée. La seconde est une étape numérique, dans laquelle un modèle simplifié d'éléments finis est analysé afin de définir la configuration des pieux adéquate qui stabilise le talus précaire.

La figure 2-5 clarifie la philosophie de la méthodologie hybride pour l'analyse des pieux qui stabilisent un talus précaire. Se basant sur le principe que le profil du déplacement est considéré comme uniforme à partir d'une distance de cinq fois le diamètre en amont des pieux (Reese and Van Impe 2001), le modèle simplifié de la méthode hybride a été développé. Il se compose d'une partie stable et d'une partie instable séparées par une interface. La longueur du modèle correspond à dix fois le diamètre du pieu ( $10D$ ), tandis que la largeur correspond à deux fois l'espacement entre les pieux ( $2S$ ).  $H_s$  est la profondeur de glissement et  $L_e$  est l'ancrage du pieu dans le sol stable. Le glissement est modélisé par un profil de déplacement uniforme appliqué sur la partie instable.

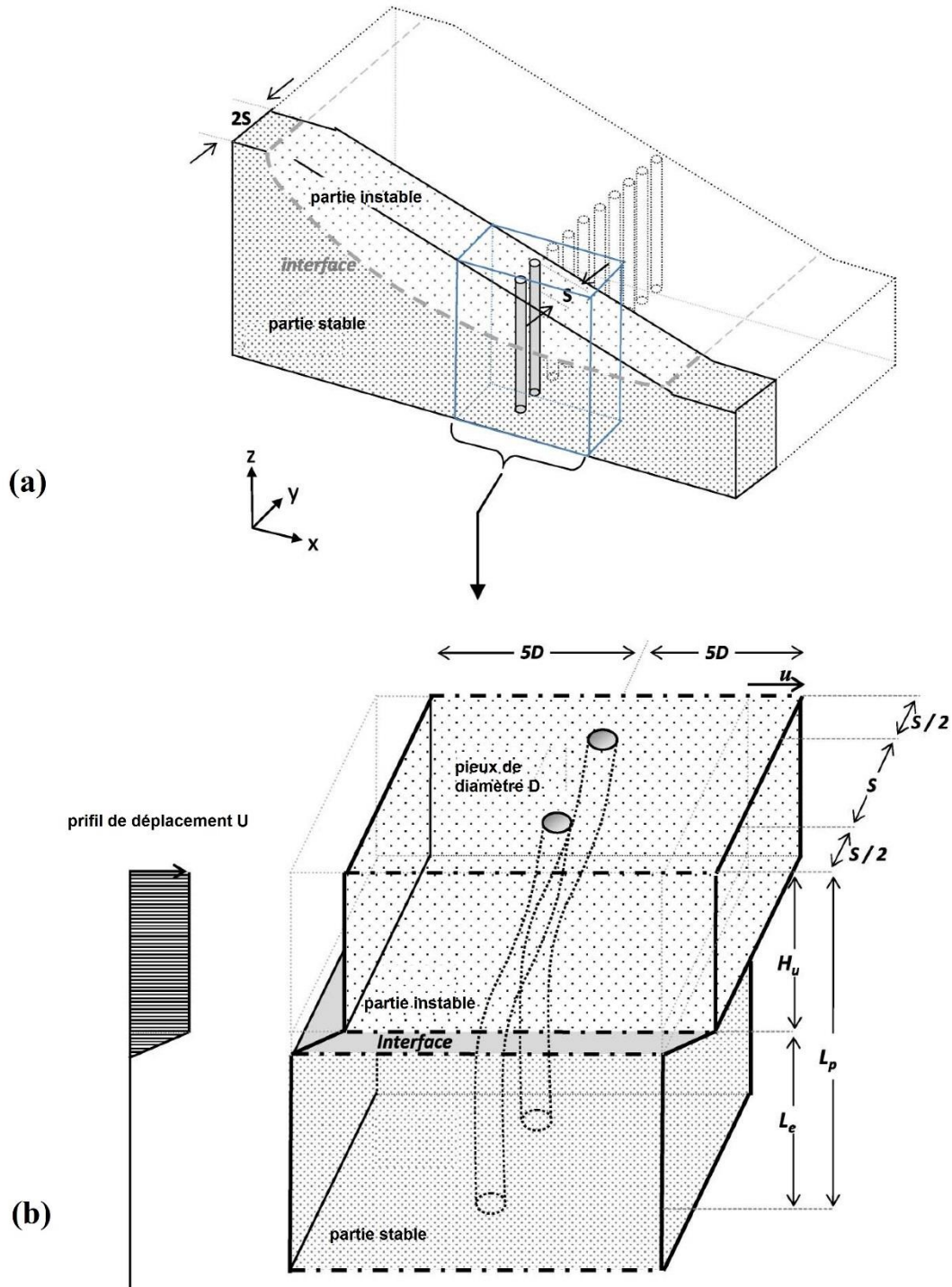


Figure 2-5. Illustration de la méthodologie hybride : (a) le modèle couplé du talus renforcé par une rangée des pieux, (b) le modèle simplifié (Kourkoulis *et al.* 2012)

**Chapitre 3 :**

**La méthode hybride :**

**Introspection à travers une étude paramétrique**

### 3-1. Introduction

Le renforcement des talus au moyen de pieux est une technique répandue pour s'opposer aux mouvements de terrain. Afin d'élaborer une conception correcte des pieux stabilisants un talus précaire, les deux méthodes suivantes sont fréquemment utilisées : les méthodes basées sur la pression ou sur le déplacement et les méthodes numériques.

Kourkoulis *et al.* (2012) ont proposé une méthode hybride pour la conception de pieux qui stabilisent un talus instable, associant à la fois les techniques analytiques et l'analyse numérique par éléments finis.

### 3-2. La méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux stabilisant un talus précaire

Cette méthode hybride proposée par Kourkoulis *et al.* est constituée de deux parties :

- La partie analytique : elle consiste à calculer la force de résistance ( $R_f$ ) nécessaire pour augmenter le facteur de sécurité du talus précaire à une valeur choisie, dans cette partie les méthodes classiques de l'analyse de la stabilité des talus (par exemple : Méthode des tranches ordinaire, Bishop, ou Janbu) sont utilisées.
- La partie numérique : elle consiste à estimer la configuration des pieux assurant un renforcement adéquat du talus précaire. Les pieux doivent offrir la force de résistance supplémentaire requise pour un déplacement désiré de la tête du pieu.

Pour la partie numérique, une nouvelle approche a été proposée par Kourkoulis *et al.* 2012, elle implique un modèle découplé simplifié ; au lieu de modéliser l'ensemble du système de pieux-talus (figure 3-1), seuls deux pieux et le sol à proximité sont modélisés (figure 3-2).

Comme le montre la figure 3-1, le modèle contient deux pieux espacés d'une distance  $S$ . En supposant que, dans les dimensions du talus réel, l'espacement entre les pieux se répète indéfiniment dans la direction latérale, la largeur du modèle est alors égale à  $2S$ . (Reese et Van Impe, 2001) ont démontré que l'influence des pieux est limitée à une distance égale à cinq fois le diamètre du pieu ( $5D$ ) ; par conséquent, la longueur du modèle est égale à  $10D$ . La profondeur de la surface de glissement est ( $H_u$ ), et les pieux sont enfoncés dans le sol stable par une longueur ( $L_e$ ). Des conditions de symétrie sont appliquées sur les côtés du modèle, ce qui permet le déplacement latéral de la partie instable à la phase du glissement. En ce qui concerne la base, les déplacements verticaux et horizontaux sont fixés. Un profil de déplacement

horizontal uniforme est appliqué sur la partie instable du modèle pour simuler le glissement de terrain.

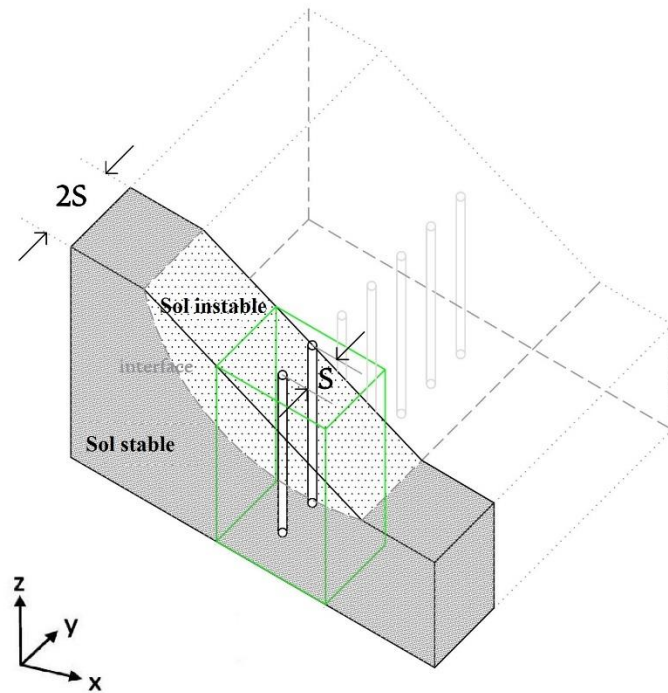


Figure 3-1. Illustration d'un modèle couplé (le parallélépipède rectangle indique la zone représentative du modèle simplifié)

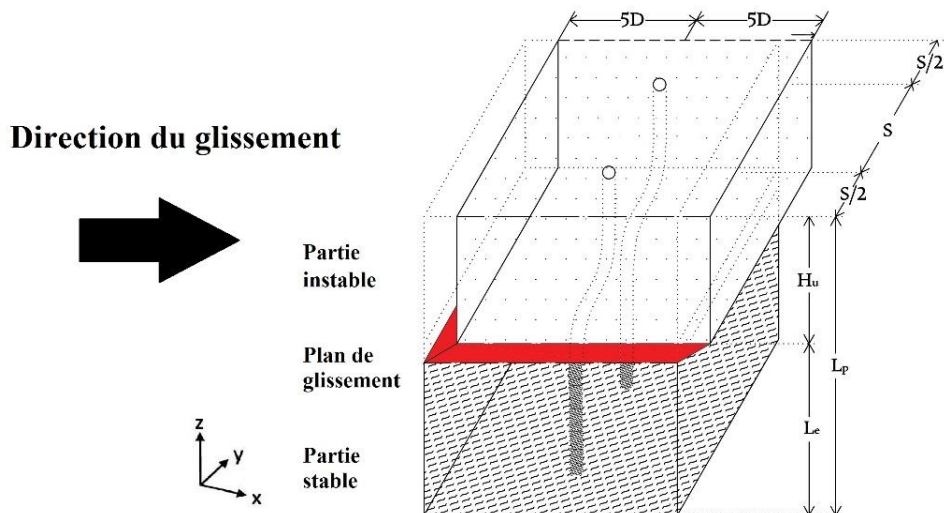


Figure 3-2. Paramètres et dimensions du modèle simplifié (Kourkoulis *et al.* 2012)

### Méthode ordinaire de tranches

La partie analytique de la méthode hybride consiste à calculer la force de résistance (Rf) nécessaire pour augmenter le facteur de sécurité du talus, en utilisant les méthodes classiques comme la méthode ordinaire des tranches. Dans la méthode ordinaire des tranches la masse glissante est subdivisée verticalement en tranches. Le facteur de sécurité est déterminé en examinant les contributions aux forces de déplacement et de résistance fournie par chaque tranche.

Les forces agissantes sur chaque tranche sont obtenues en adoptant un calcul simple d'équilibre statique, prenant en compte uniquement le poids du sol, ainsi que les contraintes tangentielles et normales le long du plan de rupture. Chaque tranche est considérée seule et les interactions entre les tranches sont négligées car les forces résultantes sont parallèles à la base de chaque tranche. Les forces agissantes sur une tranche typique ainsi que le calcul du facteur de sécurité sont illustrées à la figure 3-3. Ces forces sont le poids de la tranche  $W$ , les forces normales et tangentielles agissant sur la limite inférieure de la tranche et les forces latérales indiquées par  $X_i$  et  $E_i$  qui agissent sur les côtés de la tranche.

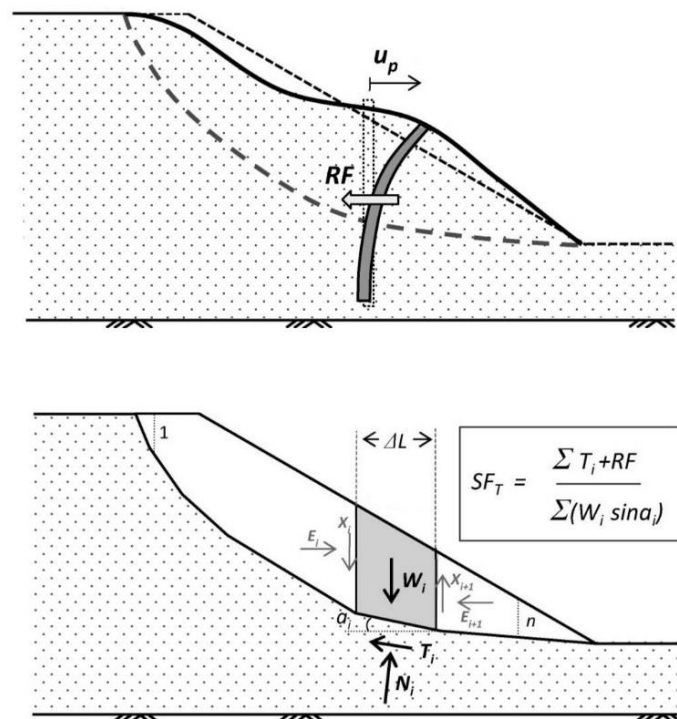


Figure 3-3. Explication schématique de la méthode des tranches ordinaire (kourkoulis *et al.* 2012)



Premièrement, on suppose que les forces latérales X et E peuvent être négligées et, deuxièmement, que la force normale N peut être déterminée simplement en résolvant le poids de la tranche W dans une direction normale à l'arc, au milieu de la tranche, comme indiqué sur la figure 3-3.

### 3-2-1. Calcul de la force de résistance du pieu

Après l'analyse numérique du modèle simplifié, la somme des réactions aux nœuds donne la force de résistance totale :  $R_f$  totale. Cette dernière représente à la fois la force de résistance nette du pieu :  $R_f$  pieux et la force provenant de la résistance au cisaillement du sol à l'interface :  $RF_{ff}$  (figure 3-4).

Afin d'obtenir la force de résistance nette offerte par les pieux, une simple soustraction de la force provenant de la résistance au cisaillement du sol de la force de résistance totale est effectuée. Il convient de mentionner que la force provenant de la résistance au cisaillement du sol est déduite de l'analyse du même modèle simplifié découplé, mais sans les pieux.

$$R_f \text{ pieux} = R_f \text{ totale} - RF_{ff} \dots \dots \dots (3-1)$$

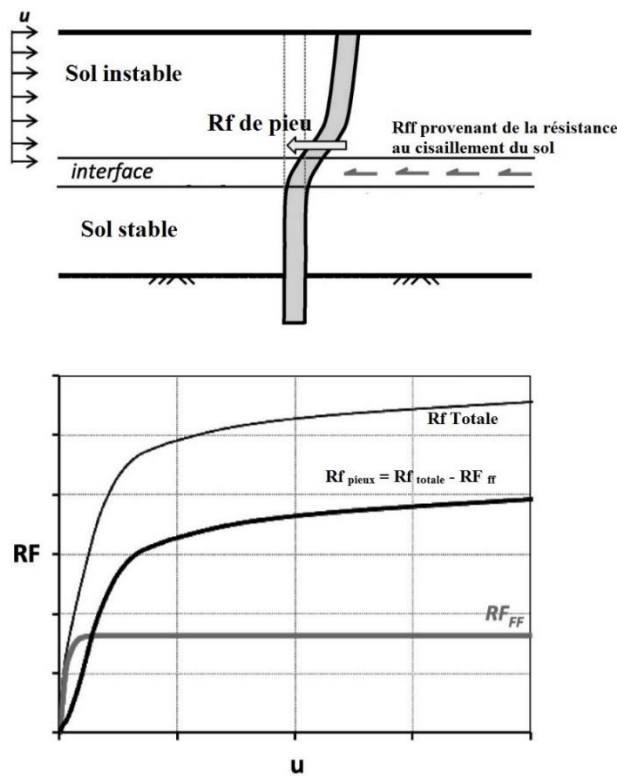


Figure 3-4. Calcul de la force de résistance offerte par les pieux (Kourkoulis *et al.* 2012)



### 3-2-2. Avantage du modèle simplifié de la méthode hybride : Impact sur le cout de la simulation

La méthode hybride fournit un outil efficace pour les analyses paramétriques et la conception de pieux stabilisateurs, aussi elle réduit énormément le cout des modélisations, autrement dit : le modèle réduit implique un petit nombre d'éléments finis, cela minimise le temps de modélisation, et nécessite des ressources informatiques moins puissantes comparé au modèle couplé.

Afin de bien comprendre l'impact de la méthode hybride sur le volume des modèles, les configurations expliquées dans les figures 3-5, 3-6, et 3-7 sont analysées. Il consiste en un talus avec une inclinaison de  $24^\circ$ , une longueur de 65 m, une hauteur de 30 m et une largeur égale à deux fois l'espacement entre pieux. Le talus susmentionné est renforcé par une rangée de pieux en béton de 1,2 m de diamètre, 12 m de longueur et d'un espacement variable comme suite :  $S = 2D$ ,  $S = 3D$ , et  $S = 4D$ . les modèles simplifiés ont été analysés après. Les propriétés des matériaux des sols et des pieux sont résumées dans les tableaux 3-1 et 3-2 respectivement.

Tableau 3-1. Propriétés du sol pour l'analyse de cout de simulation

	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Contrainte de cisaillement non drainée $C_u$ (KPa)	Module de Young $E$ (KPa)
Argile fine altérée	12.7	10	8000
Substrat rocheux mou	19.2	191	482000

Tableau 3-2. Propriété des pieux pour l'analyse de cout de simulation

	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Module de Young $E$ (KPa)	Coefficient de poisson ( $\nu$ )
Béton	25	25 000 000	0.2

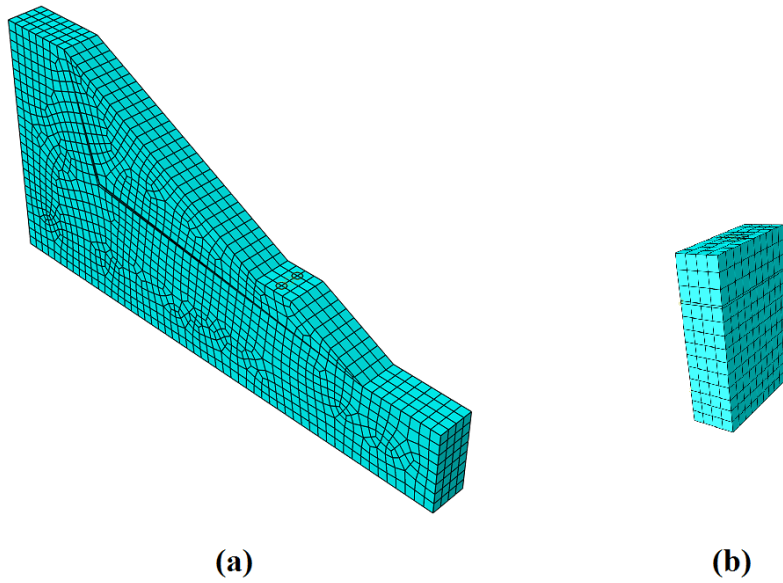


Figure 3-5. Discretisation par éléments finis de : (a) : le modèle couplé, (b) le modèle simplifié, pour l'espacement entre pieux :  $S = 2D$

Dans ce spécimen, le nombre d'éléments pour le modèle couplé est de 4496 éléments, tandis que pour le modèle simplifié, le nombre d'éléments est de 640 éléments.

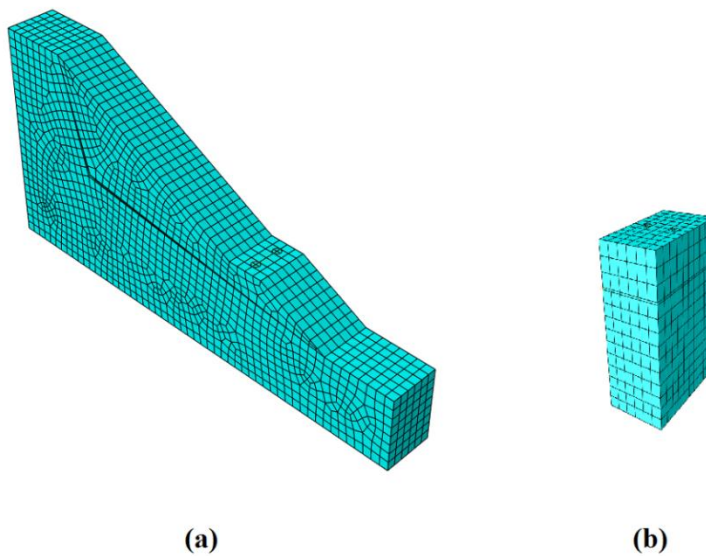


Figure 3-6. Discretisation par éléments finis de : (a) : modèle couplé, (b) modèle simplifié, pour l'espacement entre pieux :  $S = 3D$

Dans ce spécimen, le nombre d'éléments pour le modèle couplé est de 6704 éléments, alors que pour le modèle simplifié, le nombre d'éléments est de 920 éléments.

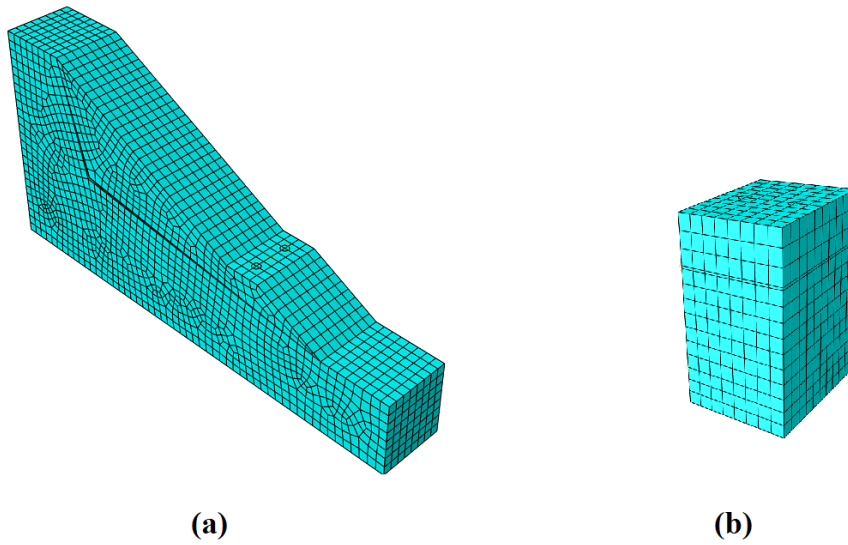


Figure 3-7. Discretisation par éléments finis de : (a) : modèle couplé, (b) modèle simplifié, pour l'espacement entre pieux :  $S = 4D$

Dans ce spécimen, le nombre d'éléments pour le modèle couplé est de 8912, alors que pour le modèle simplifié, le nombre d'éléments est de 1200.

Tableau 3-3. Nombre d'éléments pour les modèles couplés et simplifiés

Espacement entre pieux	Nombre des éléments pour le modèle couplé	Nombre des éléments pour le modèle simplifié	Ratio N couplé / N simplifié
2D	4496	640	7.025
3D	6704	920	7.28
4D	8912	1200	7.42

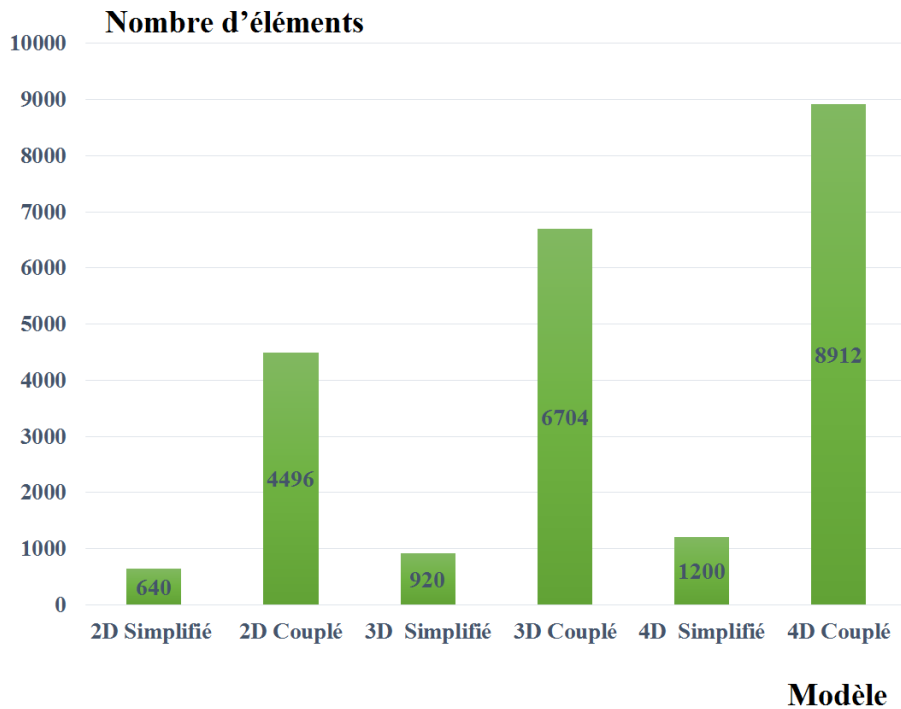


Figure 3-8. Illustration de l'impact de la taille entre modèles couplés et simplifié pour différents espacements des pieux

L'impact du modèle simplifié sur la réduction du volume de la simulation est très important. Comme présenté dans le tableau 3-3 et la figure 3-8, le nombre d'éléments du modèle couplé est environ sept fois plus élevé que le nombre d'éléments du modèle simplifié. De plus, l'impact de la taille augmente légèrement avec l'augmentation de l'espacement entre pieux.

### 3-3. Introspection dans la méthodologie hybride à travers une étude paramétrique

Afin de mieux approfondir dans la méthodologie hybride, une analyse paramétrique des pieux en tube d'acier stabilisant un talus argileux a été menée en utilisant le modèle simplifié.

#### 3-3-1. Le modèle numérique analysé

Dans le modèle numérique (Figure 3-9), la loi de comportement de Mohr-Coulomb est utilisée pour modéliser les sols, alors que les pieux sont modélisés comme étant linéaires élastiques. Le logiciel Abaqus CAE a été utilisé dans cette étude.

En ce qui concerne le maillage du modèle, les éléments hexaédriques structurés ont été adoptés. La longueur du modèle est de 4 m (10D), la largeur varie avec l'espacement entre les pieux (S), tandis que la hauteur varie avec la profondeur d'ancrage des pieux dans la partie stable du talus (Le).

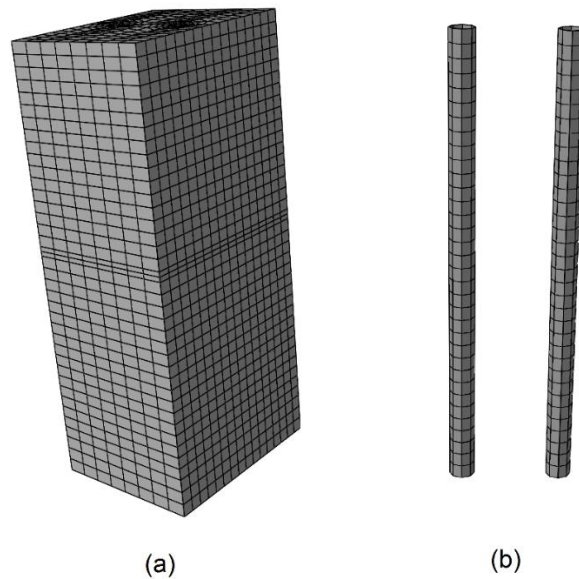


Figure 3-9. Maillage des composants : (a) maillage du sol, (b) maillage de pieu en tube d'acier

### 3-3-2. Propriétés des matériaux

La partie instable du talus consiste en une argile molle ; cependant, la partie stable est une argile dure avec une résistance au cisaillement non drainée  $C_u = 71$  KPa. Les pieux sont des tubes en acier de diamètre  $D = 400$  mm et d'épaisseur  $e = 9,5$  mm. Les propriétés du sol et des pieux sont présentées dans les tableaux 3-4 et 3-5 respectivement.

Tableau 3-4. Propriétés du sol pour l'étude paramétrique

	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Résistance au cisaillement non drainée $C_u$ (KPa)	Module de Young E (KPa)
Argile molle	13.6	19	14 000
Argile	16	71	47 000

Tableau 3-5. Propriétés des pieux pour l'étude paramétrique

	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Module de Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ( $\nu$ )
Acier	78	210 000	0.3

### 3-3-3. Analyse de la profondeur critique pour l'ancrage des pieux

La fixation du pieu dans le sol stable est assurée par la longueur de la partie du pieu ancrée dans ce sol. La longueur limite sous laquelle le pieu pivote est appelée la profondeur d'ancrage critique.

Afin d'examiner la profondeur d'ancrage critique, trois modèles ont été analysés en faisant varier les profondeurs d'ancrage de la manière suivante :  $L_e = 0,5 H_u$ ,  $L_e = H_u$  et  $L_e = 1,5 H_u$  (où  $H_u = 4$  m). Les résultats suivants ont été obtenus (Figure 3-10), ils représentent la variation de la force de résistance ( $R_f$ ) offerte par les pieux par 1 m de largeur du talus, en fonction du déplacement de la tête du pieu.

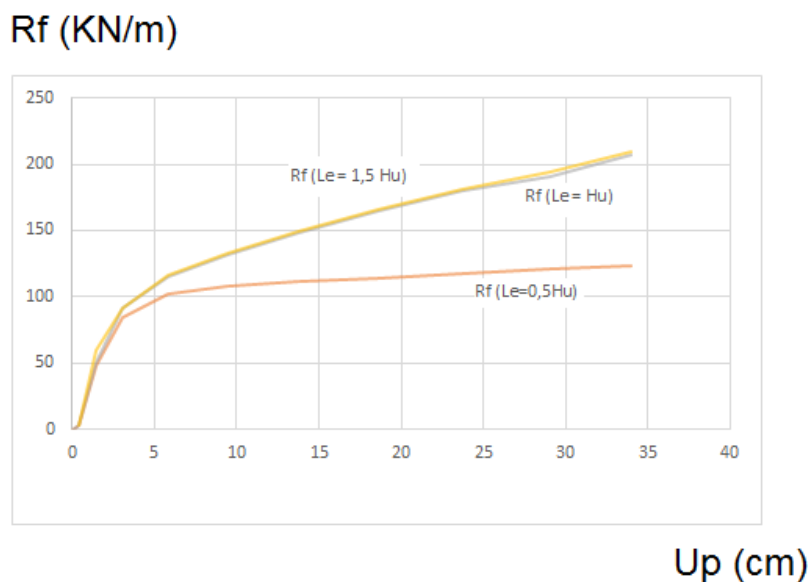


Figure 3-10. La résistance offerte par les pieux par 1 m de largeur de talus par rapport au déplacement de la tête de pieu (cm)

On remarque que la force de résistance offerte par les pieux par 1 m de largeur du talus pour l'ancrage des pieux  $Le = Hu$  et  $Le = 1,5 Hu$  est la même, alors que pour l'ancrage des pieux  $Le = 0,5 Hu$ , la force de résistance est sensiblement plus petite que celle de  $Le = Hu$  et  $Le = 1,5 Hu$ . Cela s'explique par le fait que pour l'ancrage des pieux  $Le = 0,5 Hu$ , les pieux pivotent, ce qui signifie que la capacité structurelle du pieu n'a pas été exploitée et qu'il n'y a pas de flexion (figure 3-11). La profondeur critique d'ancrage dans cette étude est alors :  $Le = Hu$ .

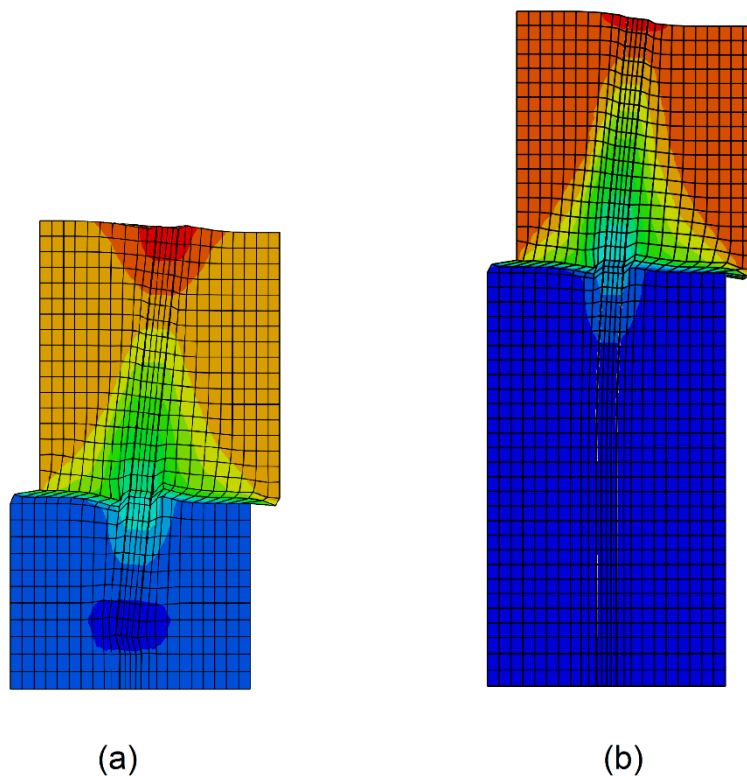


Figure 3-11. Contours de déplacement horizontal : (a) ancrage  $Le = 0.5 Hu$ , (b) ancrage  $Le = 1.5 Hu$

### 3-3-4. Effet de l'espacement entre les pieux sur la force de résistance offerte

Pour étudier l'effet de l'espacement entre les pieux sur la force de résistance offerte par ces derniers, trois modèles ont été analysés en faisant varier l'espacement entre pieux comme :  $S = 3D$ ,  $S = 4D$  et  $S = 5D$ , tout en conservant un ancrage de  $Le = Hu = 4m$ . Les résultats obtenus sont abordés dans la figure 3-12 :

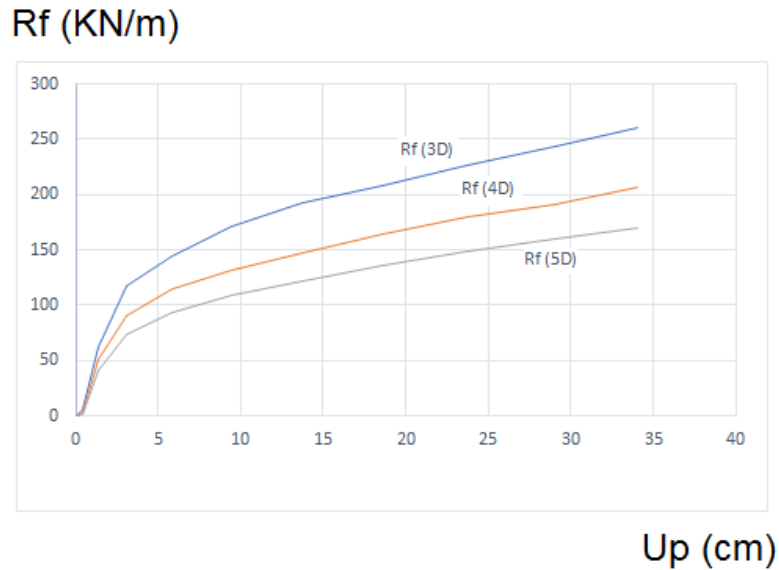


Figure 3-12. Résistance des pieux par rapport au déplacement de la tête du pieu (cm) pour les espacements :  $S = 3D$ ,  $S = 4D$  et  $S = 5D$

Il est clair que la force de résistance offerte par les pieux augmente avec la diminution de l'espacement entre les pieux.

### 3-4. Conclusions

Ce chapitre explique la méthode hybride, étudie son impact sur la réduction de coût de modélisation, et présente une introspection à travers une étude paramétrique en mettant en évidence le comportement des pieux en acier stabilisant les talus d'une perspective de la méthodologie hybride. De ce qui précède, le suivant a été conclu :

- L'impact du modèle simplifié sur la réduction du volume de la simulation est très important. Le nombre d'éléments du modèle couplé est environ sept fois plus élevé que le nombre d'éléments du modèle simplifié. De plus, l'impact sur la taille des modèles augmente légèrement avec l'augmentation de l'espacement entre les pieux.
- Pour le renforcement des talus à l'aide de pieux, la profondeur d'ancrage et l'espacement entre les pieux sont des paramètres clés pour une conception adéquate. Les paramètres susmentionnés déterminent l'efficacité des pieux, leur nombre et leurs profondeurs (le coût du renforcement éventuellement).
- Parmi les objectifs de cette section figure l'étude de l'effet d'ancrage du pieu dans le sol stable et l'effet de l'espacement entre les pieux dans le renforcement des talus selon une méthodologie hybride. L'analyse réalisée à l'aide du code Abaqus permet de conclure



que la profondeur d'ancrage critique ( $L_c$ ) est égale à la profondeur de la masse glissante ( $H_u$ ) ; pour un ancrage de pieu  $L_c < H_u$ , les pieux pivotent, ce qui signifie que la capacité structurelle du pieu n'est pas exploitée. Il a été constaté aussi que la force de résistance offerte par les pieux augmente avec la diminution de l'espacement entre les pieux.

## **Chapitre 4 :**

# **Applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse des pieux placés au pied des talus et les pieux jointifs**

## 4-1. Introduction

La stabilisation des talus précaires est une opération sensible et délicate. Lorsque ces derniers sont proches d'une zone urbanisée ou d'une route en construction, le renforcement doit être efficace et le sol ne doit pas s'écouler entre les pieux.

En 2012, Kourkoulis et *al.* ont proposé une méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux stabilisants un talus précaire. Cette méthode fusionne la précision de la méthode des éléments finis avec la simplicité des approches analytiques.

Cette méthode hybride n'a été développée que pour analyser des pieux placés au milieu des talus instables, et pour un espacement minimal entre pieux  $S = 2D$  (espacement égale à deux fois le diamètre de pieu). Pour cela, l'applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux placés au pieds des talus et les pieux jointifs est présentée et analysée.

## 4-2. Applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux placés au pied des talus

### 4-2-1. Méthodologie et matériaux

Afin de valider l'applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse des pieux placés au pieds des talus précaires, tout d'abord, l'hypothèse de l'uniformité du profil de déplacement à une distance de  $5D$  en amont de l'emplacement des pieux est examinée. Ensuite, pour étudier la fiabilité du modèle simplifié, les résultats des deux modèles ; couplé (Figure 4-1) et simplifiés (Figure 4-2) sont comparés.

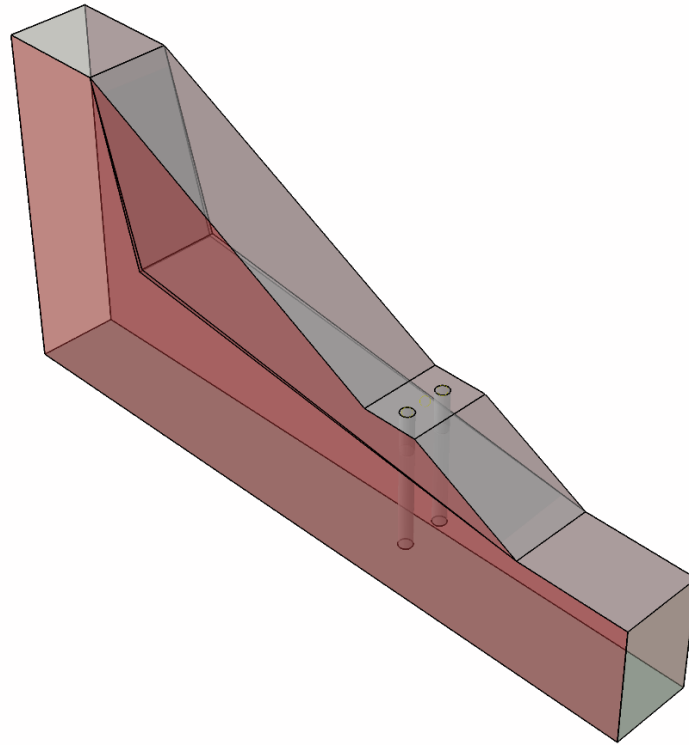


Figure 4-1. Modèle couplé : Exemple du talus avec une inclinaison de  $26^\circ$  renforcé par des pieux dont le diamètre est :  $D=1.2\text{m}$  et l'espacement est :  $S=3D$

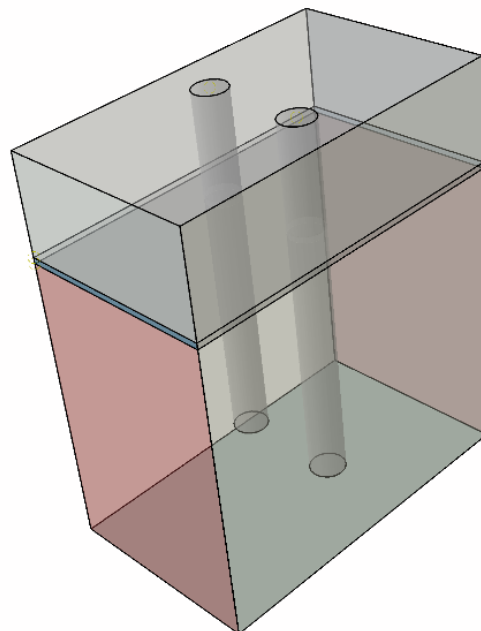


Figure 4-2. Modèle simplifié : Exemple du talus avec une inclinaison de  $26^\circ$  renforcé par des pieux dont le diamètre est :  $D=1.2\text{m}$  et l'espacement est :  $S= 3D$

Afin d'étudier l'uniformité du profil de déplacement du sol pour les pieux placés au pied du talus, différentes géométries des talus avec un plan de glissement potentiel préexistant (PGPPE) ont été analysés, avec un angle d'inclinaison compris entre 21 ° et 26 °, et un espacement entre les pieux de 3D et 4D.

Pour les parties instables et stables du talus, les propriétés du sol sont résumées dans le tableau 4-1. Le sol est simulé avec un modèle élastoplastique (critère de rupture de Mohr-Coulomb).

Tableau 4-1. Propriétés du sol adopté

	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Résistance au cisaillement non drainée Cu (KPa)	Modul de Young E (KPa)
Argile	16	72	48000
Substrat rocheux mou	19.2	191	482000

Des pieux en béton de 1,2 m de diamètre ont été utilisés dans l'analyse, où un comportement élastique a été choisi dans les simulations. Les propriétés du matériau des pieux sont résumées dans le tableau 4-2.

Tableau 4-2. Propriétés des pieux adoptés

	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Modul de Young E (KPa)	Coefficient de Poisson
Béton	25	25 000 000	0.2

#### 4-2-2. Analyse de l'uniformité du profil de déplacement du sol pour les pieux placés au pied du talus

Les modèles couplés avec un plan de glissement potentiel préexistant (PGPPE) ont été analysés à l'aide du logiciel Abaqus, un exemple des modèles analysés est présenté dans la figure 4-3.

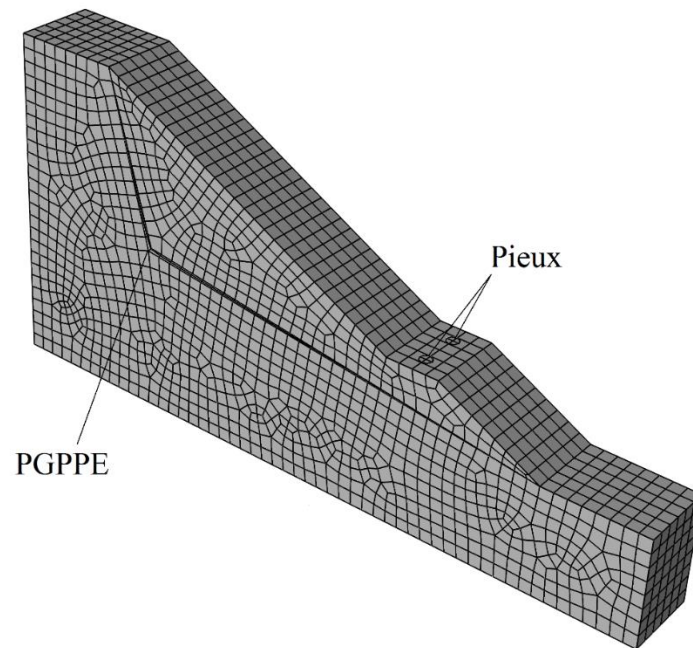


Figure 4-3. Maillage d'éléments finis du modèle couplé, renforcé par deux pieux avec un plan de glissement potentiel pré-existant (PGPPE)

En analysant les profils de déplacement, les résultats suivants ont été obtenus : La figure 4-4 représente les profils de déplacement à une distance de 5D en amont de l'emplacement des pieux.

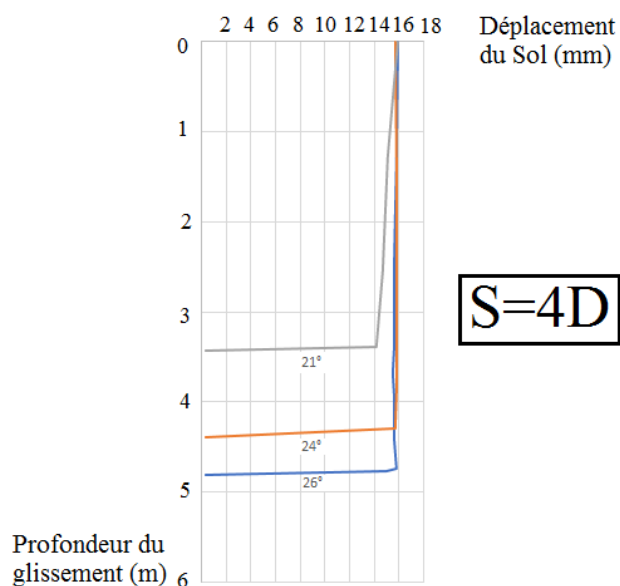
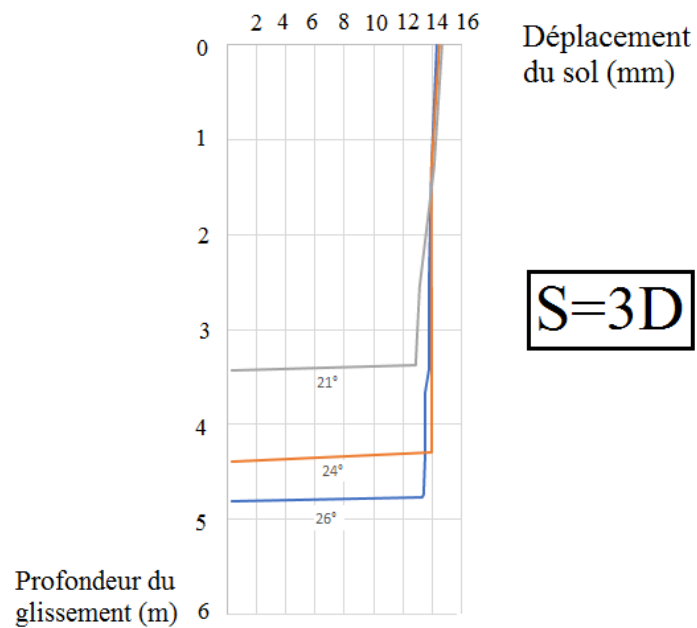


Figure 4-4. Profils de déplacement du sol à une distance de 5D de la rangée de pieux pour différentes inclinaisons des talus et espacements entre pieux : 3D et 4D.

Il est remarquable que pour l'espacement entre pieux égale à 3D ou 4D, le profil de déplacement du sol à une distance de 5D en amont de l'emplacement des pieux est presque uniforme. La figure 4-5 représente une coupe à une distance de 5D à partir des pieux avec des contours de déplacement du sol.

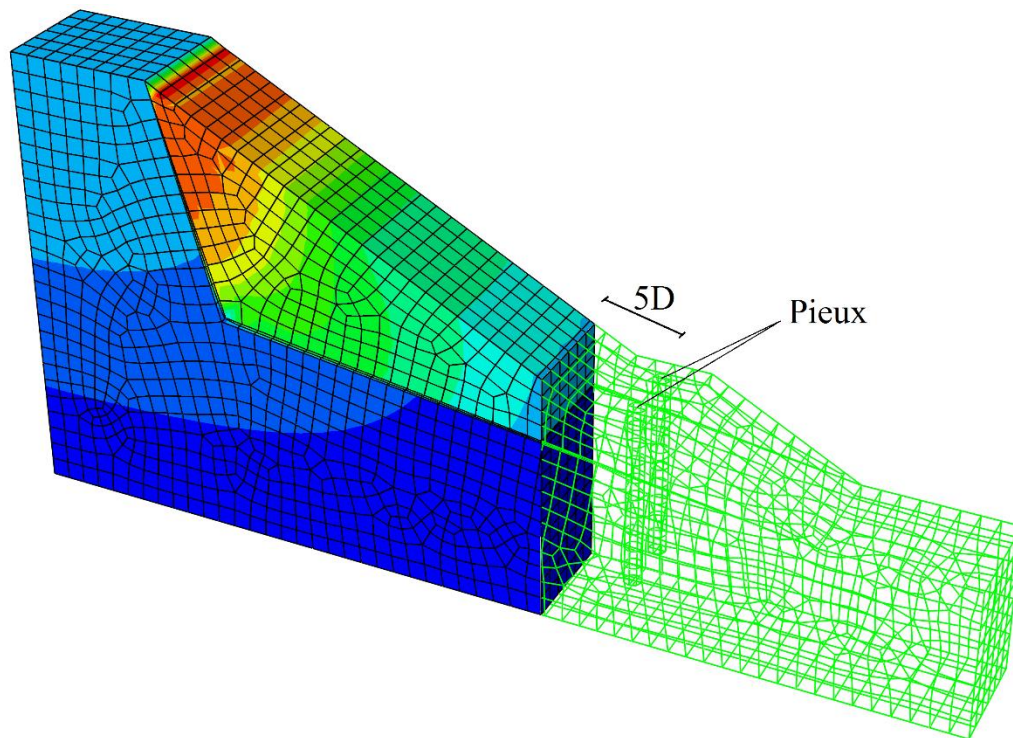


Figure 4-5. Coupe à une distance de 5D des pieux avec des contours de déplacement du sol

Comme indiqué ci-dessus, le profil de déplacement du sol à une distance de 5D en amont de la rangée de pieux est presque uniforme. Par conséquent, le modèle simplifié de la méthode hybride pour la conception des pieux placés au pied des talus est identique à celui développé par Kourkoulis *et al.* En 2012, le modèle simplifié a une longueur de 10D et une largeur de 2S, comme le montre la figure 3-2.

#### 4-2-3. Analyse du résultat du modèle simplifié

Une analyse couplée a été effectuée en premier. Elle consiste en un talus précaire avec une inclinaison de  $24^\circ$  renforcé par une rangée de pieux en béton de 1,2 m de diamètre et un espacement  $S = 3D$ . Ensuite, un modèle simplifié a été analysé comme présenté dans la figure 4-6.



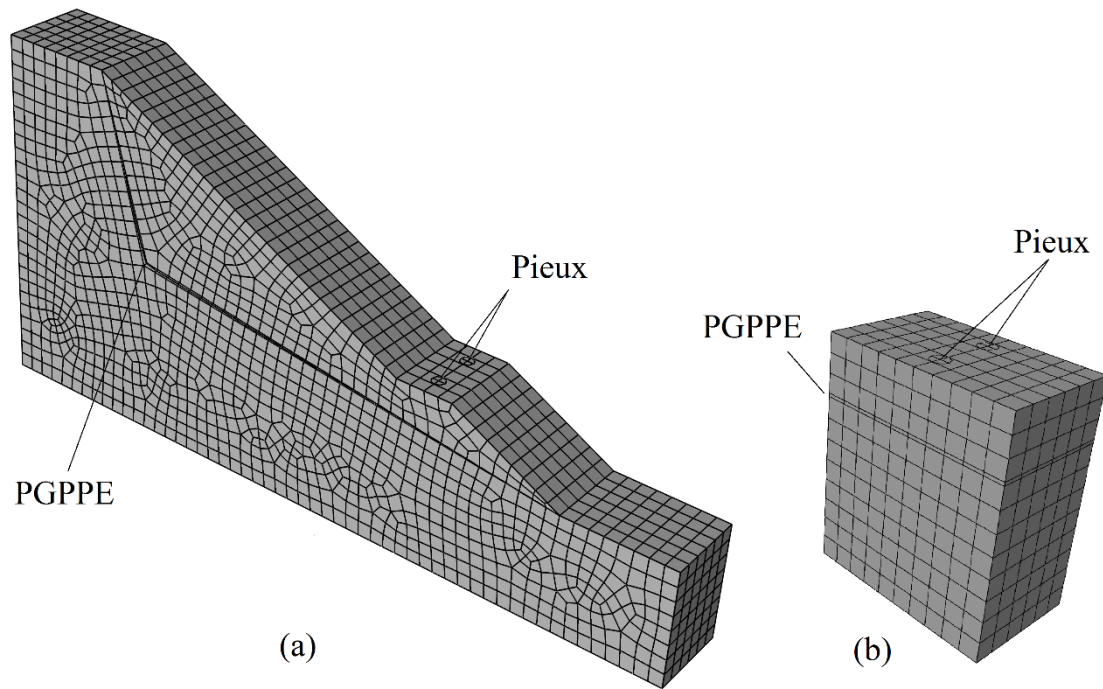


Figure 4-6. Analyse du modèle simplifié, maillage d'éléments finis pour : (a) le modèle couplé, (b) le modèle simplifié.

Pour le modèle couplé, le déplacement de la tête de pieu nécessaire à la stabilisation du talus précaire s'est avérée être 6,3 mm.

En utilisant la méthode des tranches, il a été constaté que la force de résistance ( $R_f$ ) requise pour stabiliser le talus est de 341 KN / m. Après l'analyse du modèle simplifié, la  $R_f$  requise (341 KN / m) a été fournie par les pieux à un déplacement de 7,4 mm, avec une erreur de 17% (Figure 4-7).

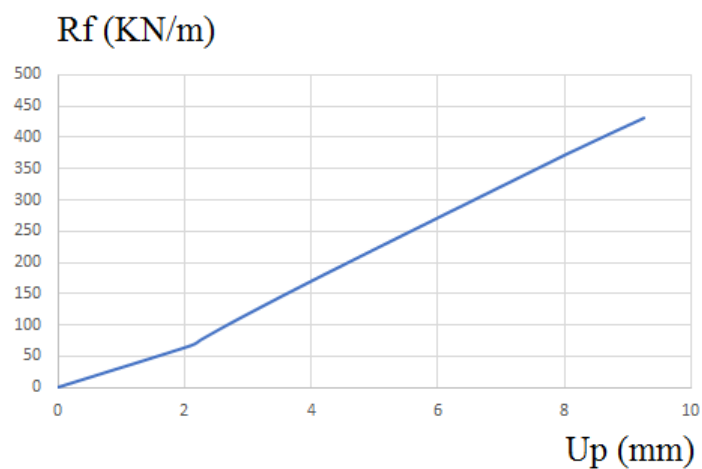


Figure 4-7. Force de résistance ( $R_f$ ) par rapport au déplacement de la tête de pieu ( $U_p$ ) donnée par le modèle simplifié.

### 4-3. Applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux jointifs

Les murs en pieux jointifs sont constitués des pieux adjacents avec un petit espacement. Ils conviennent aux zones urbaines ou ils jouent un rôle des pieux stabilisateurs et des murs de soutènement.

La méthode hybride n'a été développée que pour analyser des pieux dont l'espacement minimal est :  $S = 2D$  (espacement égale à deux fois le diamètre de pieux). Dans ce qui suit, l'applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux jointifs (figures 4-8 et 4-9) est analysée.



Figure 4-8. Exemple d'un mur en pieux jointifs construit pour supporter un talus au-dessus d'une construction de route

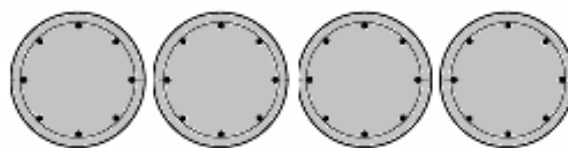


Figure 4-9. Disposition des pieux dans un mur en pieux jointifs

#### 4-3-1. Méthodologie

Afin de valider l'applicabilité de la méthode hybride pour analyser les pieux jointifs renforçant un talus précaire, tout d'abord, l'hypothèse de l'uniformité du profil de déplacement à une distance de  $5D$  en amont de l'emplacement des pieux est examinée. Ensuite, pour étudier la

fiabilité du modèle simplifié, les résultats des modèles couplés (Figure 4-10 (a)) et simplifiés (Figure 4-10 (b)) sont comparés.

Les propriétés des matériaux du talus et des pieux sont déjà résumées dans les tableaux 4-1 et 4-2 respectivement. Le talus étudié (avec un plan de glissement potentiel préexistant (PGPPE)) a déjà échoué, la masse glissante est considérée comme étant peu profonde et fortement perturbée (ce sont les raisons pour lesquelles la solution des pieux jointifs est choisie), par conséquent, sa contribution à la force de résistance est négligée. Le logiciel d'éléments finis Abaqus a été choisi pour les simulations. Un modèle de rupture de Mohr-Coulomb a été adopté pour simuler les sols, tandis que les pieux ont été modélisés comme étant élastiques.

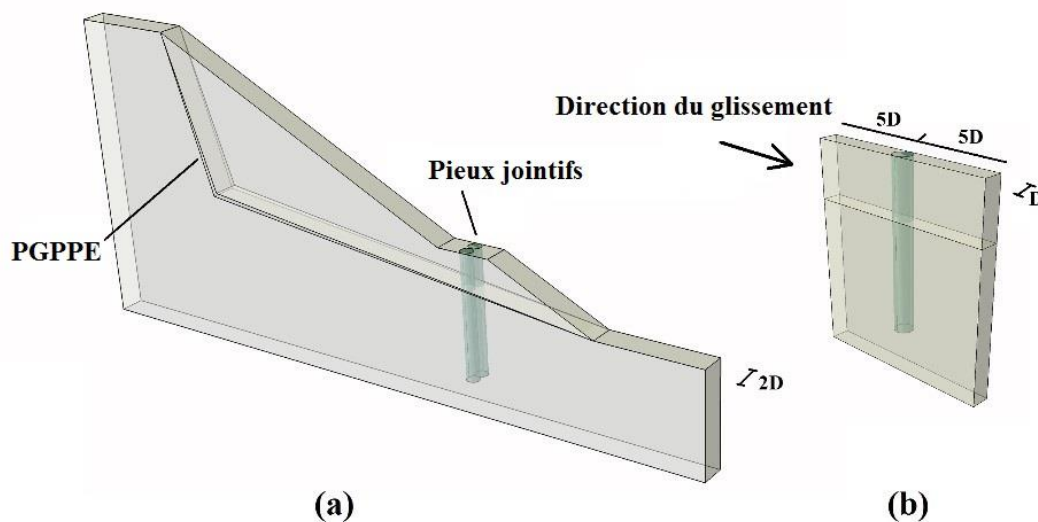


Figure 4-10. Exemple de modèles analysés ; (a) le modèle couplé, (b) le modèle simplifié

#### 4-3-2. Étude de l'uniformité du profil de déplacement

Afin d'examiner l'uniformité du profil de déplacement, trois talus ont été analysés pour lesquelles les inclinaisons sont : 21 °, 24 ° et 26,5 °, avec différents plans de glissement potentiels préexistants (PGPPE). Les talus susmentionnés sont renforcés par des pieux jointifs de 1,2 m de diamètre.

Après le glissement, le profil de déplacement du sol à une distance de 5D en amont de l'emplacement des pieux est analysé. La figure 4-11 montre une coupe du talus dans la région étudiée. D'autre part, sur la figure 4-12, les profils de déplacement par rapport à la profondeur des masses glissantes sont tracés.

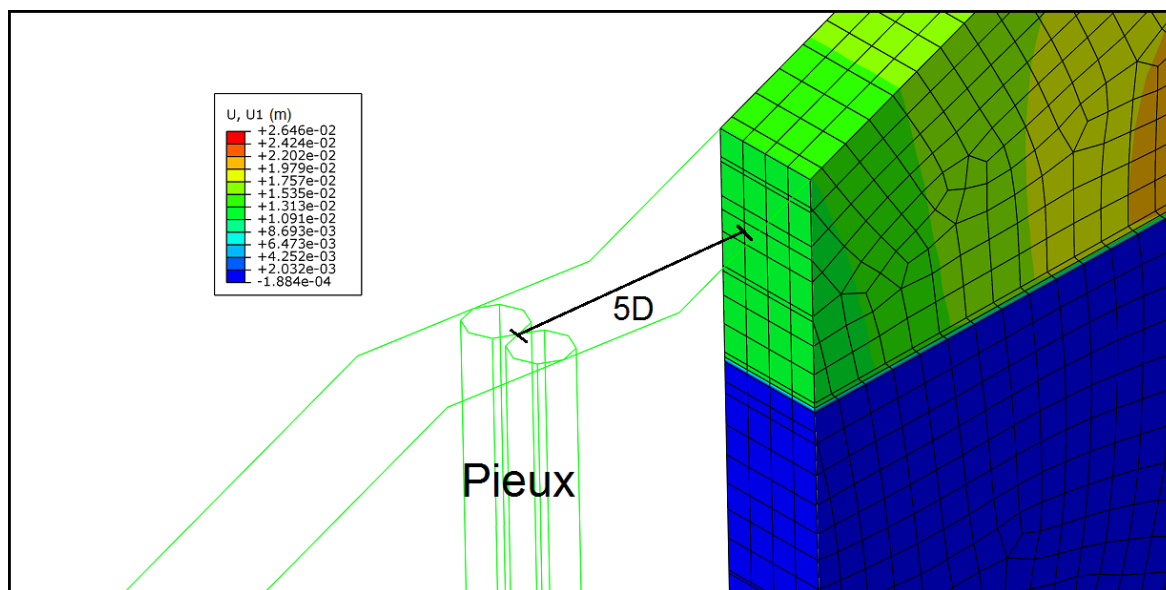


Figure 4-11. Contours de déplacement horizontal du sol au long d'une coupe à une distance de 5D en amont des pieux (exemple du talus avec une inclinaison de 26,5 °)

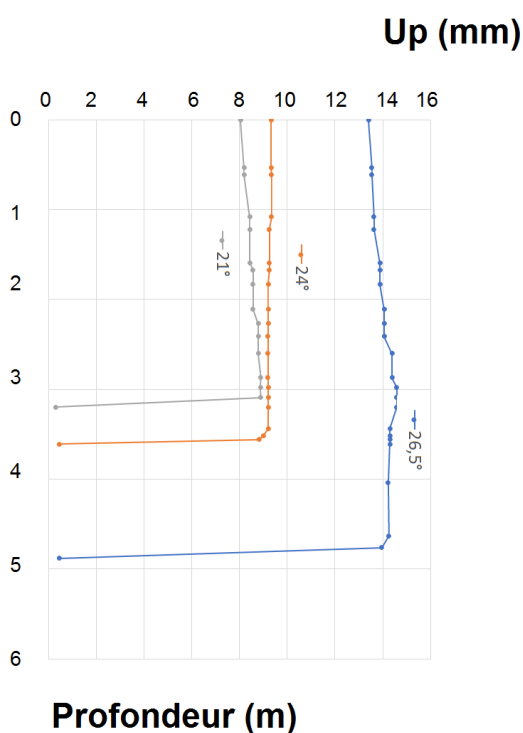


Figure 4-12. Profils de déplacement par rapport à la profondeur dans la masse glissante pour les trois talus analysés

Il est clair d'après les résultats obtenus, illustrés dans les figures 4-11 et 4-12, que le profil de déplacement du sol peut être considéré comme uniforme à une distance de 5D en amont de l'emplacement des pieux jointifs.

### 4-3-3. Analyse de la fiabilité du modèle simplifié

Afin d'étudier la fiabilité du modèle simplifié pour analyser les pieux jointifs stabilisant un talus précaire, tout d'abord, la force de résistance nécessaire pour la stabilisation du talus a été calculée en utilisant la méthode des tranches. Les forces de résistance nécessaires pour stabiliser le talus calculée par diamètre de pieu sont les suivantes : 410 KN pour  $D = 1,2$  m, 341 KN pour  $D = 1$  m et 272 KN pour  $D = 0,8$  m.

Ensuite, trois (03) modèles couplés (inclinaison de  $26,5^\circ$ ) renforcées des pieux jointifs en béton de différents diamètres (1.2 m, 1 m et 0.8 m) ont été analysés (figure 4-13 (a)). D'autre part, les trois modèles simplifiés correspondants aux trois talus susmentionnés ont également été analysés (figure 4-13 (b)). Les résultats obtenus concernant la force de résistance à partir des modèles simplifiés sont présentés sur les figures. 4-14, 4-15 et 4-16. Le tableau 4-3 compare les résultats des modèles couplés et simplifiés.

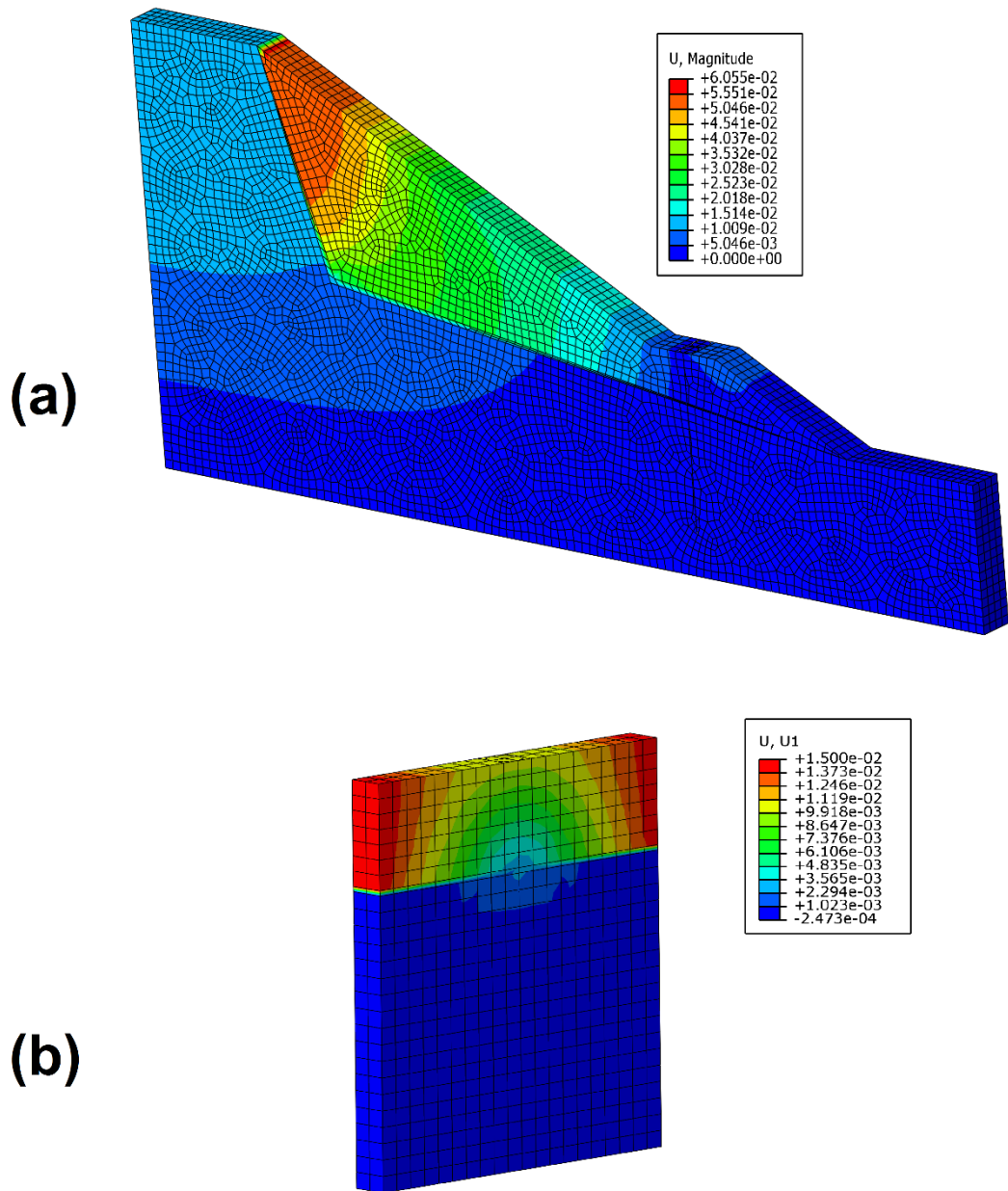


Figure 4-13. Modèles analysés avec la magnitude du déplacement du sol et les contours de déplacement latéraux ; (a) le modèle couplé, (b) le modèle simplifié (Échelle : 1)

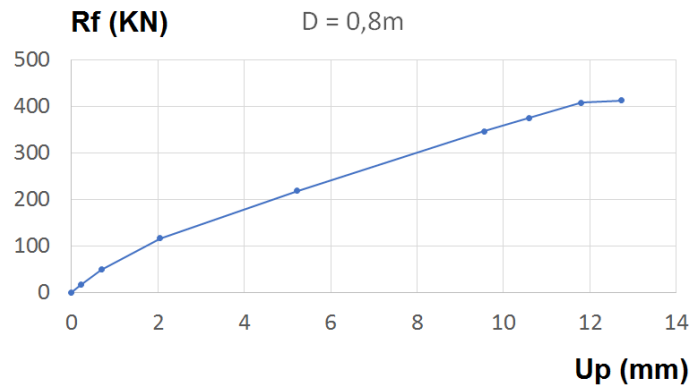


Figure 4-14. Force de résistance par diamètre de pieu  $D = 0,8\text{ m}$  en fonction du déplacement de la tête de pieu

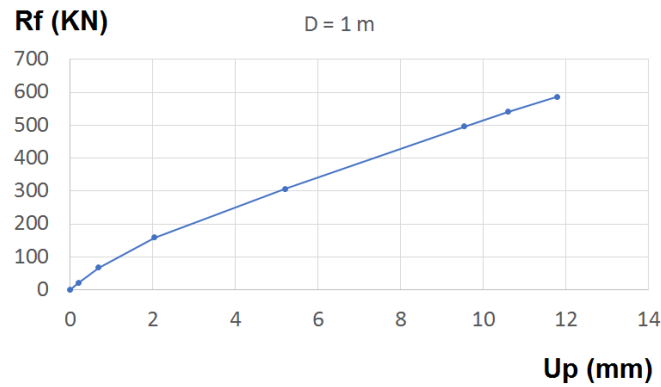


Figure 4-15. Force de résistance par diamètre de pieu  $D = 1\text{ m}$  en fonction du déplacement de la tête de pieu

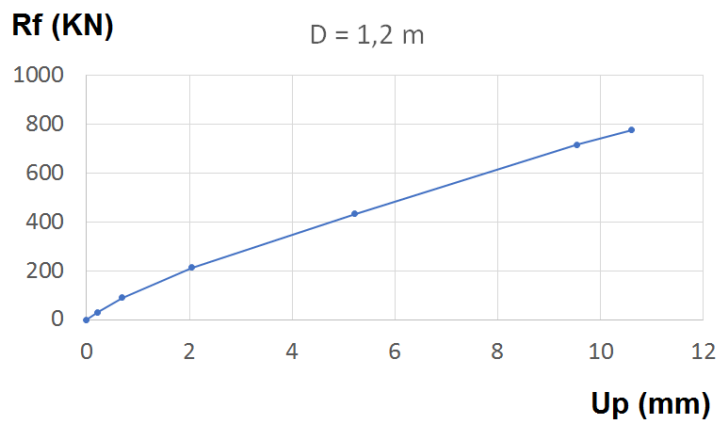


Figure 4-16. Force de résistance par diamètre de pieu  $D = 1,2\text{ m}$  en fonction du déplacement de la tête de pieu

Tableau 4-3. Comparaison des résultats.

Diamètre du pieu (m)	Rf nécessaire par diamètre du pieu (KN)	Up donné par la méthode couplée (mm)	Up donné par la méthode hybride pour le Rf nécessaire (mm)	Erreur (%)
0.8	272.8	6.23	7.05	13.16
1.0	341	5.27	5.98	13.47
1.2	410	4.38	4.8	9.5

Après l'analyse du modèle couplé, il a été constaté que le déplacement de la tête du pieu après la stabilisation dans le cas des pieux de diamètre  $D = 1,2$  m égale à 4,38 mm. D'autre part, l'analyse du talus sans pieux utilisant la méthode des tranches montre que la force résistante nécessaire pour la stabilisation est égale à 410 KN. Cette dernière a été donnée par le modèle hybride simplifié avec une flèche de 4,8 mm en tête de pieu, donc une erreur de 9,5%. Pour les pieux de diamètre  $D = 1$  m et  $D = 0,8$  m, les erreurs sont d'environ 13 à 14%.

#### 4-4. Conclusions

La méthode hybride n'a été développée que pour analyser des pieux placés au milieu des talus instables et pour un espacement minimal entre pieux  $S = 2D$ . Pour cela, l'applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux placés au pieds des talus et les pieux jointifs a été analysée. De ce qui précède, les conclusions suivantes ont été tirées :

Le modèle simplifié d'analyse et de conception des pieux stabilisateurs placés au pied des talus est identique à celui des pieux situés au milieu des talus (une erreur de 17% a été observée comparant au modèle couplé). Le profil de déplacement à une distance de  $5D$  en amont de l'emplacement du pieu peut être considéré comme uniforme dans ce cas.

Les pieux jointifs peuvent être très efficaces pour renforcer les talus déjà en échec près des zones urbanisées ou pour faire face à des constructions routières. Ils veillent à ce que les sols ne s'écoulent pas entre les pieux et donnent des petites déformations à la tête des pieux.



Le profil de déplacement du sol peut être considéré comme uniforme à une distance de 5D en amont de l'emplacement des pieux jointifs. La méthode hybride peut être utilisée pour analyser les murs de pieux jointifs. Une erreur de 9,5% à 13,47% a été observée par rapport au modèle couplé.

# **Chapitre 5 :**

## **Analyse numérique des pieux hélicoïdaux soumis au mouvement de terrain**

## 5-1. Introduction

Les talus précaires constituent un risque potentiel qui peut être déclenché par des facteurs comme les intempéries et les activités humaines. Stabiliser ces talus à l'aide des pieux est une technique de renforcement efficace. La présence de pieux offre une force de résistance supplémentaire au talus, ce qui augmente son facteur de sécurité.

Dans le cas des talus altérés instables, le renforcement par pieux est une opération compliquée en raison de la sensibilité de ce type de talus. Les pieux forés et les pieux battus peuvent ne pas convenir car ils impliquent des excavations et des vibrations lors de leur installation. Les pieux hélicoïdaux peuvent être très avantageux dans ce cas, car leur processus d'installation par une lente rotation dans le sol ne nécessite aucune excavation ou vibration (un risque moindre de déclencher le glissement). Généralement, des pieux hélicoïdaux et des pieux hélicoïdaux de haute capacité sont utilisés en cas de chargement axial et latéral : (exemple : Prasad et Rao, 1996 ; Kurian et Shah, 2009 ; Perko, 2009, Sakr, 2012 ; Elkasabgy et El Naggar, 2015). Dans la littérature, aucune tentative n'a encore été faite pour comprendre leur comportement lorsqu'ils sont soumis à des mouvements de terrain, comme c'est le cas dans le renforcement des talus précaires altérés.

Cette partie de la recherche a pour objectif de comprendre et d'analyser le comportement des pieux hélicoïdaux de grande capacité soumis aux mouvements du sol. En absence des approches théoriques pour ce cas, le modèle découplé simplifié proposé par Kourkoulis *et al.* (2012) a été adopté. Ce modèle a été validé expérimentalement, théoriquement et numériquement. Il représente un outil numérique efficace pour l'étude paramétrique des pieux stabilisants des talus (Kourkoulis *et al.* 2012).

## 5-2. Analyse numérique des pieux hélicoïdaux

Plusieurs analyses numériques ont été accomplies sur le comportement axial des pieux hélicoïdaux. Tagaya *et al.* (1983, 1988) ont effectué des analyses bidimensionnelles par éléments finis des ancrages rectangulaire et circulaires. Ensuite, l'effets d'échelle pour les ancrages circulaires peu profonds dans les sables denses a été estimé par Sakai et Tanaka (1998). Merifield *et al.* (2006) ont étudié l'effet de la forme d'ancrage sur la capacité de soulèvement pour des ancrages circulaires et rectangulaires. Trois ans après, Kurian et Shah (2009) ont effectué une étude sur le comportement des pieux hélicoïdaux en utilisant une

analyse par éléments finis. Ils ont effectué aussi une étude paramétrique en utilisant différentes formes d'hélices.

Néanmoins, on ne trouve nulle part dans la littérature une étude du comportement des pieux hélicoïdaux soumis aux mouvements de terrain.

### 5-3. Configurations de pieux

Les pieux hélicoïdaux à haute capacité et les pieux en tube d'acier sans hélices ont été adoptés dans le cadre de la présente recherche. Les pieux hélicoïdaux à haute capacité sont constitués d'un fût rond de 0,406 m de diamètre et d'une épaisseur  $e_p = 9,5$  mm. Le diamètre de l'hélice est de 0,914 m et le nombre de hélices varie entre 1 et 6. Les pieux en tube d'acier sans hélices ont les mêmes caractéristiques que le fût du pieu hélicoïdal. Le tableau 5-1 et la figure 5-1 résument les différentes configurations des pieux.

Tableau 5-1. Configurations de pieux

	Fût		Hélices			
	Diamètre (m)	Épaisseur (mm)	Diamètre (m)	Épaisseur (mm)	Nombre des hélices	Espacement entre hélices (m)
P0	0.406	9.5	-	-	-	-
P1	0.406	9.5	0.914	25.4	1	-
P2	0.406	9.5	0.914	25.4	2	3.67
P4	0.406	9.5	0.914	25.4	4	1.2
P6	0.406	9.5	0.914	25.4	6	0.714

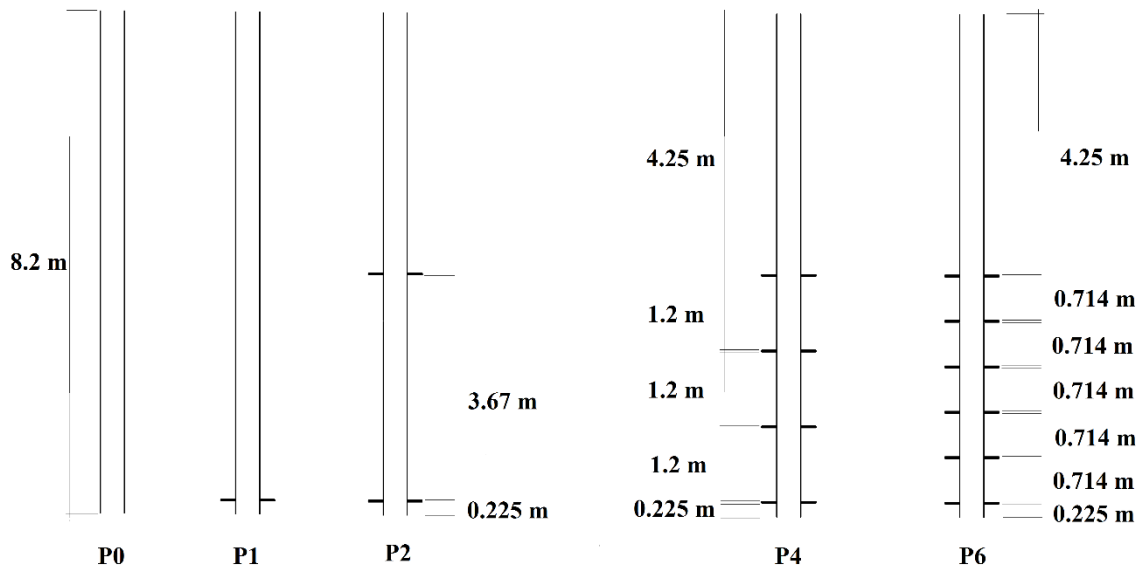


Figure 5-1. Géométries des pieux

#### 5-4. Le modèle découplé simplifié adopté dans la présente étude

Afin d'étudier la performance des pieux hélicoïdaux de grande capacité dans un talus argileux altéré instable par les intempéries, le modèle d'analyse hybride découplé a été adopté. Les hélices sont toujours encastrées dans le sol stable, en plaçant l'hélice supérieure aussi près que possible de la surface de glissement (Figure 5-2).

Deux pieux hélicoïdaux de haute capacité et deux pieux ordinaires en tube d'acier sans hélices sont encastrés dans deux blocs de masses de sol séparés par une interface. Le bloc supérieur est la partie mobile, il représente la masse de sol instable et altérée dans le talus. Le bloc inférieur est la partie stable, il représente la masse de sol ferme du talus où les pieux sont ancrés. L'interface entre le bloc supérieur et le bloc inférieur est le plan de glissement.

En ce qui concerne la procédure de chargement, une étape géostatique est d'abord effectuée pour obtenir la contrainte de gravité naturelle dans le modèle. Dans l'étape suivante, un profil de déplacement uniforme est exercé simultanément et de manière incrémentielle à la fois sur les nœuds des faces avant et arrière de la partie mobile afin de simuler le glissement comme présenté sur la figure 5-3.

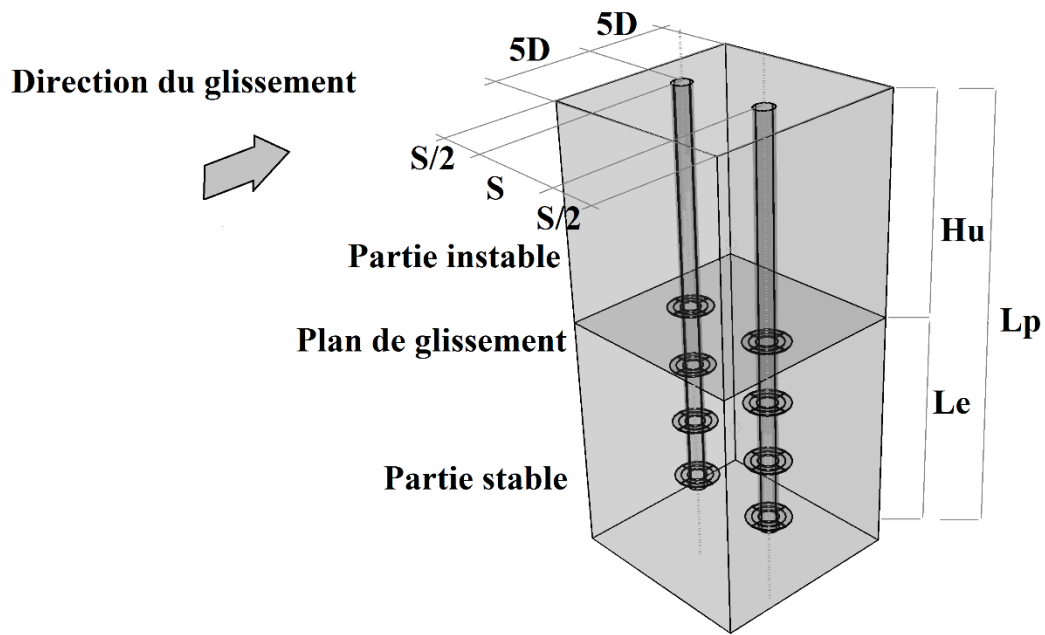


Figure 5-2. Illustration schématique du modèle découplé simplifié adopté dans la présente étude numérique (exemple du type de pieu P4)

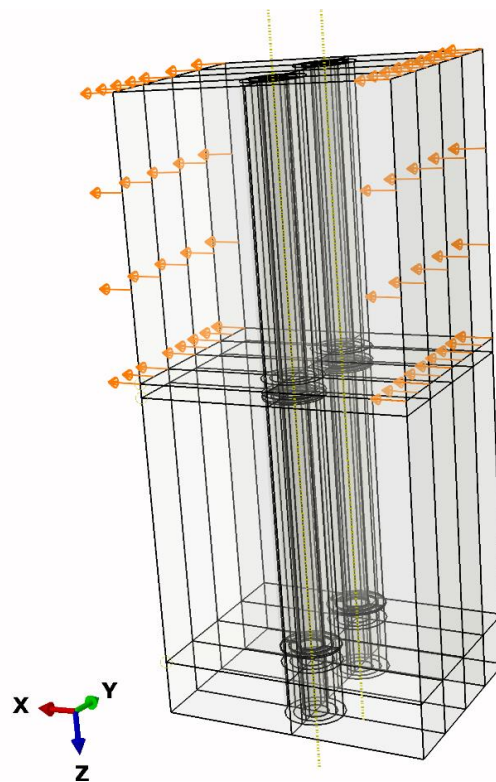


Figure 5-3. Profil de déplacement uniforme appliqué sur la partie mobile

## 5-5. Le modèle numérique

Le modèle constitutif élastoplastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb est adopté pour simuler le comportement de l'argile altérée de la partie mobile, de l'interface et de l'argile moyenne de la partie stable (Figure 5-4). Alors que le comportement des pieux est simulé comme parfaitement élastique (Figure 5-5). Dans cette analyse, aucune condition aux limites artificielle n'est liée aux pieux. Le code des éléments finis Abaqus a été utilisé dans la présente étude.

La technique du maillage structuré est appliquée pour mailler la partie mobile, l'interface, la partie stable et les pieux. La forme de l'élément adoptée est l'hexaèdre (brique de 8 nœuds).

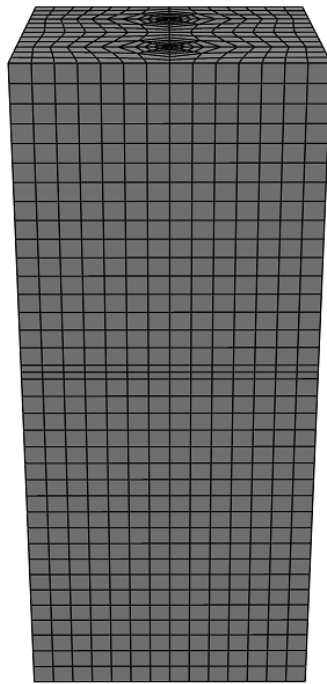


Figure 5-4. Modèle de sol maillé

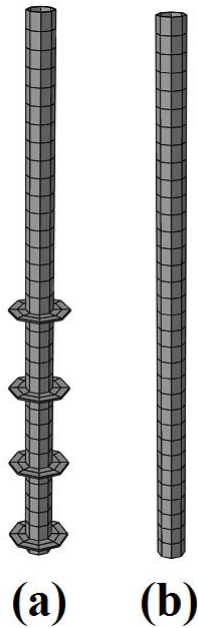


Figure 5-5. Pieux maillés; (a) Pieu hélicoïdal de haute capacité (P4), (b) Pieu en tube d'acier sans hélices

## 5-6. Propriétés des matériaux

Le talus se compose de deux horizons; une couche d'argile molle altérée de 4 m de profondeur, sous laquelle se situe une couche stable d'argile moyenne. L'altération est responsable des faibles caractéristiques mécaniques de la formation supérieure, comme indiqué dans le tableau 5-2. Le talus susmentionné est renforcé par une rangée de pieux hélicoïdaux de grande capacité, ou par une rangée des pieux en tube d'acier sans hélices, supposés être répété indéfiniment le long de la direction latérale. Les propriétés des sols et des pieux sont résumées dans les tableaux 5-2 et 5-3 respectivement.

Tableau 5-2. Propriétés du sol du talus argileux

	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Résistance au cisaillement non drainée Cu (KPa)	Module de Young E (KPa)
Argile molle altérée	12.8	9	7 000
Argile moyenne	14.4	38	31 000



Tableau 5-3. Propriétés des pieux de renforcement

	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Module de Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ( $\nu$ )
Acier	78	210 000	0.3

### 5-7. Analyse de la contribution des hélices à la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de haute capacité

Afin d'étudier la contribution des hélices à la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de grande capacité dans des talus argileux précaires, cinq modèles ont été analysés présentant différentes configurations des pieux : P0, P1, P2, P4 et P6. L'espacement entre les pieux est fixé à  $S = 4D$ .

Les résultats suivants, exprimant la force de résistance offerte par les pieux pour 1 m de largeur de talus ( $R_f / m$ ), par rapport au déplacement de la tête du pieu ( $U_p$ ) ont été obtenus (Figure 5-6).

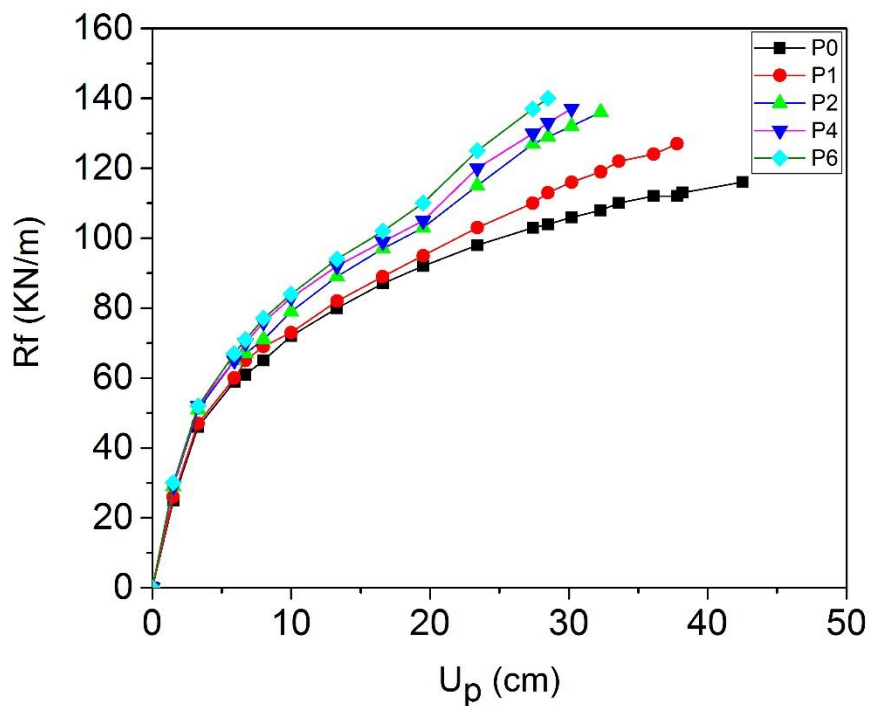


Figure 5-6. Force de résistance offerte par les pieux par 1 m de largeur de talus par rapport au déplacement de la tête du pieu ( $U_p$ ) pour les pieux: P0, P1, P2, P4 et P6

D'après ces résultats, on peut constater que la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de grande capacité est supérieure à la force de résistance offerte par les pieux en tube d'acier sans hélices et qu'elle augmente avec l'augmentation du nombre d'hélices. Cependant, pour un nombre d'hélices supérieur à deux, l'augmentation de la force de résistance devient moins importante. Ceci s'explique par le fait que seules les hélices proches de la surface de glissement sont obligées de se déplacer avec le pieu en raison du déplacement de la masse glissante, le déplacement des hélices conduit à la mobilisation des réactions du sol sous et au dessus des hélices. Ces réactions du sol créent un moment de résistance qui conduit à une augmentation de la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux à grande capacité (Figure 5-7).

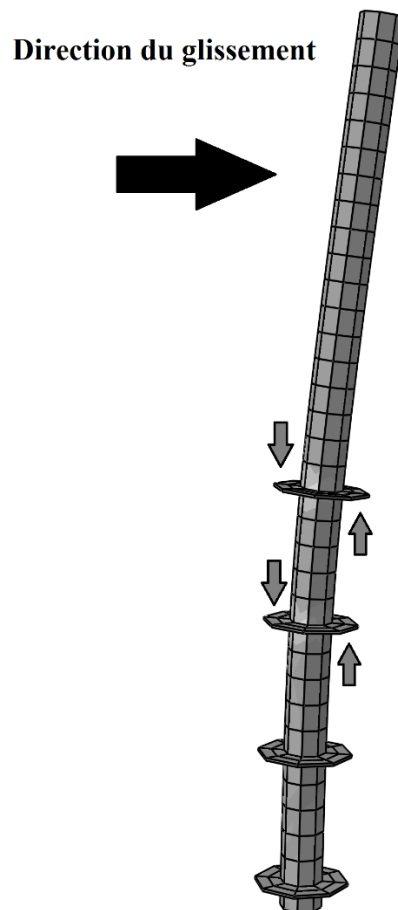


Figure 5-7. Illustration des réactions du sol au-dessus et au-dessous des hélices placées près de la surface de glissement (exemple du pieu hélicoïdal à haute capacité P4)

La mobilisation des réactions du sol au-dessous et au-dessus des hélices peut être démontrée par l'augmentation de la contrainte  $S_{11}$  dans les hélices.  $S_{11}$  représente la contrainte dans les hélices due à sa flexion engendrée par les réactions du sol. La figure 5-8 montre les contours

S11 dans les hélices de P2, P4 et P6 après un glissement de 50 cm (50 cm est le déplacement maximal du sol adopté dans la présente étude). Il est clair de la figure 5-8 que seules les hélices situées près de la surface de glissement sont mobilisées, ce qui signifie que les hélices plus profondes ne contribuent pas à la force de résistance du pieu hélicoïdal. Ceci explique pourquoi l'augmentation de la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de haute capacité est moins importante pour un nombre d'hélices supérieur à deux. La figure 5-9 montre la contrainte maximale S11 dans l'hélice supérieure de P2 en raison de sa flexion.

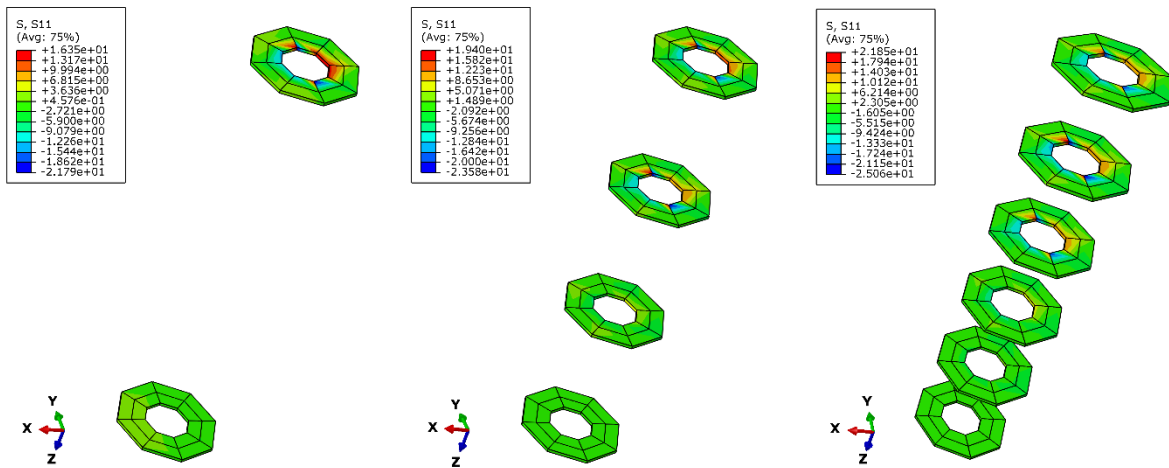


Figure 5-8. Contours de la contrainte S11 dans les hélices pour les pieux P2, P4 et P6

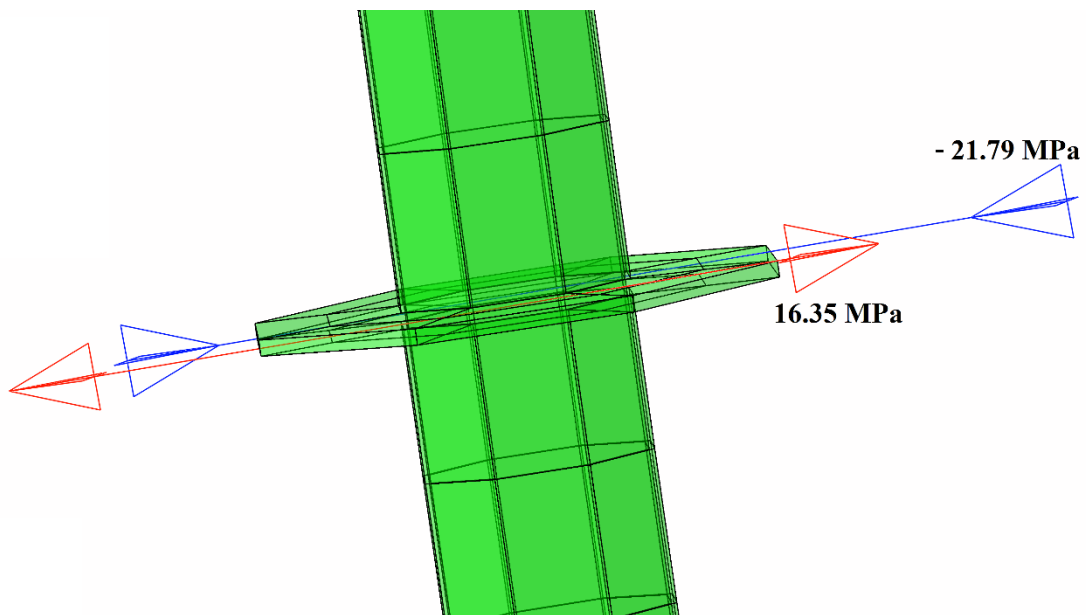


Figure 5-9. Contrainte maximale S11 dans l'hélice supérieure de P2 en raison de sa flexion

## 5-8. Analyse comparative entre pieu hélicoïdal de haute capacité et pieu en tube d'acier sans hélices

Afin de mieux comprendre le comportement des pieux hélicoïdaux de grande capacité dans un talus argileux instable, une analyse comparative entre les pieux hélicoïdaux de haute capacité (P4) les pieux en tube d'acier sans hélices (P0) a été procédé. La force de résistance et le déplacement de la tête de pieu pour les deux types des pieux ont été étudiés en faisant varier l'espacement entre les pieux :  $S = 3D$ ,  $S = 4D$  et  $S = 5D$ , comme indiqué sur la figure 5-10.

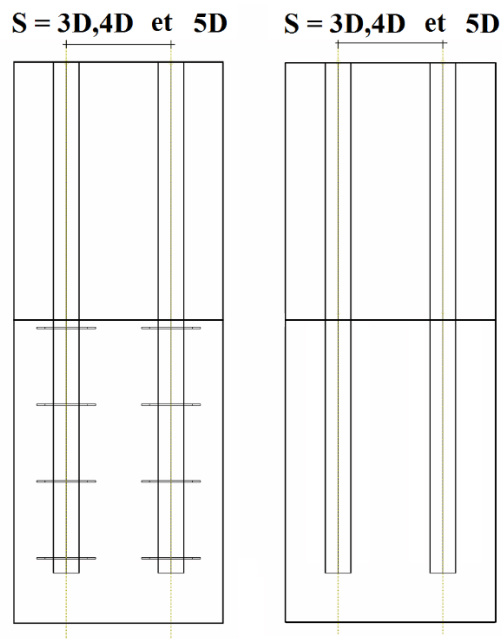


Figure 5-10. Variation d'espacement pour les deux types de pieux : P4 et P0

Les résultats suivants, exprimant la force de résistance offerte par les pieux pour 1 m de largeur de talus ( $R_f / m$ ), par rapport au déplacement de la tête du pieu ( $U_p$ ), ont été obtenus pour différents espacements (Figures 5-11, 5-12, et 5-13). En outre, les contours de déplacement latéraux pour l'espacement entre les pieux  $S = 5D$  pour les deux types de pieux P4 et P0 sont présentés sur la figure 5-14.

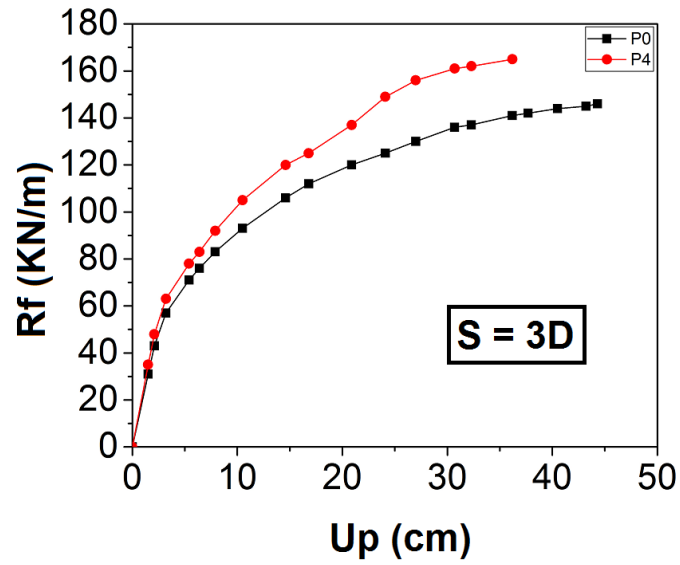


Figure 5-11. La force de résistance offerte par les pieux pour 1 m de largeur de talus ( $R_f / m$ ) par rapport au déplacement de la tête de pieu ( $U_p$ ) pour l'espacement entre les pieux :  $S = 3D$

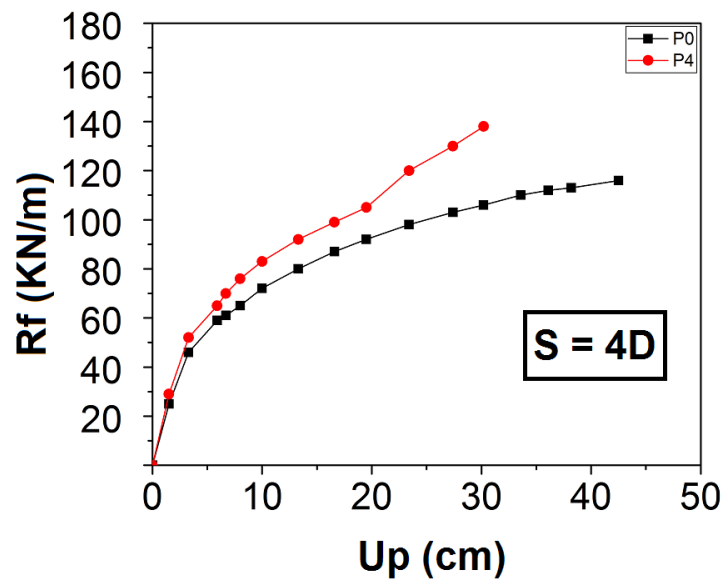


Figure 5-12. La force de résistance offerte par les pieux pour 1 m de largeur de talus ( $R_f / m$ ) par rapport au déplacement de la tête de pieu ( $U_p$ ) pour l'espacement entre les pieux :  $S = 4D$

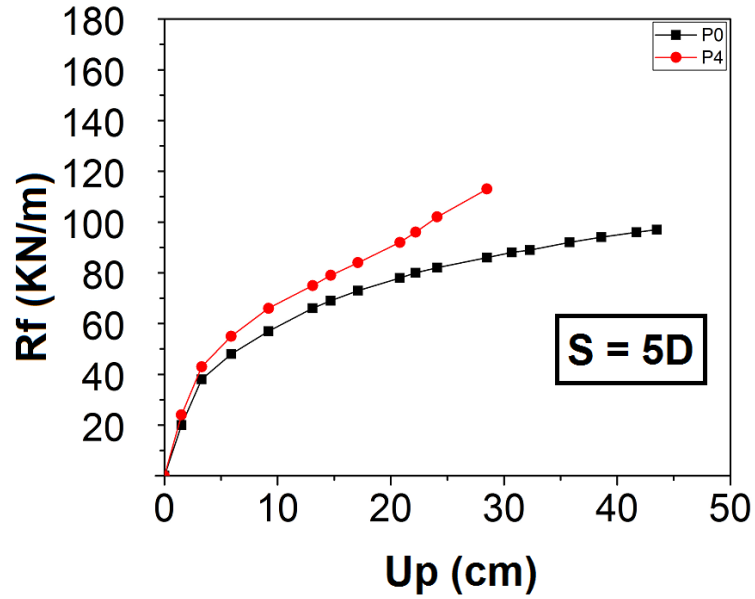


Figure 5-13. La force de résistance offerte par les pieux pour 1 m de largeur de talus ( $R_f / m$ ) par rapport au déplacement de la tête de pieu ( $U_p$ ) pour l'espacement entre les pieux :  $S = 5D$

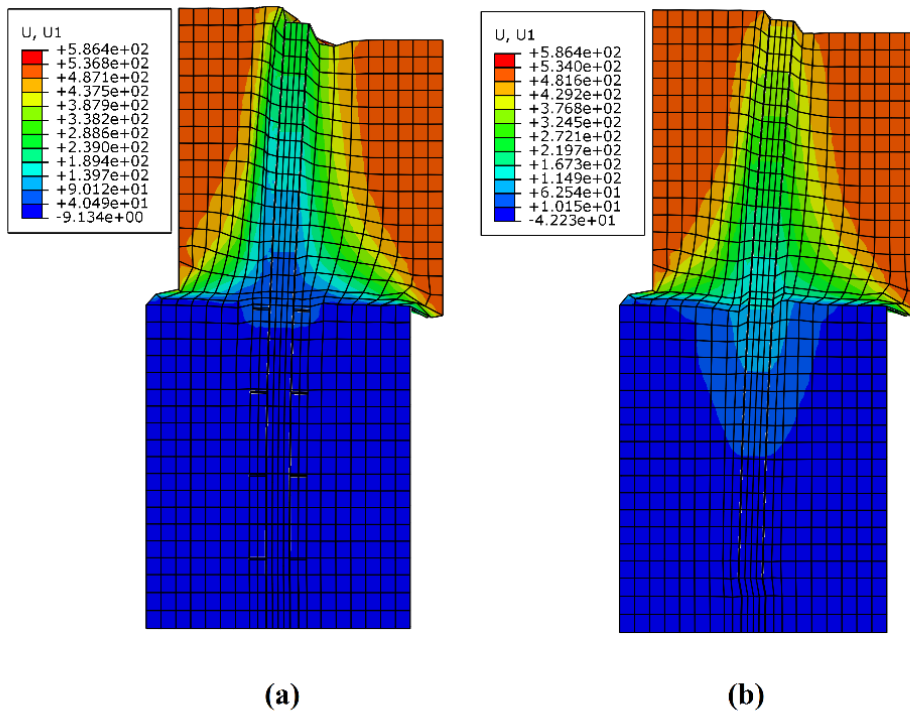


Figure 5-14. Contours de déplacement latéral pour espacement entre les pieux  $S = 5D$  ; (a) cas de type de pieux P4, (b) cas de type de pieux P0

Ces résultats montrent clairement que la force de résistance offerte à la fois par les pieux hélicoïdaux de grande capacité et les pieux en tube d'acier sans hélices augmente avec la diminution de l'espacement entre les pieux.

Ils montrent également que pour le même déplacement de masse de sol (50 cm), la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de grande capacité est 17% plus grande que la force de résistance offerte par les pieux en tube d'acier sans hélices pour l'espacement entre pieux égale à 3D, elle est de 30%. Pour un espacement entre pieux égale à 4D et 31% pour un espacement entre pieux égale à 5D.

En ce qui concerne le déplacement de la tête du pieu, le pieu hélicoïdal de grande capacité a tendance à se fléchir moins que le pieux en tube d'acier sans hélices. Pour une même quantité de mouvement du sol (50 cm), le déplacement de la tête de pieu P4 est inférieure de 18% au déplacement de la tête de pieu P0 pour l'espacement entre pieux égale à 3D, ce rapport augmente à 29% pour l'espacement entre pieux égale à 4D et à 34% pour un espacement entre pieux égale à 5D.

## 5-9. Conclusions

Dans cette étude, la méthodologie hybride a été adoptée pour étudier la performance des pieux hélicoïdaux de grande capacité soumis au mouvement du terrain dans un talus argileux instable. Les conclusions suivantes ont été tirées :

Pour un talus argileux instable et altéré, renforcé par des pieux hélicoïdaux de grande capacité, les hélices placées près de la surface de glissement se déplacent avec le pieu en raison du mouvement de la masse du sol. Le mouvement des hélices mobilise les réactions du sol au-dessous et au-dessus des hélices, créant un moment de résistance qui augmente la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de grande capacité.

La force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de grande capacité dans les talus argileux altérés augmente avec l'augmentation du déplacement du sol. Pour un même déplacement de sol (50 cm), la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de grande capacité à quatre hélices est supérieure de 17% à 31% à la force de résistance offerte par les pieux en tube d'acier sans hélices.

La présence des hélices ne conduit pas seulement à une augmentation de la force de résistance, mais également à une diminution de la flèche de la tête du pieu. Lors de cette recherche, il a été constaté qu'à un même déplacement de sol (50 cm), le déplacement de la tête de pieu hélicoïdal de haute capacité est réduit de 18% jusqu'à 34% par rapport à celui des pieux en tube d'acier sans hélices.



# Conclusions générales et perspectives

## 1. Conclusions générales

Cette recherche a plusieurs objectifs ; évaluer l'état de l'art concernant les méthodes de conception des pieux soumis au mouvement de terrain, analyser l'applicabilité de la méthode hybride pour la conception des pieux placés au pied des talus, ainsi que les pieux jointifs, et étudier le comportement des pieux hélicoïdaux dans un glissement de terrain pour la première fois. De ce qui précède, les conclusions suivantes ont été tirées :

La méthode hybride n'a été développée que pour analyser des pieux placés au milieu des talus instables et pour un espacement minimal entre pieux  $S = 2D$  (espacement égale à deux fois le diamètre de pieu). Pour cela, l'applicabilité de la méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux placés au pieds des talus et les pieux jointifs a été analysée.

Pour les pieux placés au pied des talus, le profil de déplacement à une distance de  $5D$  en amont de l'emplacement du pieu peut être considéré comme uniforme. Donc, le modèle simplifié d'analyse et de conception des pieux stabilisateurs placés au pied des talus est identique à celui des pieux situés au milieu des talus. Une erreur de 17% a été observée comparativement au modèle couplé.

Concernant les pieux jointifs, ils peuvent être très efficaces pour renforcer les talus déjà en échec près des zones urbanisées ou pour faire face à des constructions routières. Ils veillent à ce que les sols ne s'écoulent pas entre les pieux et donnent de petites déformations à la tête des pieux. Dans ce cas, le profil de déplacement du sol peut être considéré comme uniforme à une distance de  $5D$  en amont de l'emplacement des pieux. La méthode hybride peut être utilisée pour analyser les murs de pieux jointifs. Une erreur de 9,5% à 13,47% a été observée par rapport au modèle couplé.

Dans cette étude, la méthodologie hybride a été adoptée pour étudier la performance des pieux hélicoïdaux de grande capacité soumis au mouvement du terrain. Il est constaté que les hélices placées près de la surface de glissement se déplacent avec le pieu en raison du mouvement de la masse du sol. Le mouvement des hélices mobilise les réactions du sol au-dessous et au-dessus

des hélices, créant un moment de résistance qui augmente la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de haute capacité.

La force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de haute capacité dans les talus argileux altérés augmente avec l'augmentation du déplacement du sol. Pour un même déplacement de sol (50 cm), la force de résistance offerte par les pieux hélicoïdaux de grande capacité à quatre hélices est supérieure de 17% à 31% à la force de résistance offerte par les pieux en tube d'acier sans hélices.

La présence d'hélices ne conduit pas seulement à une augmentation de la force de résistance, mais également à une diminution de la flèche de la tête du pieu. Lors de cette recherche, il a été constaté que pour un même déplacement de sol (50 cm), le déplacement de la tête de pieu hélicoïdal de haute capacité est réduit de 18% jusqu'à 34% par rapport à celui des pieux en tube d'acier sans hélices.

## **2. Perspectives**

Après avoir analysé l'état de l'art concernant les méthodes de conception des pieux et l'applicabilité de la méthode hybride concernant l'analyse et la conception des pieux stabilisateurs placés au pied des talus et les pieux jointifs. La recherche présentée a montré que les pieux hélicoïdaux sont avantageux dans le domaine de renforcement des talus précaires, ces résultats trouvés sont les premiers, car il n'existe pas dans la littérature des travaux publiés sur ce sujet. Cela ouvre la porte vers le développement de modèles théoriques et expérimentaux autour de ce thème.

Sur le plan géométrique, beaucoup de paramètres restent à étudier comme l'effet du pitch des hélices, l'influence de l'orientation des hélices ...etc. le regain d'intérêt dans les pieux hélicoïdaux tirent sa source de leur simplicité d'installation, également, cet aspect peut faire l'objet d'innovation.

Finalement, la normalisation des méthodes de calcul et de conception des pieux hélicoïdaux offre un champ de travail pour tous les chercheurs dans le domaine de mécanique de sol, et également dans les domaines des structures et de la normalisation.

## Références bibliographiques

ABAQUS FEA [Computer software]. D. S. Simulia, Dassault Systemes.

Ashour, M., Ardalan, H., (2012). Analysis of pile stabilized slopes based on soil–pile interaction. *Computers and Geotechnics*, **39**: P 85-97.

Ashour, M., Norris, G., and Pilling P., (1998). Lateral Loading of a Pile in Layered Soil Using the Strain Wedge Model. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **124(4)**: P 303-315.

Bishop AW., (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, **5(1)**: P 7–17.

Bowles, J. E., (1996). Foundation analysis and design. 5<sup>th</sup> ed. The McGraw-Hill Companies, Inc.

Broms, B.B., (1964a). Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, **90**: P 123–156.

(1964b). Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, **90**: P 27–63.

Cai, F. and Ugai, K., (2000). Numerical Analysis of the Stability of a Slope Reinforced With Piles. *Soils and Foundations*, **40 (1)**: P 73-84.

CFEM., (2006). Canadian Foundation Engineering Manual. 4th Edition. Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundations, BiTech Publishers Ltd., Richmond, BC.

Chow, Y. K., (1996). Analysis of Piles Used for Slope Stabilization. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **20(9)**: P 635-646.

Das, B.M., (1990). Earth anchors. Elsevier, Amsterdam.

Das, B.M., and Seeley G. R., (1975). Breakout resistance of horizontal anchors. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **101(9)**: P 999–1003.

De Beer, E. E., Wallays., (1972). Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the pile. *International Proceedings of the 5th Euro Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid*: P 154-176.

Elkasabgy, M., El Naggar, M. H., (2015). Axial compressive response of large-capacity helical and driven steel piles in cohesive soil. *Can. Geotech, J*, **52**: P 224-243.

Fukuoka, M., (1977). The effects of horizontal loads on piles due to landslides. *Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*: P 27–42.

- Hassiotis, S. Chameau, J. L. and Gunaratne, M., (1997). Design Method for Stabilization of Slopes With Piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **123** (4): P 314-323.
- Ho, I.-H., (2014). Numerical study of slope-stabilizing piles in undrained clayey slopes with a weak thin Layer. *Int. J. Geomech*, **06014025**: P 1-12.
- Hsai-Yang Fang., (1990). Foundation engineering handbook. 2<sup>nd</sup> ed. Springer Science+Business Media New York.
- Ito, T., Matsui, T., (1975). Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. *Soils Found*, **15**(4): P 43-59.
- Janbu N., (1954). Application of composite slip surface for stability analysis. *Proceedings, European Conference on Stability of Earth Slopes, Sweden*, **3**: P 43–49.
- Jeong, S., Kim, B., Won, J., and Lee, J., (2003). Uncoupled analysis of stabilizing piles in weathered slopes. *Computers and Geotechnics*, **30**(8): P 671–682.
- Keawsawasvong, S. and Ukritchon, B., (2017). Undrained limiting pressure behind soil gaps in contiguous pile walls, *Comput. Geotech*, **83**: P 152-158.
- Kezdi, A., (1972). Stability of Rigid Structures, *Proc.5th European Conf. on SMFE* , **2**: P 105-130.
- Kim, J. Salgado, R. and Lee, J., (2002). Stability Analysis of Complex Soil Slopes Using Limit Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128** (7): P 546 - 557.
- Kourkoulis, R., Gelagoti, F., Anastasopoulos, I., and Gazetas, G., (2012). Hybrid method for analysis and design of slope stabilizing piles. *J. Geotech. Geoenviron. Eng*, **138**(1): P 1-14.
- Kurian, N. P. and Shah, S. J., (2009). Studies on the behaviour of screw piles by the finite element method. *Canadian Geotechnical Journal*, **46**: P 627– 638.
- Liang, R. Y. and Yamin, M. M., (2009). Three-Dimensional Finite Element Study of Arching Behavior in Slope/Drilled Shafts System. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **34**(11): P 1157-1168.
- Liang, R.Y., Joorabchi, A.E., Li, L., (2014). Analysis and design method for slope stabilization using a row of drilled shafts. *J. Geotech. Geoenviron. Eng*, **140**: P 1-12.
- M. J. Tomlinson., (2001). Foundation design and construction, with contributions by R Boorman —7th ed. Pearson Educational Limited.
- Mehdi Dib, Salim Kouloughli, Mabrouk Hecini., (2019). “Numerical analysis of high capacity helical piles subjected to ground movement in weathered unstable clayey slope”. *Computers and Geotechnics*. **110**. P 319-325.

- Merifield R.S., Lyamin A.V., Sloan S.W., (2006). Three-dimensional lower bound solutions for the stability of plate anchors in sand. *Géotechnique*, **56(2)**: P 123-132.
- Mitsch, M.P., and Clemence, S.P., (1985). The Uplift capacity of helix anchors in sand. Uplift behavior of anchor foundations in soil. In *Proceedings of ASCE, New York, N.Y.*, P: 26-47
- Mujah, D. Ahmad, F. Hazarika, H. and Watanabe, N., (2013). Numerical Analysis of the Multirow Arrangement of Small Diameter Steel Piles for Landslide Prevention. *International Journal of Current Engineering and Technology*, **3(1)**: P 1-20.
- Nethero, M. F., (1982). "Slide control by drilled pier walls. Application of walls to landslide control problems", *Proc., ASCE National Convention*, R. B. Reeves, ed., *ASCE*, New York: P 19–29.
- Norris G., (1986). Theoretically Based BEF Laterally Loaded Pile Analysis. *Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*. Nantes, France: P 361-386.
- Oakland, M. W., and Chameau, J. L. A., (1984). Finite-element analysis of drilled piers used for slope stabilization. Laterally loaded deep foundations, ASTM, West Conshohoken: P 182–193.
- Perko, H. A., (2009). *Helical Piles: A Practical Guide to Design and Installation*. John Wiley & Sons. New York, N.Y.
- Popescu, M. E., (1991). Landslide Control by Means of a Row of Piles. *Proceedings of the International Conference on Slope Stability*, Thomas Telford, London: P 389-394.
- Poulos, H. G., (1973). Analysis of piles in soil undergoing lateral movement. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, **99(5)**: P 391-406.
- Poulos, H.G., (1995). Design of reinforcing piles to increase slope stability. *Can. Geotech. J.*, **32(5)**: 808- 818.
- Poulos, H. G., (1999). Design of Slope Stabilizing Piles. *Slope Stability Engineering*, N. Yagi, T. Yamagami, and J. C. Jiang, eds., Balkema, Rotterdam, Netherlands: P 397-405.
- Poulos, H. G., (2013). Pile design for ground movements. *Proceedings of piles* : P A2-1-A2-18
- Poulos, H. G., Chen, L. T., (1997). Pile response due to excavation-induced lateral soil movement. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **123(2)**: P 94-99.
- Prasad, Y.V.S.N., and S.N. Rao., (1996). Lateral capacity of helical piles in clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, **122 (11)**: 938–941.
- Reese, L. C., Van Impe, W. F., (2001). *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*, A. A.Balkema, Rotterdam, Netherlands.

- Reese, L. C. Wang, S. T. and Fouse, J. L., (1992). Use of Drilled Shafts in Stabilizing a Slope. *In Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*, Seed, R.B and Boulanger, R.W. Eds. ASCE, **2**: P 1318-1332.
- Rowe, R. K. and Poulos, H. G., (1979). A Method for Predicting the Effect of Piles on Slope Behaviour. *Proceedings of the 3rd ICONMIG*, Aachen, **3**: P 1073-1085.
- Sakai, T. and Tanaka, T., (1998). Scale effects of a shallow circular anchor in dense sand. *Soils Foundations*, **38(2)**: P 93- 99
- Sakr, M., (2009). Axial and lateral behaviour of helical piles in oil sand. *Canadian Geotechnical Journal*, **46(9)**: P 1046-1061.
- Sakr.M., (2012). Installation and performance characteristics of high capacity helical piles in cohesive soils. *DFI Journal - The Journal of the Deep Foundations Institute*, **6(1)**: P 41-57.
- Sakr, M., Mitchells, R., and Kenzie, J., (2009). Pile load testing of helical piles and driven steel piles in Anchorage, Alaska. Submitted to DFI 34th Annual Conference On Deep Foundations, October 21 – 23, 2009, KansasCity, Missouri, USA.
- Sakr, M., (2011). Installation and Performance Characteristics of High Capacity Helical Piles in Cohesionless Soils, *DFI JOURNAL*, **5(1)**: P 39-57.
- Sommer, H., (1977). Creeping slope in a stiff clay, *Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands: P 113–118.
- Tagaya, K., Tanaka, A. and Aboshi, H., (1983). Application of finite element method to pullout resistance of buried anchor. *Soils Foundations*, **23(3)**: P 91-104.
- Tagaya, K., Scott, R.F. and Aboshi, H., (1988). Pullout resistance of buried anchors in sand. *Soils Foundations*, **28(3)**: P 14-130.
- Vesic, A.S., (1971). Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **97(SM 9)**: P 1183–1205.
- Viggiani, C., (1981). Ultimate Lateral Load on Piles Used to Stabilize Landslides. *Proceedings of Xth ICSMFE*, Stockholm, Sweden, **3**: P 555-560.
- Wang, M. C., Wu, A. H., Scheessele, D. J., (1979). Stress and deformation in single piles due to lateral movement of surrounding soils. *Behavior of deep foundations: ASTM special technical publication, 670, Raymond Lunggren, ed., ASTM, West Conshohocken*, 578–591.
- Zhang, D.J.W., (1999). Predicting capacity of helical screw piles in Alberta soils. MSc. Thesis, The University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- Zeng, S. and Liang, R. Y., (2002). Stability Analysis of Drilled Shafts Reinforced Slope. *Soils and Foundations*, **42 (2)**: P 93-102.

# **Annexe :**

# **Modèle d'un calcul incrémental**

## 1. Introduction

Le logiciel Abaqus est un logiciel basé sur les éléments finis. Il s'agit du même code de calcul utilisé pour développer la méthode hybride pour l'analyse et la conception des pieux stabilisant des talus précaires par Kourkoulis *et al.* (2012). Afin de mieux comprendre les calculs faits par Abaqus, cette annexe représente un modèle de calcul en expliquant des détails de calcul incrémental.

## 2. Modèle de calcul



```

STEP      N      INCREMENT      1      STEP TIME      0.00

AUTOMATIC TIME CONTROL WITH -
  A SUGGESTED INITIAL TIME INCREMENT OF          1.000E-02
  AND A TOTAL TIME PERIOD OF                    1.00
  THE MINIMUM TIME INCREMENT ALLOWED IS        1.000E-09
  THE MAXIMUM TIME INCREMENT ALLOWED IS        1.00

LINEAR EQUATION SOLVER TYPE          DIRECT SPARSE

CONVERGENCE TOLERANCE PARAMETERS FOR FORCE
CRITERION FOR RESIDUAL FORCE          FOR A NONLINEAR PROBLEM          5.000E-03
CRITERION FOR DISP. CORRECTION IN A NONLINEAR PROBLEM          1.000E-02
INIT. VALUE OF TIME AVG. FORCE        IS TIME AVG. FORCE        IN PREVIOUS STEP
AVERAGE FORCE        IS TIME AVERAGE FORCE
ALTERNATE CRIT. FOR RESIDUAL FORCE    FOR A NONLINEAR PROBLEM          2.000E-02
CRITERION FOR ZERO FORCE              RELATIVE TO TIME AVRG. FORCE          1.000E-05
CRITERION FOR RESIDUAL FORCE          WHEN THERE IS ZERO FLUX          1.000E-05
CRITERION FOR DISP. CORRECTION WHEN THERE IS ZERO FLUX          1.000E-03
CRITERION FOR RESIDUAL FORCE          FOR A LINEAR INCREMENT          1.000E-08
FIELD CONVERSION RATIO                1.00
CRITERION FOR ZERO FORCE              REL. TO TIME AVRG. MAX. FORCE          1.000E-05
CRITERION FOR ZERO DISP.             RELATIVE TO CHARACTERISTIC LENGTH          1.000E-08

VOLUMETRIC STRAIN COMPATIBILITY TOLERANCE FOR HYBRID SOLIDS          1.000E-05
AXIAL STRAIN COMPATIBILITY TOLERANCE FOR HYBRID BEAMS                1.000E-05
TRANS. SHEAR STRAIN COMPATIBILITY TOLERANCE FOR HYBRID BEAMS          1.000E-05
SOFT CONTACT CONSTRAINT COMPATIBILITY TOLERANCE FOR P>P0            5.000E-03
SOFT CONTACT CONSTRAINT COMPATIBILITY TOLERANCE FOR P=0.0            0.100
CONTACT FORCE ERROR TOLERANCE FOR CONVERT SDI=YES                    1.00
DISPLACEMENT COMPATIBILITY TOLERANCE FOR DCOUP ELEMENTS              1.000E-05

ROTATION COMPATIBILITY TOLERANCE FOR DCOUP ELEMENTS                  1.000E-05

EQUILIBRIUM WILL BE CHECKED FOR SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS

TIME INCREMENTATION CONTROL PARAMETERS:
FIRST EQUILIBRIUM ITERATION FOR CONSECUTIVE DIVERGENCE CHECK          4
EQUILIBRIUM ITERATION AT WHICH LOG. CONVERGENCE RATE CHECK BEGINS      8
EQUILIBRIUM ITERATION AFTER WHICH ALTERNATE RESIDUAL IS USED          9
MAXIMUM EQUILIBRIUM ITERATIONS ALLOWED                                  16
EQUILIBRIUM ITERATION COUNT FOR CUT-BACK IN NEXT INCREMENT            10
MAXIMUM EQUILIB. ITERS IN TWO INCREMENTS FOR TIME INCREMENT INCREASE  4
MAXIMUM ITERATIONS FOR SEVERE DISCONTINUITIES                          50
MAXIMUM CUT-BACKS ALLOWED IN AN INCREMENT                              5
MAXIMUM DISCON. ITERS IN TWO INCREMENTS FOR TIME INCREMENT INCREASE  50
MAXIMUM CONTACT AUGMENTATIONS FOR *SURFACE BEHAVIOR,AUGMENTED LAGRANGE 50
CUT-BACK FACTOR AFTER DIVERGENCE                                        0.2500

```

CUT-BACK FACTOR FOR TOO SLOW CONVERGENCE	0.5000
CUT-BACK FACTOR AFTER TOO MANY EQUILIBRIUM ITERATIONS	0.7500
CUT-BACK FACTOR AFTER TOO MANY SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS	0.2500
CUT-BACK FACTOR AFTER PROBLEMS IN ELEMENT ASSEMBLY	0.2500
INCREASE FACTOR AFTER TWO INCREMENTS THAT CONVERGE QUICKLY	1.500
MAX. TIME INCREMENT INCREASE FACTOR ALLOWED	1.500
MAX. TIME INCREMENT INCREASE FACTOR ALLOWED (DYNAMICS)	1.250
MAX. TIME INCREMENT INCREASE FACTOR ALLOWED (DIFFUSION)	2.000
MINIMUM TIME INCREMENT RATIO FOR EXTRAPOLATION TO OCCUR	0.1000
MAX. RATIO OF TIME INCREMENT TO STABILITY LIMIT	1.000
FRACTION OF STABILITY LIMIT FOR NEW TIME INCREMENT	0.9500
TIME INCREMENT INCREASE FACTOR BEFORE A TIME POINT	1.000
GLOBAL STABILIZATION CONTROL IS NOT USED	

PRINT OF INCREMENT NUMBER, TIME, ETC., EVERY 1 INCREMENTS

THE MAXIMUM NUMBER OF INCREMENTS IN THIS STEP IS \*\*\*\*\*

LARGE DISPLACEMENT THEORY WILL BE USED

LINEAR EXTRAPOLATION WILL BE USED

CHARACTERISTIC ELEMENT LENGTH 1.15

DETAILS REGARDING ACTUAL SOLUTION WAVEFRONT REQUESTED

DETAILED OUTPUT OF DIAGNOSTICS TO DATABASE REQUESTED

PRINT OF INCREMENT NUMBER, TIME, ETC., TO THE MESSAGE FILE EVERY 1 INCREMENTS

COLLECTING STEP CONSTRAINT INFORMATION FOR OVERCONSTRAINT CHECKS

INCREMENT 1 STARTS. ATTEMPT NUMBER 1, TIME INCREMENT 1.000E-02

```

NUMBER OF EQUATIONS =      3003      NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =
1.54E+08

CHECK POINT   START OF SOLVER

CHECK POINT   END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC)      =  0.10000
ELAPSED SYSTEM TIME (SEC)     =  0.00000
ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC)  =  0.10000
ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC)  =           0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION      1

AVERAGE FORCE                15.6      TIME AVG. FORCE          15.6
LARGEST RESIDUAL FORCE        -2.128E-03  AT NODE          379  DOF  3
  INSTANCE: SOIL-1

LARGEST INCREMENT OF DISP.    2.849E-06  AT NODE          2  DOF  1
  INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.    2.849E-06  AT NODE          2  DOF  1
  INSTANCE: SOIL-1

ESTIMATE OF DISP.   CORRECTION  2.277E-08
FORCE   EQUILIB. ACCEPTED BASED ON SMALL RESIDUAL AND ESTIMATED CORRECTION

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT:   1 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH
  0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND  1 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED  1.000E-02,  FRACTION OF STEP COMPLETED  1.000E-02
STEP TIME COMPLETED       1.000E-02,  TOTAL TIME COMPLETED       1.01

INCREMENT   2 STARTS. ATTEMPT NUMBER  1, TIME INCREMENT  1.000E-02

NUMBER OF EQUATIONS =      3003      NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =
1.54E+08

CHECK POINT   START OF SOLVER

CHECK POINT   END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC)      =  0.00000
ELAPSED SYSTEM TIME (SEC)     =  0.00000
ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC)  =  0.00000
ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC)  =           0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION      1

```

```

AVERAGE FORCE                15.6      TIME AVG. FORCE                15.6
LARGEST RESIDUAL FORCE       -1.747E-04  AT NODE                389  DOF  3
  INSTANCE: SOIL-1

LARGEST INCREMENT OF DISP.   3.106E-06  AT NODE                2  DOF  1
  INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.  1.162E-06  AT NODE                159  DOF  1
  INSTANCE: SOIL-1

ESTIMATE OF DISP. CORRECTION -2.214E-08
FORCE EQUILIB. ACCEPTED BASED ON SMALL RESIDUAL AND ESTIMATED CORRECTION
TIME INCREMENT MAY NOW INCREASE TO 1.500E-02

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT:  1 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH
  0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND 1 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED 1.000E-02, FRACTION OF STEP COMPLETED 2.000E-02
STEP TIME COMPLETED 2.000E-02, TOTAL TIME COMPLETED 1.02

INCREMENT 3 STARTS. ATTEMPT NUMBER 1, TIME INCREMENT 1.500E-02

NUMBER OF EQUATIONS = 3003 NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =
1.54E+08

CHECK POINT START OF SOLVER

CHECK POINT END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.0000
ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000
ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.0000
ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 1

AVERAGE FORCE                15.6      TIME AVG. FORCE                15.6
LARGEST RESIDUAL FORCE       -3.502E-03  AT NODE                407  DOF  3
  INSTANCE: SOIL-1

LARGEST INCREMENT OF DISP.   6.656E-06  AT NODE                159  DOF  1
  INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.  4.546E-06  AT NODE                9  DOF  1
  INSTANCE: SOIL-1

DISP. CORRECTION TOO LARGE COMPARED TO DISP. INCREMENT

NUMBER OF EQUATIONS = 3003 NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =
1.54E+08

```

CHECK POINT START OF SOLVER

CHECK POINT END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 2

AVERAGE FORCE	15.6	TIME AVG. FORCE	15.6
LARGEST RESIDUAL FORCE	7.464E-06	AT NODE	119 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST INCREMENT OF DISP.	6.649E-06	AT NODE	159 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST CORRECTION TO DISP.	6.111E-08	AT NODE	118 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			

THE FORCE EQUILIBRIUM EQUATIONS HAVE CONVERGED  
 TIME INCREMENT MAY NOW INCREASE TO 2.250E-02

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT: 2 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH  
 0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND 2 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED 1.500E-02, FRACTION OF STEP COMPLETED 3.500E-02  
 STEP TIME COMPLETED 3.500E-02, TOTAL TIME COMPLETED 1.03

INCREMENT 4 STARTS. ATTEMPT NUMBER 1, TIME INCREMENT 2.250E-02

NUMBER OF EQUATIONS = 3003 NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =  
 1.54E+08

CHECK POINT START OF SOLVER

CHECK POINT END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.10000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.10000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 1

AVERAGE FORCE	15.6	TIME AVG. FORCE	15.6
LARGEST RESIDUAL FORCE	1.408E-03	AT NODE	397 DOF 3



INSTANCE: SOIL-1

LARGEST INCREMENT OF DISP.            2.669E-05    AT NODE            9    DOF   1  
 INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.           1.682E-05    AT NODE            9    DOF   1  
 INSTANCE: SOIL-1

          DISP.        CORRECTION TOO LARGE COMPARED TO DISP.        INCREMENT

NUMBER OF EQUATIONS =    3003        NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =  
 1.54E+08

CHECK POINT    START OF SOLVER

CHECK POINT    END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC)        =   0.10000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC)      =   0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) =   0.10000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) =            0

                          CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION        2

AVERAGE FORCE                            15.6        TIME AVG. FORCE            15.6  
 LARGEST RESIDUAL FORCE                8.440E-06    AT NODE            415    DOF   3  
 INSTANCE: SOIL-1

LARGEST INCREMENT OF DISP.           2.669E-05    AT NODE            9    DOF   1  
 INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.           -2.023E-08    AT NODE            12    DOF   3  
 INSTANCE: SOIL-1

                          THE FORCE        EQUILIBRIUM EQUATIONS HAVE CONVERGED  
 TIME INCREMENT MAY NOW INCREASE TO    3.375E-02

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT:    2 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH  
 0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND 2 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED 2.250E-02, FRACTION OF STEP COMPLETED 5.750E-02  
 STEP TIME COMPLETED        5.750E-02, TOTAL TIME COMPLETED        1.06

INCREMENT        5 STARTS. ATTEMPT NUMBER 1, TIME INCREMENT 3.375E-02

NUMBER OF EQUATIONS =    3003        NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =  
 1.54E+08

CHECK POINT    START OF SOLVER

CHECK POINT END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 1

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 1

AVERAGE FORCE	15.6	TIME AVG. FORCE	15.6
LARGEST RESIDUAL FORCE	6.944E-03	AT NODE	476 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST INCREMENT OF DISP.	9.710E-05	AT NODE	9 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST CORRECTION TO DISP.	5.707E-05	AT NODE	9 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			

DISP. CORRECTION TOO LARGE COMPARED TO DISP. INCREMENT

NUMBER OF EQUATIONS = 3003 NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS = 1.54E+08

CHECK POINT START OF SOLVER

CHECK POINT END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 2

AVERAGE FORCE	15.6	TIME AVG. FORCE	15.6
LARGEST RESIDUAL FORCE	4.369E-05	AT NODE	470 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST INCREMENT OF DISP.	9.710E-05	AT NODE	9 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST CORRECTION TO DISP.	1.358E-07	AT NODE	114 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			

THE FORCE EQUILIBRIUM EQUATIONS HAVE CONVERGED  
 TIME INCREMENT MAY NOW INCREASE TO 5.063E-02

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT: 2 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH  
 0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND 2 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED 3.375E-02, FRACTION OF STEP COMPLETED 9.125E-02  
 STEP TIME COMPLETED 9.125E-02, TOTAL TIME COMPLETED 1.09

INCREMENT 6 STARTS. ATTEMPT NUMBER 1, TIME INCREMENT 5.063E-02

NUMBER OF EQUATIONS = 3003 NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =  
 1.54E+08

CHECK POINT START OF SOLVER

CHECK POINT END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.10000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.10000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 1

AVERAGE FORCE	15.6	TIME AVG. FORCE	15.6
LARGEST RESIDUAL FORCE	0.135	AT NODE	486 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST INCREMENT OF DISP.	3.246E-04	AT NODE	9 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST CORRECTION TO DISP.	1.789E-04	AT NODE	9 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			

FORCE EQUILIBRIUM NOT ACHIEVED WITHIN TOLERANCE.

NUMBER OF EQUATIONS = 3003 NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =  
 1.54E+08

CHECK POINT START OF SOLVER

CHECK POINT END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.10000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.10000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 2

AVERAGE FORCE	15.6	TIME AVG. FORCE	15.6
LARGEST RESIDUAL FORCE	-1.245E-03	AT NODE	397 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			



```

LARGEST INCREMENT OF DISP.      3.246E-04  AT NODE      9  DOF  1
  INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.     1.970E-06  AT NODE     128  DOF  3
  INSTANCE: SOIL-1

      THE FORCE      EQUILIBRIUM EQUATIONS HAVE CONVERGED
      TIME INCREMENT MAY NOW INCREASE TO      7.594E-02

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT:  2 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH
  0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND  2 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED  5.063E-02,  FRACTION OF STEP COMPLETED  0.142
STEP TIME COMPLETED      0.142      ,  TOTAL TIME COMPLETED      1.14

INCREMENT      7 STARTS. ATTEMPT NUMBER  1, TIME INCREMENT  7.594E-02

NUMBER OF EQUATIONS =      3003      NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =
1.54E+08

CHECK POINT  START OF SOLVER

CHECK POINT  END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC)      =  0.0000
ELAPSED SYSTEM TIME (SEC)    =  0.0000
ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) =  0.0000
ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) =          0

      CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION      1

AVERAGE FORCE      15.8      TIME AVG. FORCE      15.6
LARGEST RESIDUAL FORCE  -0.845  AT NODE      389  DOF  1
  INSTANCE: SOIL-1

LARGEST INCREMENT OF DISP.     9.938E-04  AT NODE      9  DOF  1
  INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.     5.069E-04  AT NODE      9  DOF  1
  INSTANCE: SOIL-1

      FORCE      EQUILIBRIUM NOT ACHIEVED WITHIN TOLERANCE.

NUMBER OF EQUATIONS =      3003      NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =
1.54E+08

CHECK POINT  START OF SOLVER

CHECK POINT  END OF SOLVER

```

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 2

AVERAGE FORCE 15.8 TIME AVG. FORCE 15.6  
 LARGEST RESIDUAL FORCE 2.872E-02 AT NODE 451 DOF 3  
 INSTANCE: SOIL-1  
 LARGEST INCREMENT OF DISP. 9.938E-04 AT NODE 9 DOF 1  
 INSTANCE: SOIL-1  
 LARGEST CORRECTION TO DISP. 2.625E-05 AT NODE 469 DOF 1  
 INSTANCE: SOIL-1  
 ESTIMATE OF DISP. CORRECTION -8.922E-07  
 FORCE EQUILIB. ACCEPTED BASED ON SMALL RESIDUAL AND ESTIMATED CORRECTION  
 TIME INCREMENT MAY NOW INCREASE TO 0.114

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT: 2 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH  
 0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND 2 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED 7.594E-02, FRACTION OF STEP COMPLETED 0.218  
 STEP TIME COMPLETED 0.218, TOTAL TIME COMPLETED 1.22

INCREMENT 8 STARTS. ATTEMPT NUMBER 1, TIME INCREMENT 0.114

NUMBER OF EQUATIONS = 3003 NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =  
 1.54E+08

CHECK POINT START OF SOLVER

CHECK POINT END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 1

AVERAGE FORCE 16.8 TIME AVG. FORCE 15.8  
 LARGEST RESIDUAL FORCE 1.71 AT NODE 458 DOF 1  
 INSTANCE: SOIL-1  
 LARGEST INCREMENT OF DISP. 2.700E-03 AT NODE 9 DOF 1

INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.            1.209E-03    AT NODE            9    DOF 1  
 INSTANCE: SOIL-1

FORCE            EQUILIBRIUM NOT ACHIEVED WITHIN TOLERANCE.

NUMBER OF EQUATIONS =    3003            NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =  
 1.54E+08

CHECK POINT    START OF SOLVER

CHECK POINT    END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC)            =    0.0000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC)        =    0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC)     =    0.0000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC)     =            0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION    2

AVERAGE FORCE                            16.8            TIME AVG. FORCE            15.8  
 LARGEST RESIDUAL FORCE                5.032E-02    AT NODE            475    DOF 3  
 INSTANCE: SOIL-1

LARGEST INCREMENT OF DISP.            2.700E-03    AT NODE            9    DOF 1  
 INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.            7.877E-05    AT NODE            467    DOF 1  
 INSTANCE: SOIL-1

ESTIMATE OF DISP.    CORRECTION    2.312E-06  
 FORCE            EQUILIB. ACCEPTED BASED ON SMALL RESIDUAL AND ESTIMATED CORRECTION  
 TIME INCREMENT MAY NOW INCREASE TO    0.171

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT:    2 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH  
 0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND 2 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED 0.114    ,    FRACTION OF STEP COMPLETED 0.332  
 STEP TIME COMPLETED            0.332    ,    TOTAL TIME COMPLETED            1.33

INCREMENT    9 STARTS. ATTEMPT NUMBER 1, TIME INCREMENT 0.171

NUMBER OF EQUATIONS =    3003            NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =  
 1.54E+08

CHECK POINT    START OF SOLVER

CHECK POINT    END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.10000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.10000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 1

AVERAGE FORCE	19.8	TIME AVG. FORCE	16.2
LARGEST RESIDUAL FORCE	-0.963	AT NODE	393 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST INCREMENT OF DISP.	5.947E-03	AT NODE	9 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST CORRECTION TO DISP.	2.032E-03	AT NODE	459 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			

FORCE EQUILIBRIUM NOT ACHIEVED WITHIN TOLERANCE.

NUMBER OF EQUATIONS = 3003 NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS = 1.54E+08

CHECK POINT START OF SOLVER

CHECK POINT END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.10000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.10000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 2

AVERAGE FORCE	19.8	TIME AVG. FORCE	16.2
LARGEST RESIDUAL FORCE	1.456E-02	AT NODE	473 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST INCREMENT OF DISP.	5.947E-03	AT NODE	9 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST CORRECTION TO DISP.	4.157E-05	AT NODE	110 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			

THE FORCE EQUILIBRIUM EQUATIONS HAVE CONVERGED  
 TIME INCREMENT MAY NOW INCREASE TO 0.256

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT: 2 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH  
 0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND 2 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED 0.171 , FRACTION OF STEP COMPLETED 0.503

```

STEP TIME COMPLETED      0.503      , TOTAL TIME COMPLETED      1.50

INCREMENT      10 STARTS. ATTEMPT NUMBER      1, TIME INCREMENT      0.256

NUMBER OF EQUATIONS =      3003      NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =
1.54E+08

CHECK POINT      START OF SOLVER

CHECK POINT      END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC)      =      0.0000
ELAPSED SYSTEM TIME (SEC)      =      0.0000
ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) =      0.0000
ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) =      0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION      1

AVERAGE FORCE      24.1      TIME AVG. FORCE      17.0
LARGEST RESIDUAL FORCE      -5.79      AT NODE      477      DOF      1
INSTANCE: SOIL-1

LARGEST INCREMENT OF DISP.      8.016E-03      AT NODE      9      DOF      1
INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.      -1.152E-03      AT NODE      539      DOF      1
INSTANCE: SOIL-1

FORCE      EQUILIBRIUM NOT ACHIEVED WITHIN TOLERANCE.

NUMBER OF EQUATIONS =      3003      NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =
1.54E+08

CHECK POINT      START OF SOLVER

CHECK POINT      END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC)      =      0.0000
ELAPSED SYSTEM TIME (SEC)      =      0.0000
ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) =      0.0000
ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) =      0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION      2

AVERAGE FORCE      24.1      TIME AVG. FORCE      17.0
LARGEST RESIDUAL FORCE      6.859E-02      AT NODE      927      DOF      2
INSTANCE: SOIL-1

LARGEST INCREMENT OF DISP.      8.016E-03      AT NODE      9      DOF      1

```

INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.        -2.412E-04    AT NODE        458    DOF   1  
 INSTANCE: SOIL-1

ESTIMATE OF DISP.    CORRECTION    2.857E-06  
 FORCE        EQUILIB. ACCEPTED BASED ON SMALL RESIDUAL AND ESTIMATED CORRECTION

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT:    2 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH  
 0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND 2 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED 0.256        ,    FRACTION OF STEP COMPLETED 0.759  
 STEP TIME COMPLETED        0.759        ,    TOTAL TIME COMPLETED        1.76

INCREMENT    11 STARTS. ATTEMPT NUMBER 1, TIME INCREMENT 0.241

NUMBER OF EQUATIONS =        3003        NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =  
 1.54E+08

CHECK POINT    START OF SOLVER

CHECK POINT    END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC)        =    0.0000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC)       =    0.10000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) =    0.10000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) =        0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION    1

AVERAGE FORCE                            25.3        TIME AVG. FORCE        17.8  
 LARGEST RESIDUAL FORCE                63.1        AT NODE        412    DOF   1  
 INSTANCE: SOIL-1

LARGEST INCREMENT OF DISP.            2.494E-03    AT NODE        459    DOF   1  
 INSTANCE: SOIL-1

LARGEST CORRECTION TO DISP.        -5.911E-03    AT NODE        974    DOF   1  
 INSTANCE: SOIL-1

FORCE        EQUILIBRIUM NOT ACHIEVED WITHIN TOLERANCE.

NUMBER OF EQUATIONS =        3003        NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS =  
 1.54E+08

CHECK POINT    START OF SOLVER

CHECK POINT    END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC)        =    0.0000



ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 2

AVERAGE FORCE	25.1	TIME AVG. FORCE	17.7
LARGEST RESIDUAL FORCE	18.6	AT NODE	791 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST INCREMENT OF DISP.	1.888E-03	AT NODE	9 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST CORRECTION TO DISP.	1.000E-03	AT NODE	136 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			

FORCE EQUILIBRIUM NOT ACHIEVED WITHIN TOLERANCE.

NUMBER OF EQUATIONS = 3003 NUMBER OF FLOATING PT. OPERATIONS = 1.54E+08

CHECK POINT START OF SOLVER

CHECK POINT END OF SOLVER

ELAPSED USER TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED SYSTEM TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED TOTAL CPU TIME (SEC) = 0.0000  
 ELAPSED WALLCLOCK TIME (SEC) = 0

CONVERGENCE CHECKS FOR EQUILIBRIUM ITERATION 3

AVERAGE FORCE	25.0	TIME AVG. FORCE	17.7
LARGEST RESIDUAL FORCE	4.374E-02	AT NODE	990 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST INCREMENT OF DISP.	1.888E-03	AT NODE	9 DOF 1
INSTANCE: SOIL-1			
LARGEST CORRECTION TO DISP.	1.074E-04	AT NODE	587 DOF 3
INSTANCE: SOIL-1			
ESTIMATE OF DISP. CORRECTION	2.531E-07		
FORCE EQUILIB. ACCEPTED BASED ON SMALL RESIDUAL AND ESTIMATED CORRECTION			

ITERATION SUMMARY FOR THE INCREMENT: 3 TOTAL ITERATIONS, OF WHICH 0 ARE SEVERE DISCONTINUITY ITERATIONS AND 3 ARE EQUILIBRIUM ITERATIONS.

TIME INCREMENT COMPLETED 0.241 , FRACTION OF STEP COMPLETED 1.00  
 STEP TIME COMPLETED 1.00 , TOTAL TIME COMPLETED 2.00