République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE DR. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté Des Sciences et de La Technologie

Département De Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme Master 2

Option : Géotechnique

THEME

Analyse numérique par l'approche de winkler d'un pieu isolé sous sollicitations combinées

Proposé et dirigé par :

Dr. Bouzid Amar Djillali.

Etudié par :

- Melle. Zaoui Djamila.
- Melle. Zitoun Manar.

Promotion: 2013/2014

Remerciement

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu clément et

Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à

Bien ce modeste travail.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur

Dr. bouzid amar pour nous avoir guidé pour la

Réalisation de cette étude et le soutien scientifique et moral qu'il

Nous a apporté.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de

Présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous sommes reconnaissantes à l'ensemble des enseignants qui

Ont contribués à notre formation avec beaucoup de dévouement et

De compétence en n'oubliant jamais les personnes qui ont participés

De prés ou de loin à ce modeste travail.

Les remerciements seraient incomplets sans ceux, les plus sincères,

Djamila et manar

Résumé :

Les méthodes de calcule à la base du module de réaction latérale, appelées aussi méthodes des courbes de réaction P-y, ont connu ces dernières décennies un épanouissement mondiale considérable à cause de leur flexibilité permettant de tenir compte d'une part de la non linéarité du comportement du système sol/pieu et de la non homogénéité des propriétés du sol d'autre part. Et pour cela, on a choisi le logiciel L'PILE 6, qui nous permettre le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique et de nous faire une étude paramétrique facilement et rapidement.

Mots-Clefs : Pieu isolé, Courbe P-y, Approche de Winkler, pieu sous sollicitation verticale, pieu sous sollicitation horizontale, pieu sous effort de flexion.

Summary:

The calculations methods based on the concept of the lateral's reaction module. These methods are commonly also called the P-y curves reactions. These methods have known during these last decades a world-wide considerable bloom because of their flexibility which to take count both of the non-linearity of the behaviour of the system relation soil/pile and the non homogeneity of the ground's properties. And for this, chose the software L'PILE 6, which allow us the passage of a complex project real digital model and we do a parametric study easily and quickly.

Keywords: Pile isolated, Curve P-y, Approach Winkler, pile under vertical load, pile under horizontal load, pile under bending stress.

ملخص:

الطرق الحسابية التي تستند على معامل رد فعل جانبي، والمعروف أيضا باسم منحنيات رد فعل P-y .
لقد عرفت هذه الأساليب (الطرق الحسابية) خلال العقود الأخيرة في جميع أنحاء العالم و أعطت انبساطا عالميا هاما بسبب مرونتها التي تأخذ من جهة سلوكا لا خطيا لجملة وتد / أرض وعدم تجانس خواص التربة من جهة أخرى ; و من اجل ذلك اخترنا برنامج L'PILE 6 ، والتي تسمح لنا بتطوير المشروع النموذجي الحقيقي المعقد إلى الرقمي والذي يقوم بدراسة معليمية بشكل سهل وسريع.

مفتاح الكلمات: وتد معزول، منحنيات P-y ، نهج Winkler ، وتد تحت قوة عمودية، ، وتد تحت قوة افقية، ، وتد تحت قوة انحناء.

Introduction 21
Chapitre I : Synthèse Bibliographique sur les pieux soumis aux sollicitations axiales et latérales . 22
1. Généralités sur les fondations type pieu : 23
1.1 Généralités : 23
1.2 Pieu isolé sous sollicitations latérales : 24
1.2.1 Réaction du sol dû à des efforts en tête du pieu : 24
1.3 Pieu isolé sous charges axiales : 25
2. Méthodes d'analyse des pieux sous chargement Latéral : 26
2.1 Dimensionnement des pieux sous charges latérales : 26
2.2 Méthodes analytiques : 27
2.2.1 Méthode utilisant le concept de Winkler 27
a. Equation différentielle : 27
b. Module de réaction : 28
c. Méthode *P-y* : 29
d. Prévision des courbes P-*Y* pour un pieu isolé : 30
2.2.2 Méthode du continuum élastique : 31
2.3 Méthodes numériques : 33
2.3.1 Modélisation des pieux par la méthode des éléments finis : 33
a. Modélisation bidimensionnelle: 34
b. Modélisation axisymétrique : 34
c. Modélisation tridimensionnelle : 35
2.3.2 Modélisation des pieux par des éléments discrets: 35
a. Méthode des éléments frontières (BEM) : 36
b. Méthodes combinées (BEM-FEM) : 36
3. Modélisation du comportement des pieux sous charge axiale : 40
3.2. Modélisation numérique en éléments finis (EF) : 42
3.2.1. Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF : 43
3.2.2. Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF : 44
3.3. Modélisation numérique par équations intégrales aux frontières : 45
Chapitre II : l'analyse d'un pieu par la méthode du module de réaction 47
1. Introduction : 48
2. Dérivation et solution de l'équation différentielle poutre-poteau 48
2.1. Dérivation de l'équation différentielle : 49
2.2. Solution de forme réduite de l'équation différentielle : 53
2.3. Solution par équations aux différences finies : 59
Chapitre III : Présentation du logiciel LPile 67

Présentation du logiciel LPile 67
1. Introduction : 68
1.1. Description générale : 68
1.2. Historique du programme : 68
1.2.1. LPile 1.0 (1986) : 68
1.2.2. LPile 2.0 (1987) : 69
1.2.3. LPile 3.0 (1989) : 69
1.2.4. LPile 4.0 (version DOS, 1993) : 69
1.2.5. LPile Plus 1.0 (version DOS, 1993) : 69
1.2.6. LPile 4.0 (Windows Version, 1995) : 70
1.2.7. LPile Plus 2.0 (Windows Version, 1995) : 70
1.2.9. LPile plus 3.0 M (version Mouvement des sols, 1998) : 70
1.2.10. LPile plus 4.0/4.0M (2000) : 70
1.2.11. LPile 5.0 (2004) : 70
1.2.12. LPile 6 (2010) : 71
2. Description du logiciel LPile 6 72
3. Entrée des données : 73
3.1. Menu des Données 73
3.2. Renseignements sur le projet 73
3.3. Options du Programme de boîte de dialogue 74
3.3.1. Options de calcul : 74
3.3.2. Unités d'entrée de données et les calculs : 74
3.3.3. Options de contrôle d'analyse : 74
3.3.4. Options de sortie : 75
3.3.5. Type de chargement et le nombre de cycles de chargement : 75
3.3.6. Options de l'afficheur de texte : 75
3.4. Dimensions et propriétés des matériaux structurels : 75
3.5. L'inclinaison du pieu et la pente du terrain : 77
3.6. Superposition des sols et des modèles de courbes p-y : 78
3.7. Force de résistance au cisaillement à la pointe du pieu : 80
3.8. Facteurs de modification p-y : 80
3.9. Profondeurs de sortie des courbes p-y : 81
3.10. Charges axiales de poussée pour le diagramme d'interaction 81
3.11. Analyse du Chargement traditionnel : 82
3.11.1. Chargement à la tête du pieu et Options : 82
3.11.2. Chargement latéral distribué en cours : 83

Pour modéliser un chargement latéral distribué partout le long du pieu : 83
3.11.3. Mouvements latéraux du sol : 83
3.12. Conception de charge et de facteur de résistance : 84
3.12.1. Charges non pondérées : 84
3.12.2. Charge et facteurs de résistance : 84
3.12.3. Résumé des Cas de charges pondérées : 85
4 .Graphique : 85
Chapitre IV : Résultats et analyse paramétrique 86
Résultats et analyse paramétrique 86
1. Introduction 87
2. Comportement non linéaire du sol-pieu dans un sol uniforme: 87
2.1. Sable « Sand (Reese) » 87
2.1.1. Effet de la variation du chargement axial : 87
2.1.2. Effet de la variation du chargement latéral : 106
2.1.3. Effet de l'élancement L/D : 115
2.2. Argile «Stiff Clay without free water » 128
2.2.1. Effet de la variation du chargement axial : 128
2.2.2. Effet de la variation du chargement latéral : 146
2.2.3. Effet de l'élancement L/D : 155
3. Comportement non linéaire du sol-pieudans un sol multicouche : 168
3.1. Effet de la variation du chargement axial : 168
3.2. Effet de la variation du chargement latéral : 187
3.3. Effet de l'élancement L/D : 196
4. L'influence des couches de sol : 209
Conclusion 212

Figure 1-1 : Pression et réaction (Bagluelin et al.1972)……..……..……..…….**24**

Figure 1-2 : Pieu mobilisant la réaction du sol (Bourgez et Frank, 1992)……..……..…..…..**25**

Figure 1-3 : Pieu mobilisant la réaction latérale du sol, (Frank et al,1992)……..…..…..…….**27**

Figure 1-4 : (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale

(b) Courbes de réaction : (P-Y)……..…..…..... **29**

Figure 1-5: Courbe P-Y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes…..…...**31**

Figure 1-6 : Force parallèle à la frontière à l'intérieur d'un massifsemi-infini,(Mindlin 1936)…...**32**

Figure 1-7 : dimensions conseillées pour le maillage d'un pieu isolé ……..……**35**

Figure 1-8 : Paramètres réels du système sol-pieu……...……...……**37**

Figure 1-9: Modèle de discrétisation du système sol-pieu,(Maouche H.2003)……...……**38**

Figure 1-10 : Représentation de la loi hyperbolique (triaxiale)……...……...……**40**

Figure 1-11 : Méthode analytique simplifiée du système sol-pieu basée sur la méthode t-z (Liu et al. 2004)……...……..……**40**

Figure 1-12 : Lois de mobilisation du frottement axial et de l'effort de pointe unitaires (Frank et Zhao 1982)……...……...……...…**41**

Figure 1-13 : Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage : Maillage (Boulon et al. 1995a).....**45**

Figure 1-14 : Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage

(a) Evolution de la contrainte normale à l'interface

(b) Courbes de cisaillement d'interface (Boulon et al. 1995a)……..……**46**

Figure 2-1 : Modèle de pieu sous chargement latéral avec des courbes (p-y)……...…...…**48**

Figure 2- 2 : Élément de poutre-poteau (après Hetenyi, 1946)……...……**49**

Figure 2-3 : conventions de signe ……..…..……**52**

Figure 2-4 : Forme des résultats obtenus pour une solution complète ……**53**

Figure 2-5 : conditions aux limites au dessus du pile……...……..……..……**55**

Figure 2-6 : Valeurs de A1, B1, C1, D1……..……...…**56**

Figure 2-7 : Représentation de pieu détourné…….....……..……**60**

Figure 2-8 : Cas n ° 1 des conditions aux limites……...…….....…**62**

Figure 2-9 : Cas n ° 2 des conditions aux limites…….....…**63**

Figure 2-10 : Cas n ° 3 des conditions aux limites……..……..…**63**

Figure 2-11 : Cas n ° 4 des conditions aux limites……...**64**

Figure 2-12 : Cas 5 des conditions aux limites…..……..……..……**66**

Figure 3-1 : organigramme opérationnel pour l'pile……...……..…..……**72**

Figure 3-2 : Menu des données……**73**

Figure 3-3 : Renseignement sur le projet ……...…...……..……...…...…**73**

Figure 3-4 : Options du programme de boîte de dialogue …….....…**74**

Figure 3-5 : dimensions et propriétés des matériaux structurels ……..……...**77**

Figure 3-6 :l'inclinaison de pieu et la pente du terrain ……..…….…….....….**78**

Figure 3-7: Spécification des différents types de sol ……...…**78**

Figure 3-8 : propriétés de sol …….……..…...**79**

Figure 3-9 : les entrées d'utilisateur des courbes p-y ……..**79**

Figure 3-10 : Force de résistance au cisaillement à la pointe du pieu …….……..**80**

Figure 3-11 : Facteurs de modification p-y ……...…….…….**80**

Figure 3-12 : Profondeurs de sortie des courbes p-y……...….**81**

Figure 3-13: Charges axiales de poussée pour le diagramme d'interaction ……...……....**81**

Figure 3-14 : Chargement à la tête du pieu et Options …….……...…...…….**82**

Figure 3-15 : Chargement latéral distribué en cours ……...……...……**83**

Figure 3-16 : Mouvements latéraux du sol ……...…….....…**83**

Figure 3-17 : Charges non pondérées ……..…….....**84**

Figure 3-18 : Charge et facteurs de résistance ……..……..……**85**

Figure 4-1 : Modèle géométrique monocouche « sable », L/D =10…….……...…..…..…..**88**

Figure 4-2 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axiale (H=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……..…..…….……..**89**

Figure 4-3 : Evolution des moments fléchissent du pieu suivant la variation du chargement axiale (H=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……..…….…...**89**

Figure 4-4 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axiale (H=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….…….....**90**

Figure 4-5 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axiale (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….....……..**91**

Figure 4-6 : Evolution des moments fléchissent du pieu suivant la variation du chargement axiale (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...……...……...……**92**

Figure 4-7 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axiale (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….…...……..…..……..**92**

Figure 4-8 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axiale(H=800 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……..…….....**93**

Figure 4-9 : Evolution des moments fléchissent du pieu suivant la variation du chargement axiale(H=800 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10…...…….**94**

Figure 4-10 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axiale (H=800 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...……..……..**94**

Figure 4-11 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...……...……**95**

Figure 4-12 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……..…...…**96**

Figure 4-13 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……....……**96**

Figure 4-14 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……..……..…..**97**

Figure 4-15 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……**98**

Figure 4-16 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...…….**98**

Figure 4-17 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...…….**99**

Figure 4-18 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...……...……..**100**

Figure 4-19 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….…..…….**100**

Figure 4-20 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...…….**101**

Figure 4-21 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial ((H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...…..…….**102**

Figure 4-22 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...…….**102**

Figure 4-23 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...…….**103**

Figure 4-24 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial ((H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….…….**104**

Figure 4-25 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….……..….**104**

Figure 4-26 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……..…….…..……**106**

Figure 4-27 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….....….**107**

Figure 4-28 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……..…….……...…**107**

Figure 4-29 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...……...…….**108**

Figure 4-30 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……..…….**109**

Figure 4-31 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...…..…...…….**109**

Figure 4-32 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=100KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.……..……...…...……**110**

Figure 4-33 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment M (V=100KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….…..……...**111**

Figure 4-34 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=100KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……..…….**111**

Figure 4-35 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10**.**……...…..……..….**112**

Figure 4-36 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment (V=1000KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….....……..…**113**

Figure 4-37 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=1000KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.…..…..…..…..…..…..…..…..…..…..…..…..…..**113**

Figure 4-38 : Modèle géométrique monocouche « sable », L/D =18…….**115**

Figure 4-39 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=18…….……...**116**

Figure 4-40 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=18……...……...…..…….**116**

Figure 4-41 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=18…….……..**117**

Figure 4-42 : Modèle géométrique monocouche « sable », L/D =25…….…**118**

Figure 4-43 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=25**.**……...…….……...…**119**

Figure 4-44 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=25…….....……**119**

Figure 4-45 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=25…...…….……**120**

Figure 4-46 : Comparaison des déplacements latéraux du pieu dans le sol monocouche « sable », pour les différents élancements ……...……...…**122**

Figure 4-47 : Comparaison des moments fléchissants du pieu dans le sol monocouche « sable », pour les différents élancements ……..……..……...……...…..**124**

Figure 4-48 : Comparaison des efforts tranchants du pieu dans le sol monocouche « sable », pour les différents élancements……...……..…**126**

Figure 4-49 : courbes P-Y dans le sol monocouche « sable », pour les différentes profondeur...**127**

Figure 4-50 : Modèle géométrique monocouche « Argile », L/D =10……...**128**

Figure 4-51 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**129**

Figure 4-52 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**130**

Figure 4-53 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**130**

Figure 4-54 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**131**

Figure 4-55 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……...…**132**

Figure 4-56 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**132**

Figure 4-57 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10…….....**133**

Figure 4-58 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..……**134**

Figure 4-59 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**134**

Figure 4-60 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**135**

Figure 4-61 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile», L/D=10……...**136**

Figure 4-62 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……**136**

Figure 4-63 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**137**

Figure 4-64 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**138**

Figure 4-65 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « Argile», L/D=10……...**138**

Figure 4-66 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**139**

Figure 4-67 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**140**

Figure 4-68 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**140**

Figure 4-69 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……..**141**

Figure 4-70 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial ((H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……**142**

Figure 4-71 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile», L/D=10……...**142**

Figure 4-72 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……**143**

Figure 4-73 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial ((H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……**144**

Figure 4-74 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile», L/D=10 ……**144**

Figure 4-75 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10 ……..**146**

Figure 4-76 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.....**147**

Figure 4-77 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……**147**

Figure 4-78 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……**148**

Figure 4-79 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……**149**

Figure 4-80 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……...**149**

Figure 4-81 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=100KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……...**150**

Figure 4-82 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment M (V=100KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……...**151**

Figure 4-83 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.……...**151**

Figure 4-84 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=1000KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……**152**

Figure 4-85 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment M (V=1000KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……**153**

Figure 4-86 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=1000KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10……...**153**

Figure 4-87 : Modèle géométrique monocouche « Argile », L/D =18……...**155**

Figure 4-88 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=18……**156**

Figure 4-89 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=18……..**156**

Figure 4-90 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=18……...**157**

Figure 4-91 : Modèle géométrique monocouche « Argile », L/D =25……...**157**

Figure 4-92 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=25……..**159**

Figure 4-93 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=25……...**159**

Figure 4-94 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=25……...**160**

Figure 4-95 : Comparaison des déplacements latéraux du pieu dans le sol monocouche « Argile », pour les différents élancements ……..**162**

Figure 4-96 : Comparaison des moments fléchissants du pieu dans le sol monocouche « Argile », pour les différents élancements.……..**164**

Figure 4-97 : Comparaison des efforts tranchants du pieu dans le sol monocouche « Argile », pour les différents élancements……..……..**166**

Figure 4-98 : courbes P-Y dans le sol monocouche « Argile », pour les différentes profondeurs**167**

Figure 4-99 : Modèle géométrique multicouche, L/D =10……..**169**

Figure 4-100 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10……..**170**

Figure 4-101 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10……...……**170**

Figure 4-102 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10……**171**

Figure 4-103 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=10……**172**

Figure 4-104 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN),en milieu multicouche, L/D=10……**172**

Figure 4-105 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=10……**173**

Figure 4-106 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu multicouche, L/D=10……..**174**

Figure 4-107 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN),en milieu multicouche, L/D=10……**174**

Figure 4-108: Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu multicouche, L/D=10……**175**

Figure 4-109 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10……..**176**

Figure 4-110 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10…….1**76**

Figure 4-111 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10……...**177**

Figure 4-112 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10……..**178**

Figure 4-113 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10……...**178**

Figure 4-114 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10……...**179**

Figure 4-115 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10……...……..**180**

Figure 4-116 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m),en milieu multicouche, L/D=10…….……..**180**

Figure 4-117 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10……...……**181**

Figure 4-118 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10……...…**182**

Figure 4-119 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m),en milieu multicoucheL/D=10……...…**182**

Figure 4-120 : des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10……..…….**183**

Figure 4-121: Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10…..……..…**184**

Figure 4-122: Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10…….…....**185**

Figure 4-123 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10……..…**185**

Figure 4-124 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10……**187**

Figure 4-125 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10……..……**188**

Figure 4-126 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10……**188**

Figure 4-127 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10……..…**198**

Figure 4-128 : Evolution des moments fléchissent du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10……...…….…..**190**

Figure 4-129 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=1000KN), en milieu multicouche, L/D=10…….….**190**

Figure 4-130 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10…….**191**

Figure 4-131 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10……..…..…..**192**

Figure 4-132 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10……...…….….**192**

Figure 4-133 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10…….……...……..**193**

Figure 4-134 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10……..…….…....**194**

Figure 4-135: Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10……...…….…**194**

Figure 4-136 : Modèle géométrique multicouche, L/D =18…….**196**

Figure 4-137 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=18……...…….....**197**

Figure 4-138: Evolution des moments fléchissent du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=18…….…….**197**

Figure 4-139 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche;L/D=18…….……**198**

Figure 4-140 : Modèle géométrique multicouche, L/D =25…….……**199**

Figure 4-141 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=25……..**200**

Figure 4-142: Evolution des moments fléchissent du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=25……..…**200**

Figure 4-143: Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=25……...…….……**201**

Figure 4-144: Comparaison des déplacements latéraux du pieu dans le sol multicouche, pour les différents élancements …….…..…**203**

Figure 4-145 : Comparaison des moments fléchissant du pieu dans le sol multicouche, pour les différents élancements……...……..….**205**

Figure 4-146 : Comparaison des efforts tranchants du pieu dans le sol multicouche, pour les différents élancements…….…….**207**

Figure 4-147 : courbes P-Y dans le sol multicouche, pour les différentes profondeurs..**208**

Figure 4-148: Comparaison des déplacements latéraux du pieu pour les différents types des couches de sol……..…**209**

Figure 4-149: Comparaison des moments fléchissant du pieu pour les différents types des couches de sol…….……**210**

Figure 4-150: Comparaison des efforts tranchants du pieu pour les différents types des couches de sol……..…….…….……**211**

Tableau 1-1 : Quelques modélisations tridimensionnelles en EF…….……...**44**

Tableau 4-1 : Caractéristiques mécaniques du sable……..……..…….…….……**87**

Tableau 4.2 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =10……...…….…...…..**88**

Tableau 4-3: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axiale V (H=100KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10……...……..…… **88**

Tableau 4-4 : les résultats obtenus du pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=10…….……...……..……..….**91**

Tableau 4-5: les résultats obtenus du pieu suivant la variation du chargement axial V (H=800 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=10……..……..….**93**

Tableau 4-6 : les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=100 KN.m),en milieu monocouche « sable », L/D=10……..……..……**95**

Tableau 4-7: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=300 KN.m),en milieu monocouche « sable », L/D=10)……..…..……....**97**

Tableau 4-8 : les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=600 KN.m),en milieu monocouche « sable », L/D=10**,**……..……..**99**

Tableau 4-9: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN , M=100 KN.m),en milieu monocouche « sable », L/D=10……..…….. **101**

Tableau 4-10 : les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN , M=600 KN.m),en milieu monocouche « sable », L/D=10..... **103**

Tableau 4-11: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=10……..…….……**106**

Tableau 4-12: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….....…….……...……..…**108**

Tableau 4-13 : les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10…….…...**110**

Tableau 4-14: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.……..…..……...**112**

Tableau 4-15: Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =18……..…….……...**115**

Tableau 4-16: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=18…….....**115**

Tableau 4-17: Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =25…….....…**118**

Tableau 4-18: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=25……..……..……...**118**

Tableau 4-19 : les résultats obtenus des déplacements latéraux de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « sable », H=400 KN, V=1000KN ……...…..**123**

Tableau 4-21: les résultats obtenus des efforts tranchants de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « sable », H=300 KN, V=1000KN …….....…….**125**

Tableau 4-22: les résultats obtenus des pressions P et déplacements Y dans le sol monocouche « sable », pour les différentes profondeurs ……...……..……**127**

Tableau 4-23: Caractéristiques mécaniques de l'argile ……...……..……**128**

Tableau 4-24 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =10**……..…….…….....…...128**

Tableau 4-25: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10**……..……..….129**

Tableau 4-26: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10**……..……....……131**

Tableau 4-27: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=800 KN),en milieu monocouche « Argile », L/D=10**……..……..…….……133**

Tableau 4-28 : les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=100 KN.m),en milieu monocouche « Argile», L/D=10**……...……...135**

Tableau 4-29: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=300 KN.m),en milieu monocouche « Argile », L/D=10**……...……..……137**

Tableau 4-30: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=600 KN.m),en milieu monocouche « Argile », L/D=10**…….……..……..139**

Tableau 4-31: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN , M=100 KN.m),en milieu monocouche « Argile », L/D=10**……...141**

Tableau 4-32: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN, M=600 KN.m),en milieu monocouche « Argile », L/D=10**……..……..143**

Tableau 4-33: les résultats obtenus des déplacements latéraux de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « Argile», H=100 KN, V=1000KN**……...……146**

Tableau 4-34: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=10**……....…148**

Tableau 4-35: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10**…….…..……150**

Tableau 4-36 :les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10**……...……...152**

Tableau 4-37 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =18**…….……155**

Tableau 4-38 : les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=18**……..……...…155**

Tableau 4-39: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=18**……..…….…...158**

Tableau 4-40: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=25**……....……158**

Tableau 4-41: les résultats obtenus des déplacements latéraux de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « Argile», H=400 KN, V=1000KN **…….……161**

Tableau 4-42 : les résultats obtenus des moments fléchissants de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « Argile », H=100 KN, V=1000KN **……..……..163**

Tableau 4-43: les résultats obtenus des efforts tranchants de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « Argile », H=100 KN, V=1000KN **…….……..…..…165**

Tableau 4-44: les résultats obtenus des pressions P et déplacements Y dans le sol monocouche « sable », pour les différentes profondeurs **…….……167**

Tableau 4-45 : Caractéristiques mécaniques du sable et de l'argile **……...……...168**

Tableau 4-46 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =10**…….…..…..168**

Tableau 4-47: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10**….……..…169**

Tableau 4-48: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=10**…….……...……..171**

Tableau 4-49: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=800 KN), en milieu multicouche, L/D=10**……...……...…….173**

Tableau 4-50: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10**……...……175**

Tableau 4-51: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=300 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10**……..…….177**

Tableau 4-52: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10**……..…….……179**

Tableau 4-53: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10**…….…….……..…181**

Tableau 4-54: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10**…….…..…..184**

Tableau 4-55: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10**…….……..187**

Tableau 4-56: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10**…….189**

Tableau 4-57: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10**…….……191**

Tableau 4-58: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10**…….……..……..193**

Tableau 4-59 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =18**……....……196**

Tableau 4-60: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=18**……..…...……..196**

Tableau 4-61 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =25**……..……199**

Tableau 4-62: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=25**…….....199**

Tableau 4-63: les résultats obtenus des déplacements latéraux de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu multicouche, H=400 KN, V=1000KN**……..…202**

Tableau 4-64: les résultats obtenus des moments fléchissant de pieu suivant la variation l'élancement L/D en milieu multicouche, H=400 KN, V=1000KN**……..204**

Tableau 4-65: les résultats obtenus des efforts tranchants de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu multicouche, H=400 KN, V=1000KN**……..……206**

Tableau 4-66: les résultats obtenus des pressions P et déplacements Y dans le sol multicouche, pour les différentes profondeur**s……..…..208**

La bonne conception des fondations constitue un des éléments les plus importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en Génie Civil. Lorsque le sol de fondation en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges, on utilise les fondations sur pieux. Beaucoup d'ouvrages importants sont généralement fondés sur des pieux tels que : les ponts, les centrales nucléaires, les structures off-shore, les tours à grandes hauteurs, les fondations pour machines…etc.

On présente d'abord des différentes méthodes de calcul de la capacité portante des pieux qui dépend de type de sol et la nature de la charge appliquée sur le pieu (axiale et/ou latérale)en étudiant les comportement du pieu par des méthodes de calcul de capacité portante et des analyses numériques en EF (pieu chargé axialement) et par des méthode du continuum élastique et au module de réaction (pieu chargé latéralement).

Dans cette thèse, on a utilisé une modélisation numérique en éléments finis pour étudier le comportement non linéaire d'un pieu placé dans un sol uniforme ou hétérogène.

On a choisi le logiciel L'PILE, qui nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique, et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. L'PILE utilise plusieurs modèles de comportement qui dépendent de la nature du sol et de type d'ouvrage. Dans cette étude, on modélise le comportement linéaire ou non linéaire du sol par le modèle de Winkler.

Les résultats numériques obtenus sont vérifiés en comparant avec les résultats publiés et montrent une bonne corrélation. L'approche actuelle est utilisée pour calculer le comportement des pieux enfoncés dans des couches de sols linéaires ou non linéaires. L'étude a permis de caractériser l'influence du non linéarité, les dimensions du pieu et du chargement latéral et/ou axial sur les déplacements en tête du pieu et sur la pression du sol. L'étude a traité deux types de sols : un sol uniforme (sable et argile) et un sol multicouche. Ainsi l'étude des déplacements latéraux, des moments fléchissants et des efforts tranchants le long du pieu.

CHAPITRE I

Synthèse Bibliographique sur les pieux soumis aux sollicitations axiales et latérales

1. Généralités sur les fondations type pieu :

1.1 Généralités :

On présente dans ce chapitre quelques connaissances générales sur les fondations sur des pieux. Une fondation est considérée comme profonde lorsque $L/d \geq 6$ et $L \geq 3$m, avec L : longueur du pieu et d : diamètre du pieu.
Un pieu est une fondation profonde qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de bonne caractéristiques mécaniques pour avoir une bonne résistance du sol, éviter alors la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs acceptables. En général, les pieux traversent une ou plusieurs couches et vont être ancrés dans la couche de bonnes caractéristique mécaniques, appelé couche d'ancrage.

Les caractéristiques mécaniques de ces matériaux sont plus élevées comparées avec celles des sols. Pour cette raison, le matériau constituant les pieux est fréquemment considéré comme élastique pour les sollicitations habituelles. Le comportement de ces matériaux peut être décrit simplement par la loi de Hook.
Pour dimensionner le pieu on a besoin seulement de 2 paramètres :

- le module de Young ;
- le coefficient de Poisson du matériau.

Les pieux sont généralement utilisés comme fondations profondes pour les grands ouvrages tels que les centrales nucléaires, les ponts, les tours, ou lorsque les couches de sol proches de la surface présentent des caractéristiques mécaniques faibles. Les sollicitations s'exerçant sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations dues à la superstructure
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation (action de freinages, poussée horizontale des terres, séisme, etc…..)

La capacité portante d'un pieu est le minimum des deux valeurs suivantes (Prakash et Sharma, 1990) :

- La charge admissible obtenue par division de la charge ultime de rupture par un coefficient de sécurité.
- La charge correspondant à un déplacement admissible

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux dépendent de deux facteurs importants : le type de sol où est placé le pieu et la nature de la charge appliquée sur le pieu (verticale ou horizontale). On distingue plusieurs

types de pieux. Traditionnellement les pieux sont classés (Frank 1999), soit suivant la nature du matériau constitutif (bois, métal, béton,…), soit suivant le mode de leur placement dans le sol (pieux battus, pieux forés).

Les charges supportées par les pieux peuvent être des charges axiales ou latérales ;

1.2 Pieu isolé sous sollicitations latérales :

1.2.1 Réaction du sol dû à des efforts en tête du pieu :

Considérons une section de profondeur ***Z*** (figure 1-1), à l'état de repos, la section est soumise à la pression latérale des terres au repos P_0, dont la résultante est nulle. Sous ces charges, cette section subit un déplacement horizontal ***Y***. Les pressions sont de ce fait modifiées et deviennent $\boldsymbol{P_c}$. Par définition, on appelle réaction latérale la différence, en un point donné, entre la pression sous charge et la pression au repos.

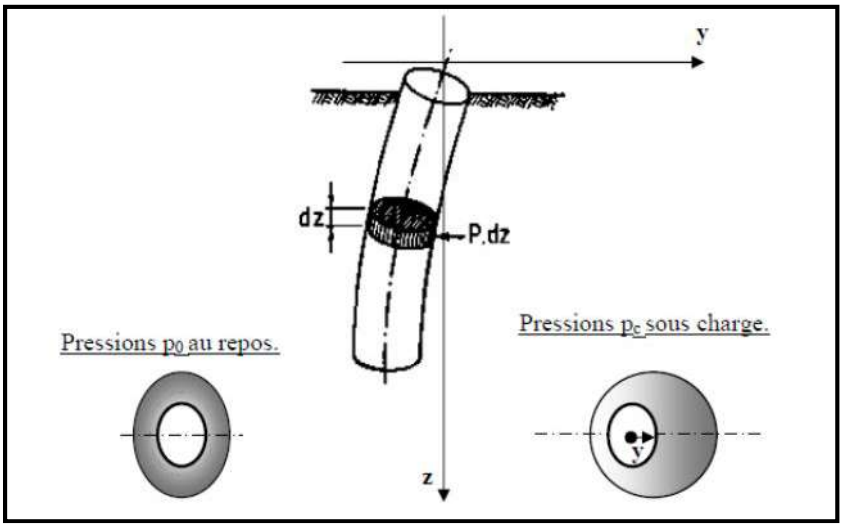


Figure 1-1 : Pression et réaction (Bagluelin et al.1972).

En pratique on peut définir deux zones de réactions frontales avant et arrière, où les réactions sont essentiellement normales à la surface du pieu, et deux zones de frottement latéral où elle est essentiellement tangentielle. Notons que les réactions frontales avant résultent d'un accroissement des pressions tandis que les réactions frontales arrière sont dues à une diminution des pressions.

Lorsqu'un pieu vertical est sollicité par un effort horizontal ***H*** ou un moment ***M*** en tête sa stabilité ne peut être assurée que par mobilisation des efforts de réaction latérale du sol sur le fût du pieu (figure1-2).

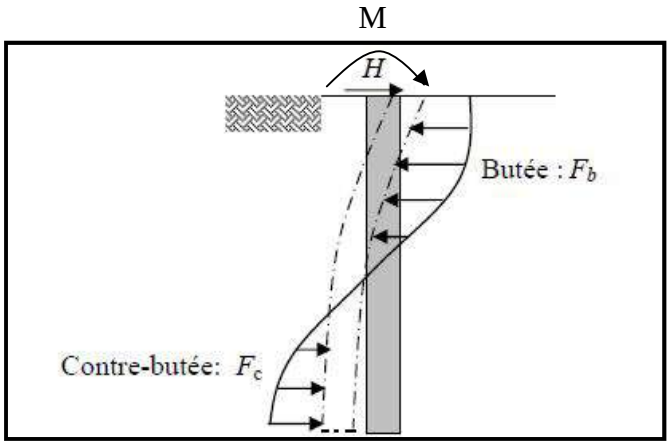


Figure 1-2 : Pieu mobilisant la réaction du sol (Bourgez et Frank, 1992).

1.3 Pieu isolé sous charges axiales :

Pour le calcul des pieux sous charges axiales, on distingue 2 types de charge limite :

- la charge limite de pointe Q_{pl} qui représente, le poinçonnement du sol sous la base du pieu
- la charge limite Q_{sl} mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol.

La charge limite Q_l du pieu qui correspond à la rupture du sol est la somme de ces 2 charges limites

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} \quad (1.1)$$

La charge limite de pointe (Q_{pl}), s'exprime :

$$Q_{pl} = q_{pl}.A_p \quad (1.2)$$

q_{pl} : la résistance unitaire du sol sous la pointe

A_p : la section droite de la pointe.

La charge limite par frottement (Q_{sl})

$$Q_{sl} = p \sum_{i=0}^{n} h_i \; q_{sli} \quad (1.3)$$

q_{sli} : la résistance unitaire du sol due au frottement latéral dans de la couche *i*

p : le périmètre du pieu.

n : le nombre de couches traversées par le pieu.

Les méthodes de calcul à partir des essais de laboratoire reposent sur la détermination des caractéristiques de cisaillement :

- Caractéristiques effectives : (c' et φ') pour les sols pulvérulents (sables, gravier), les argiles sur consolidées et les marnes.
- Caractéristiques apparentes : (cu et φu=0) pour les argiles et limons saturés.

Les valeurs de ces résistances sont très variables avec ces paramètres. Cependant, les dimensionnements basés sur les résultats des essais en place, sont plus fiables.

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux sont basées sur les essais in-situ classiques qui sont :

- Le pénétromètre statique
- Le pressiomètre
- L'essai SPT (Standard Pénétration Test)
- Le pénétromètre dynamique
- Essai de battage

2. Méthodes d'analyse des pieux sous chargement Latéral :

2.1 Dimensionnement des pieux sous charges latérales :

On utilise les pieux comme fondations profondes dans plusieurs ouvrages qui sont soumis aux charges horizontales : structure de bâtiments, culées de pont, murs de soutènements, murs de quais, plates-formes marines, etc. Ces charges sont statiques ou dynamiques. La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement linéaire et non linéaire du sol et par la loi de chargement. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Ils concernent les conditions aux limites, la géométrie, la nature du pieu et du sol.

Une méthode efficace pour le dimensionnement nécessite donc :

- une loi de comportement du sol (linéaire ou non linéaire);
- modélisation de l'interaction sol-pieu (courbes P-y) : avec prise en compte de la géométrie du pieu et du sol ainsi que du mode de chargement et des conditions aux limites.
- programmation numérique et résolution du problème avec l'utilisation d'un logiciel de calcul ;

Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité latérale ultime du pieu mais les déplacements maximum en tête. Sur ces bases, diverses méthodes ont été établies pour l'analyse de pieux sous charges latérales. En général, il existe 3 types de méthodes :

- Méthodes analytiques
- Méthodes numériques
- Méthodes expérimentales

2.2 Méthodes analytiques :

2.2.1 Méthode utilisant le concept de Winkler

a. Equation différentielle :

Le concept de Winkler (1867) est la plus ancienne méthode analytique permettant de prédire la réaction latérale du sol. Elle suppose que le comportement du sol est linéaire et représenté par des séries de ressorts rapprochées sans couplages entre elles. Cette méthode est simple d'utilisation car elle relie directement le comportement du sol (réaction ou pression ***p***) au comportement du pieu (déplacement ***y***) sous chargement latéral (figure 1-3).

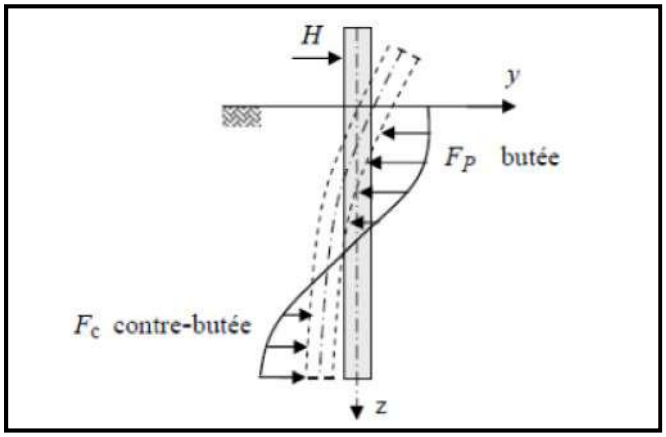


Figure 1-3 : Pieu mobilisant la réaction latérale du sol, (Frank et al,1992).

Dans le modèle défini par Winkler, une poutre verticale sur une fondation élastique est utilisée, des ressorts horizontaux linéaires transmettent les efforts au sol. La pression ***p*** et le déplacement ***y*** en un point du massif sont reliés par un coefficient de réaction du sol, appelé k_h dans le cas d'un chargement horizontal :

$$p = k_h(z).y \quad \textbf{(1.4)}$$

Où k_h est exprimé en N.m-3

Cette équation est aussi exprimée sous la forme

$$p = E_S .y \quad \textbf{(1.5)}$$

Avec :

P : réaction du sol par unité de longueur du pieu [N/m]

E_S : module de réaction du sol, ($E_S = k_h.B$) [N/m2]

B : diamètre ou largeur du pieu [m]

Le pieu est idéalisé comme une poutre élastique chargée latéralement. Le sol est modélisé par des ressorts horizontaux, indépendants les uns des autres, et

de raideur E_S. Ainsi le comportement du pieu est gouverné par l'équation d'une poutre sur appuis élastiques :

$$E_p I_p \frac{d^4y}{dz^4} = -pB \quad \textbf{(1.6)}$$

E_p : module d'élasticité du pieu
I_p : moment d'inertie de la section transversale du pieu
Z : profondeur dans le sol
Lorsqu'on néglige le chargement axial sur le pieu, d'après (1.4) et (1.6), l'équation décrivant le déplacement d'un pieu sous charge latérale est :

$$E_p I_p \frac{d^4y}{dz^4} + k_h(z).B.y = 0 \quad \textbf{(1.7)}$$

Les solutions de cette équation peuvent être obtenues soit par une méthode analytique soit par une méthode numérique.

b. Module de réaction :

La valeur du module de réaction est la difficulté principale de la méthode. Il dépend de nombreux paramètres ; rigidité du pieu, niveau du chargement, nature du sol, etc. Hadjadji [1993] présente des formulations publiées dans la littérature. Il conclut que le module de réaction E_S du sol peut être déterminé à partir du module d'Young E par des essais en laboratoire ou à partir du module pressiométrique E_M par des essais en place.

Ces valeurs sont :

Terzaghi (1955)

Pour les sables

Avec $E = A.\gamma.z$ où γ est le poids volumique du sol et A est un coefficient adimensionnel fonction de la densité du sable.

Ménard, Bourdon et Gambin (1969)

$$\frac{E_S}{E_M} = \begin{cases} \dfrac{3}{\frac{2}{3}\left(\frac{B_0}{B}\right)\left(2{,}65.\frac{B}{B_0}\right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{2}} & pour\ B > B_0 \\ \dfrac{18}{4.2{,}65^{\alpha} + 3\alpha} & pour\ B < B_0 \end{cases}$$

Où B_0 : Diamètre de référence égale à 0,6 m
α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol

Poulos (1971)

$$\frac{E_S}{E} = 0{,}82$$

Gilbert [1995] relie aussi le module de réaction à la résistance de pointe q_c de l'essai pénétrométrique par une formule empirique couramment utilisée :

Dans le cas d'un sol homogène Frank [1999] présente un formulaire des solutions générales de l'équation (1.6) dans le cas de pieu souple ou rigide pour diverses conditions aux limites.

c. Méthode *P-y* :

La méthode *p-y* est une généralisation du modèle de Winkler. Elle est pratique pour tenir compte du comportement non linéaire des sols pour étudier les pieux sous les charges latérales. C'est une méthode semi-empirique parce que, la prévision et la construction des courbes de réaction pour l'étude d'un pieu isolé se fait à partir d'essais au laboratoire ou d'essais de charge de pieux sur chantier. Chaque sol est représenté par une série de courbes p-*y* non linéaires qui varient avec la profondeur et avec la nature du sol. Cette méthode contient aussi des limites : les courbes sont indépendants les unes des autres et sont pour un seul type de sol.

Le sol est assimilé à des appuis élastiques linéaires ou non-linéaires (communément appelés ressort), traduit par des diagrammes (*p*, *y*) (Fig1-4), c'est-à-dire par des relations entre la pression de réaction globale ***p*** et le déplacement ***y.*** Ces diagrammes sont appelés courbes de réaction P-Y.

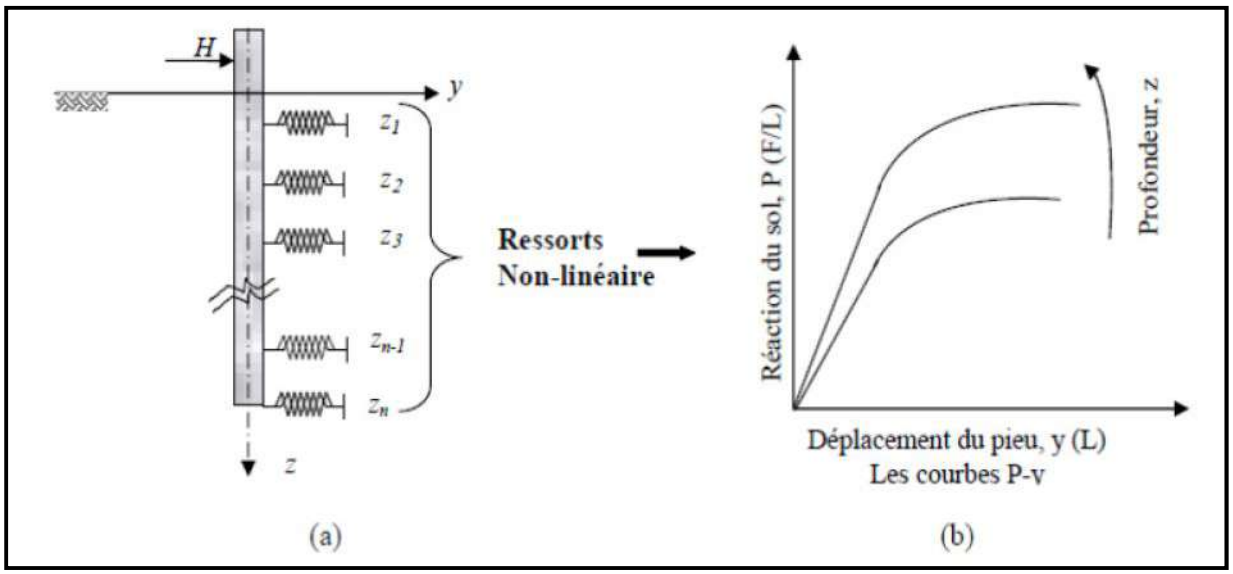


Figure 1-4 : (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale (b) Courbes de réaction : (P-y)

Comme la réaction du sol n'est pas linéaire, le module de réaction horizontale est aussi une fonction non linéaire du déplacement ou des

contraintes dans le sol autour du pieu, qui se dégrade de plus avec l'augmentation du déplacement.

Cette méthode a été élaborée et développée par de nombreux chercheurs par diverses approches : essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. La diversité de ces approches conduit à autant de courbes de réaction *P-Y*.

d. Prévision des courbes P-*Y* pour un pieu isolé :

La prévision des courbes de réaction transversale peut se faire :

- Soit à partir d'essais en laboratoire sur des échantillons de sol ; Il s'agit le plus souvent d'essais de compression simple ou des essais triaxiaux. Ces méthodes présentent l'inconvénient du prélèvement de l'échantillon, pouvant causer une modification des caractéristiques du sol.
- Soit à partir d'essais pressiométrqiue à divers profondeur ; En effet, une analogie a été constatée entre le type de sollicitation du sol chargé transversalement et l'expansion d'une cavité cylindrique, sur laquelle est fondée l'essai pressiométrqiue. De ce fait, ces essais fournissent à l'ingénieur des sols des informations non seulement sur la résistance mais aussi sur la déformabilité du sol [Bustamante et al., 1987].

La formulation des équations permettant la construction des courbes de réaction associées au pieu isolé a été le plus souvent obtenue de manière empirique à partir d'essais en vraie grandeur. Certains auteurs se sont basés sur des résultats numériques ou d'essais en centrifugeuse. Pour en savoir plus, on peut se référer aux thèses de HADJADJI [1993] et de REMAUD [1999].

Ménard (1969) :

Ménard, 1969 a fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement. On définit un module K_f égal à deux fois le module de réaction E_S exprimé dans ce chapitre est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3}.\frac{B_0}{B}\left(2{,}65.\frac{B_0}{B}\right)^{\alpha}+\alpha} \quad pour\ B \geq B_0 \ \textbf{(1.8)}$$

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3}.2{,}65^{\alpha}+\alpha} \quad pour\ B \leq B_0 \ \textbf{(1.9)}$$

Où B_0 = 0,6 m

α : Coefficient rhéologique caractérisant le sol.

On admet que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, fonction du déplacement transversal de la section considérée. Dans le cas de pieux de sections carrés ou circulaires, on considère que cette réaction se compose uniquement de pressions frontales. La pression frontale est modélisée par une pression uniforme s'exerçant sur la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement, notée *B*.
La loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu est définie sur la figure 1-5 dans le cas de sollicitations de courte durée et se compose de :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente K_f,
- un palier p_f égal à $B.p_f$.

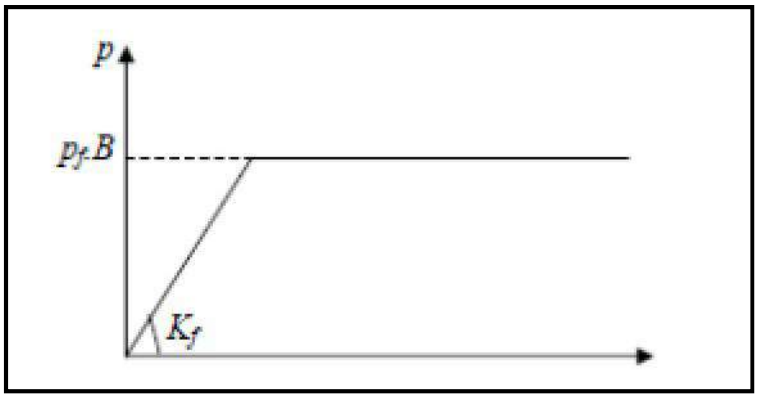


Figure 1-5: Courbe P-Y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête.

2.2.2 Méthode du continuum élastique :

La méthode du continuum élastique est au contraire basée sur la solution des équations de Mindlin [1936]. Celui-ci a établi le déplacement induit par une force ponctuelle dans un massif semi infini élastique. Le massif de sol est considéré comme un matériau élastique continu. Pour une charge latérale P appliquée à l'intérieur du sol, le déplacement se calcule par la formule de Mindlin :

$$U_y = \frac{P}{16\pi G(1-\vartheta)}\left\{\frac{y^2}{R_1^3} + \frac{3-4\vartheta}{R_1} - \frac{3-4\vartheta}{R} + \frac{-y^2+2C(Z-C)}{R^3} - \frac{-6Cy^2(Z-C)}{R^5}\right\} \quad (1.10)$$

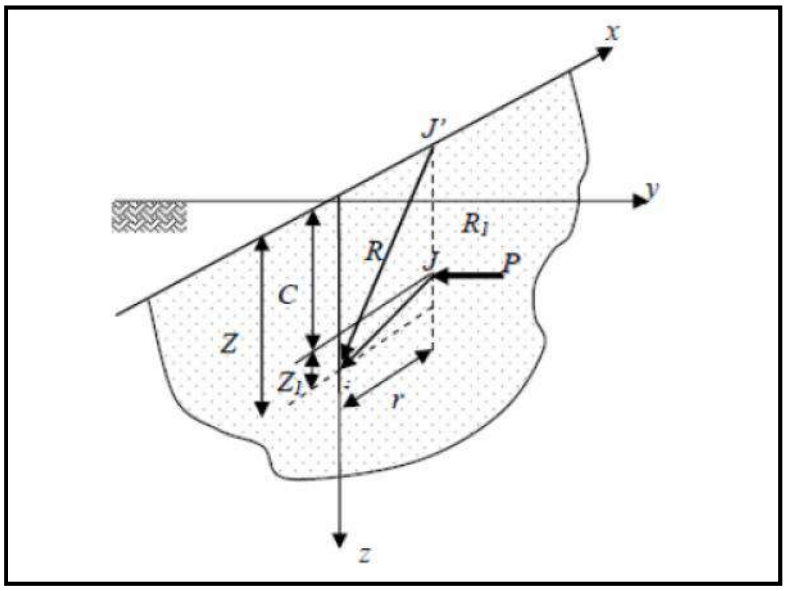


Figure 1-6 : Force parallèle à la frontière à l'intérieur d'un massif semi-infini, (Mindlin 1936).

Poulos [197a] :

Poulos, 1971 a Décrit le pieu dans ce massif comme une plaque verticale rectangulaire de largeur ***d***, de longueur ***L*** et raideur constante E_pI_p. Le pieu est divisé en **n+1** éléments d'égales longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale ***p*** constante sur sa largeur. A partir de cette modélisation et après résolution des équations de Mindlin, Poulos donne une expression du déplacement ρ et de la rotation θ du pieu. Les paramètres régissant ces expressions sont principalement l'élancement du pieu ***L/d*** et le facteur de flexibilité du pieu K_R défini par :

$$K_R = \frac{E_P I_P}{E_S L^4} \quad (1.11)$$

Des abaques établis en fonction de ces paramètres ainsi que des conditions de liaison et chargement en tête du pieu permettent de calculer le déplacement et la rotation du pieu en tête. Poulos's (1971a, 1971b) suppose que le sol est une masse semi-infinie idéale, élastique, homogène, isotrope, ayant les paramètres élastiques E_s et y_s. Le pieu est idéalisé comme faisceau mince, avec des débattements horizontaux de pieu évalués à partir de l'intégration de l'équation classique de Mindlin pour le chargement à fleur de terre horizontal.
On suppose que les déplacements horizontaux des pieux sont égaux aux déplacements horizontaux du sol. Les déplacements de sol sont exprimés comme :

$$\{y_s\} = \frac{d}{E_S}[I_d]\{p\} \quad (1.12)$$

où { y_s } est le vecteur de colonne des déplacements de sol, {p} est le vecteur de colonne du chargement horizontal entre le sol et le pieu, et [$\mathbf{I_d}$] est le **n+1** par la matrice **n+1** des facteurs d'influence de déplacement de sol déterminés en intégrant l'équation de Mindlin, en utilisant des analyses d'élément de frontière (Poulos 1971a).La méthode peut être adaptée pour expliquer le comportement non-linéaire du sol et fournit des moyens de la détermination immédiate et les mouvements totaux finals de la méthode du pieu.
Poulos et Davis [1980] proposent diverses solutions pour le pieu isolé correspondant à différentes conditions aux limites. Ainsi dans le cas de contraintes planes, on considère que l'ensemble sol-pieu se comporte comme un bloc rigide et que la charge limite de l'ensemble est celle d'une semelle enfouie verticalement. Un des plus grandes limitations de la méthode (en plus des complexités informatiques) est la difficulté en déterminant un module approprié de sol, E_s.

2.3 Méthodes numériques :

Dans la réalité, la prédiction de la réponse d'un pieu sous les charges latérales est en général difficile à évaluer analytiquement parce que la réponse du sol n'est pas toujours une fonction linéaire de la charge .Un grand nombre d'études existe dans la littérature pour l'analyse numérique linéaire de l'interaction du sol avec la structure.
C'est seulement la fin des années 60 qu'on a commencé les études sur le comportement non linéaire du sol pour le cas des fortes charges, à cause de l'évolution de la technologie et des conditions de sécurité rigoureuses. Pour réaliser ces projets et vu les limitations des méthodes analytiques, les concepteurs ont recours aux méthodes numériques qui modélisent mieux le comportement sol-pieu.

2.3.1 Modélisation des pieux par la méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis (MEF) est la plus performante des méthodes numériques. Elle est utilisée largement dans différents domaines : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc.
La méthode des éléments finis est utilisée depuis longtemps pour étudier le comportement linéaire ou non linéaire des sols. Les solutions dépendent du modèle des éléments de l'interface sol-pieu, du modèle rhéologique introduit pour le sol et des conditions imposées sur les éléments de l'interface sol-pieu. Elle a la capacité de modéliser des interactions sol-pieu sous des cas de

charge quelconques. Elle convient également pour l'analyse des groupes de pieux.

a. Modélisation bidimensionnelle:

La majorité des études sont effectuées en utilisant une modélisation bidimensionnelle. Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement latéral en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu.

En pratique il n'est malheureusement pas possible de décrire avec précision le mécanisme qui caractérise l'élément interface. L'interface n'est ni parfaitement lisse, ni parfaitement rugueuse mais elle est dans une situation intermédiaire. Il est donc nécessaire de considérer successivement ces deux cas extrêmes ou bien en faisant varier dans une plage raisonnable les caractéristiques de l'interface. La présence de l'élément interface influe considérablement sur la réponse du système sol-pieu.

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol. Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes, méthodes de résolutions et paramètres de modélisation. Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul. Les principaux prologiciels utilisés, sont :

- **CESAR** (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D.
- **PLAXIS** : Logiciel 2D ou 3D.
- **ABAQUS :** un programme en éléments finis, (HKS, 1989).

b. Modélisation axisymétrique :

La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par un modèle en symétrie de révolution tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution (ou "axisymétrie") est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu.

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Pour la modélisation d'un pieu

isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage **(*u* = 0)** à au moins deux fois la longueur $\mathbf{L_p}$ du pieu et la limite horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur $\mathbf{L_p}$ en dessous de la pointe (condition **v = 0** ou ***u* = *v* = 0**), soit **3,5 *L*** depuis la surface (Mestat et Prat 1999). Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût.

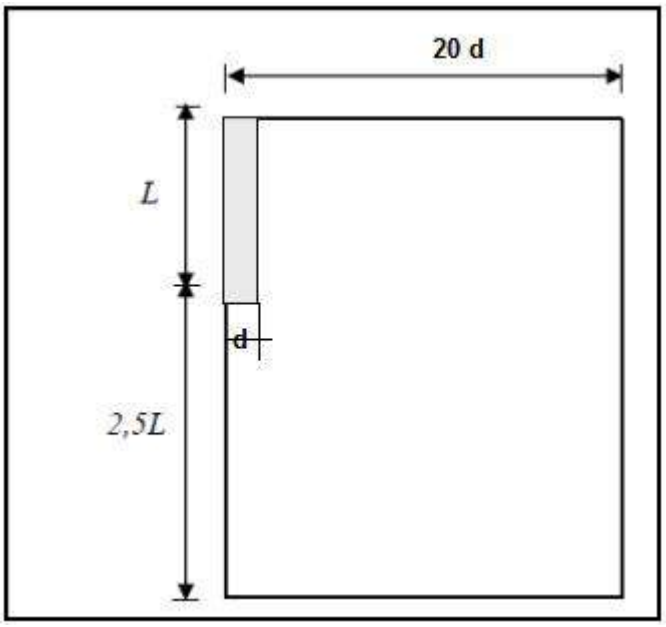


Figure 1-7 : dimensions conseillées pour le maillage d'un pieu isolé

c. Modélisation tridimensionnelle :

Pour les cas tridimensionnels surtout pour des sols non linéaire, la méthode des éléments finis est difficiles à utiliser à cause de la préparation des données du problème et aussi du temps de calcul qui devient élevés.

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre de nœuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats. Pour éviter de telles modélisations grossières, la section du pieu (circulaire ou non, creuses ou non) est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine équivalente. Cette approximation est utilisée pour la commodité qu'elle procure dans la réalisation des maillages tridimensionnels

2.3.2 Modélisation des pieux par des éléments discrets:

Cette catégorie de solutions utilise des fonctions d'influence de déplacements appropriés pour la modélisation du sol. Elles sont basées sur la

théorie de Mindlin qui donne les coefficients d'influence à l'intérieur d'un milieu semi infini suite à l'application des charges ponctuelles. Elles utilisent la combinaison de la théorie du continuum et de la discrétisation du milieu. Les outils de calcul numérique sont devenus plus développés et on peut faire des discrétisations plus fines pour des temps de calcul acceptable. On peut tenir compte de la non-homogénéité du sol en adoptant des modules de déformation moyens entre deux éléments discrets.
Dans ces méthodes le comportement non linéaire est pris en compte avec une méthode équivalente linéaire itérative. Par rapport à la méthode des éléments finis, ces méthodes (éléments frontières) sont plus pratiques car on discrétise seulement l'interface sol-pieu dans l'étude. Le nombre des inconnues du problème devient beaucoup plus réduit. La relation force-déplacement est donnée par les équations intégrales qu'on transforme en système d'équations linéaires à plusieurs inconnues qui sont les déplacements.

a. Méthode des éléments frontières (BEM) :

Dans la méthode des éléments frontières, seule l'interface verticale sol-pieu est discrétisée en éléments cylindriques, la base est modélisée par un disque sur lequel la répartition des contraintes est uniforme. La solution du problème s'obtient en imposant les conditions d'équilibre et de compatibilité des déplacements du sol avec ceux du pieu qui sont caractérisés par une équation de mouvement unidimensionnel.
En utilisant cette approche, les premières études de la réponse des pieux sont dues par Benerjee et Driscoll (1976), Ces solutions fondamentales, sont ensuite introduites dans une formulation éléments frontières.

b. Méthodes combinées (BEM-FEM) :

L'inconvénient majeur de la solution de la méthode des éléments frontières, est l'imprécision du calcul des fonctions d'influence, du fait que les équations intégrales sont très difficiles à évaluer d'une manière précise. Pour palier à cet inconvénient, on a développé une autre approche qui consiste en la combinaison des deux méthodes (éléments finis, éléments frontières). Nous citons les travaux de H. R. Masoumi et al 2006, Mendoça et al 2003. Dans cette approche le pieu est modélisé comme un élément unidimensionnel au moyen de la méthode des éléments fini, et le sol par la méthode des éléments frontières en combinaison avec la méthode des couches minces.
L'objectif de cette méthode est la détermination de la matrice de rigidité qui relie les charges appliquées avec les déplacements du pieu tout on imposant pour le système sol-pieu discrétisé les deux conditions de compatibilités et

d'équilibres. La procédure générale du calcul est présentée ci dessous (Maouche H. 2003).

Caractérisation du système sol-pieu :

La figure 1-8 présente un modèle du système sol-pieu. Le pieu est de longueur ***L*** et de largeur ***d***, il est caractérisé par son module élastique $\boldsymbol{E_p}$ et sa masse volumique $\boldsymbol{\rho_p}$. Le pieu est soumis à une charge statique (force ***H*** et moment ***M***), La surface de contact sol-pieu considérée est le plan (oxz). Le sol est un semi–espace élastique, il est caractérisé par son module élastique *Es*, sa masse volumique ***ρs*** et son coefficient de Poisson **ν**.

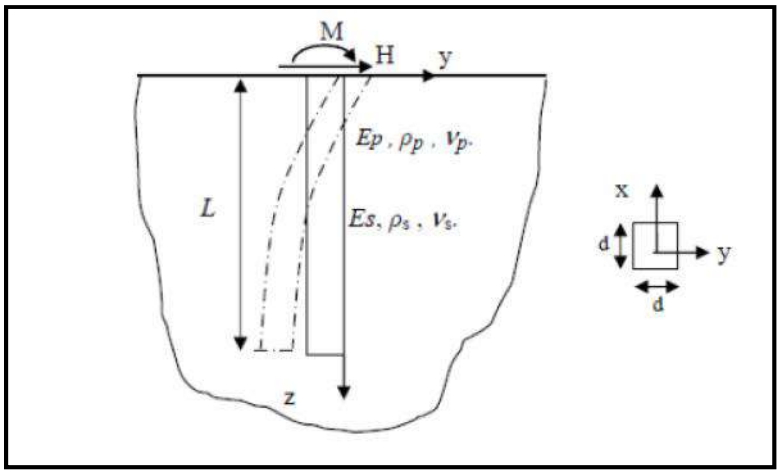


Figure 1-8 : Paramètres réels du système sol-pieu

Principe de la discrétisation du système sol-pieu :

Les caractéristiques principales de la discrétisation sont reportées dans la figure 1-9. L'interface *oxz* est discrétisée on éléments disque dans les deux sens verticale et horizontale respectivement en $\boldsymbol{N_x}$ et $\boldsymbol{N_z}$ éléments. $\boldsymbol{N=N_x.N_z}$ est le nombre total des éléments. La distribution des forces de réactions ***q*** dans la direction *y* est supposée uniforme.

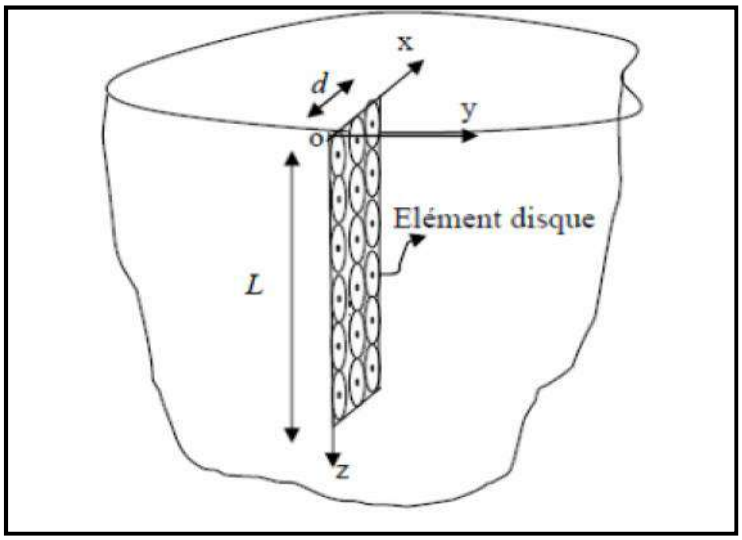


Figure 1-9 : Modèle de discrétisation du système sol-pieu,

(Maouche H.2003).

Relation force déplacement dans le modèle discrétisé :

Par cette approche, la relation force-déplacement pour le sol sera transformée avec les équations intégrales en un système d'équations linéaire où les inconnues sont les forces, par l'intégration de la solution Mindlin sur la surface d'un élément disque on obtient la matrice de flexibilité. La relation force déplacements, s'exprime par la relation matricielle suivante :

$$\{\boldsymbol{U}\} = [\boldsymbol{F}]\{\boldsymbol{q}\} \quad \textbf{(1.13)}$$

Où

[*F*]: matrice de flexibilité *(NxN)* .

{*q*}: Vecteur colonne(*N*) des pressions

Par l'application des conditions de compatibilités et d'équilibre le long de la surface de contact sol pieu, les déplacements du sol et du pieu infiniment rigide sont :

$$\{\boldsymbol{U}\} = [\boldsymbol{R}]\{\boldsymbol{U_p}\} \quad \textbf{(1.14)}$$

Où

$\{U_p\}$ = *(*Δ, φ) : vecteur 2x1contenant les degrés de liberté du pieu *(*Δ, φ).

[*R*] : matrice de dimensions (2 x *N)*.

L'équilibre du système est assuré entre les pressions et les forces extérieures.

$$\{\boldsymbol{P}\} = \boldsymbol{S}[\boldsymbol{R}]^{\boldsymbol{T}}\{\boldsymbol{q}\} \quad \textbf{(1.15)}$$

Où

S : la surface de l'élément.

{*p*}= {*H,M*}^{T}: vecteur (2 x 1*)* des charges extérieures.

Expression de la matrice de rigidité :

On détermine la matrice de rigidité du pieu par les relations précédentes.

$$\{K_P\} = S[R]^T[F]^{-1}[R] \quad \textbf{(1.16)}$$

Cette matrice symétrique (2x2) relie les déplacements du pieu aux charges appliquées, elle dépend que des caractéristiques du sol et du pieu.

Réaction latérale du sol :

Le vecteur déplacement du pieu se calcul par la relation suivante lorsque les charges extérieures sont connues.

$$\{U\} = [K_P]^{-1}.\{P\} \quad \textbf{(1.17)}$$

Les équations (1.12), (1.13) et (1.16) peuvent être couplées par l'application des conditions de compatibilités et d'équilibres, La réaction latérale du sol s'exprime par la relation matricielle suivante :

$$\{q\} = [F]^{-1}[R][K_P]^{-1}\{P\} \quad \textbf{(1.18)}$$

Analyse non-linéaire de la réponse du pieu :

Le comportement non-linéaire du sol complique la solution du problème. Le module de réaction du sol dépend de niveau de pression et de déformation, la matrice de rigidité $[K_p]$ n'est plus constante mais varie avec le taux de déformation. On utilise souvent le modèle non linéaire simple de Duncan et al. 1970 (Figure 1-10), avec itération sur chaque palier de déformation.

La relation contrainte-déformation est hyperbolique, dans ce cas le module tangent de Young

E_s pour le sol s'écrit :

$$E_{tan} = E_i\left(1 - \frac{R_f\, q}{q_{lim}}\right) \quad \textbf{(1.19)}$$

Où

E_i : le module tangent initial.

q : la pression du sol.

q_{lim} : la pression limite du sol (expérimentale) .

R : degré du non linéarité.

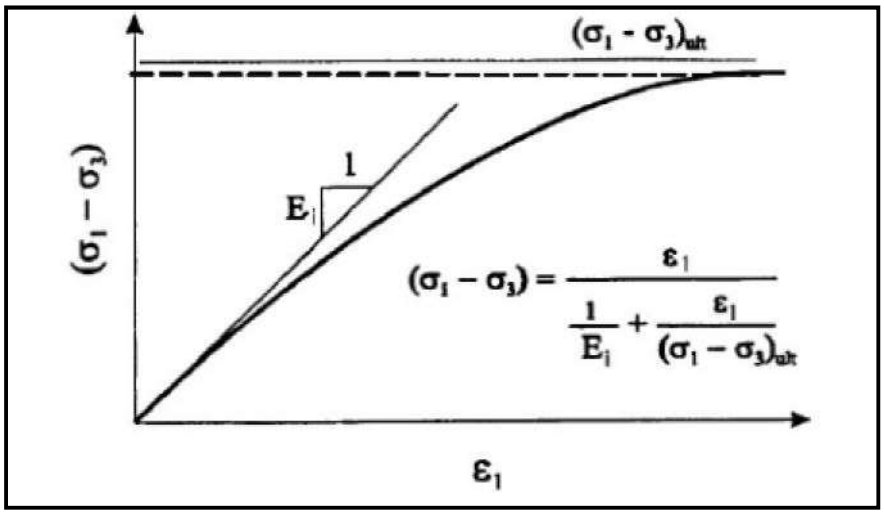


Figure 1-10 : Représentation de la loi hyperbolique (triaxiale)

3. Modélisation du comportement des pieux sous charge axiale :

3.1. Méthode des fonctions de transfert des charges t-z :

La méthode t-z permet de calculer le déplacement vertical d'un pieu soumis à une charge axiale. La méthode passe par la définition de la relation entre la contrainte de cisaillement à la surface latérale du pieu *(τ)* et le déplacement vertical du pieu *(z)* à différentes profondeurs (courbes de modélisation du frottement latéral) en se basant sur les données des essais in situ (CPT, PMT, etc.). Plusieurs auteurs ont développé cette méthode théoriquement et dans le calcul pratique des pieux sous charge axiale (Poulos et Davis 1980 ; Frank et Zhao 1982 ; Boulon et Foray 1986 ; Maleki 1995). Récemment, Liu et al. (2004) ont proposé un modèle t-z trilinéaire plastique avec radoucissement (Fig 1-11).

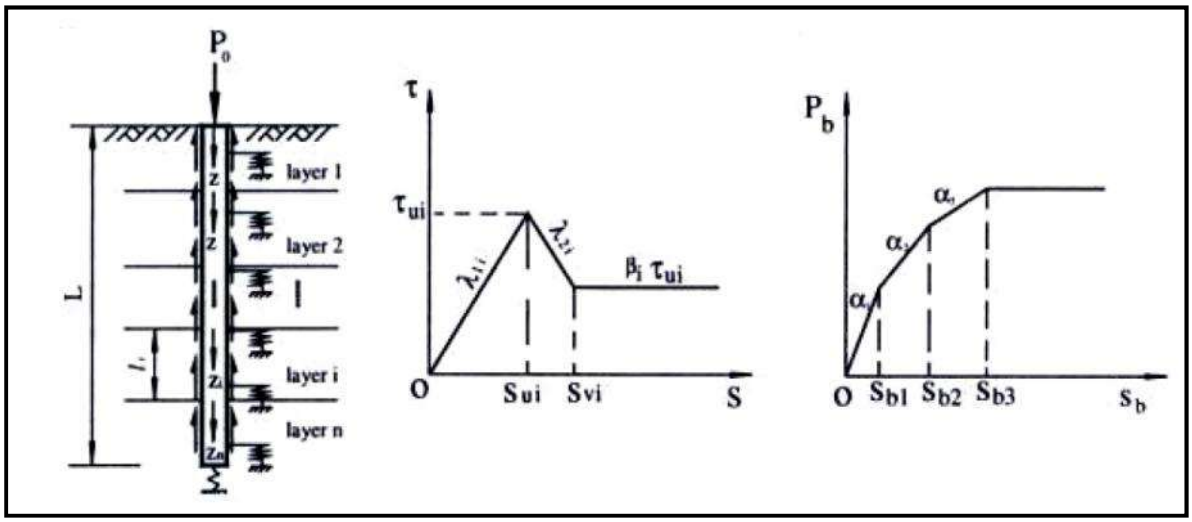


Figure 1-11 : Méthode analytique simplifiée du système sol-pieu basée sur la méthode t-z (Liu et al. 2004)

En France, la pratique courante de cette méthode fait référence aux méthodes pressiométriques pour la détermination de la partie initiale de la courbe de mobilisation du frottement latéral. L'utilisation des courbes t-z est associée également à la définition d'une courbe de mobilisation de la résistance en pointe (q-z). Dans ce qui suit, on présente la méthode développée par Frank et Zhao (1982). C'est donc une méthode de calcul de la courbe charge-tassement axial d'un pieu isolé, basée sur le principe des fonctions de transfert de charge ou courbes de mobilisation du frottement latéral t-z et de l'effort de pointe q-z. Le calcul de la courbe charge-tassement du pieu est basé sur la résolution numérique, par le programme PIVER-LCPC, de l'équation différentielle de l'équilibre d'une poutre en compression ou en traction (Frank 1989) :

$$EA\frac{d^2s}{dz^2} - P\tau(s) = 0 \quad \textbf{(1.20)}$$

Avec EA : rigidité à la compression du pieu ;
s : le déplacement (tassement) axial le long de z ;
τ : frottement axial unitaire mobilisé ;
P : périmètre du pieu.

Le modèle de Frank et Zhao (1982) pour les courbes de mobilisation du frottement axial $\tau(s)$ et de chargement en pointe $q(s)$ est trilinéaire et il est basé sur les résultats pressiométriques (Fig 1-12). Les pentes initiales k_τ et k_q sont données respectivement pour les sols fins (argiles et limons) et granulaires par les relations :

$$k_\tau = 2E_M/D \; ; \; k_q = 11\,E_M/D \quad (sol\ fin)$$
$$k_\tau = 0.8E_M/D \; ; \; k_q = 4.8\,E_M/D \quad (sol\ granulaire) \qquad \textbf{(1.21)}$$

où E_M est le module pressiométrique à la profondeur considérée ; D est le diamètre du pieu.

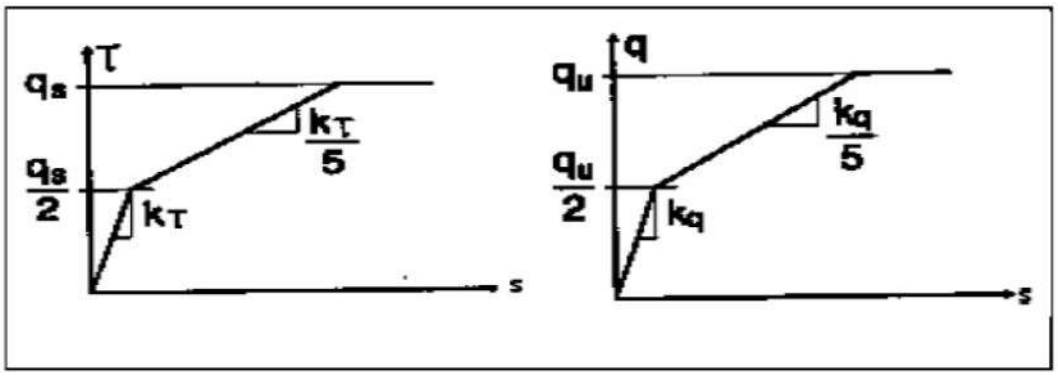


Figure 1-12 : Lois de mobilisation du frottement axial et de l'effort de pointe unitaires (Frank et Zhao 1982)

Dans le but de résoudre l'équation (1.20), le système sol-pieu est divisé en couches. Pour chaque couche, la rigidité ***EA*** et le périmètre ***P*** sont constants, et la fonction ***τ-s***, également unique, est linéarisée sous la forme $\tau = \alpha + \beta s$. Ainsi une équation différentielle à coefficients constants est obtenue pour chaque couche dont la solution analytique est :

$$s = a.\cosh(mz) + b.\sinh(mz) - \frac{\alpha}{\beta}, pour\ \beta \neq 0; avec\ n = \sqrt{\frac{P\beta}{EA}} \quad \textbf{(2.22)}$$

$$s = az + b + \frac{P\alpha}{EA}.\frac{z^2}{2}, \quad pour\ \beta = 0\ et\ \alpha = q_s$$

Le programme PIVER-LCPC est basé sur cette solution analytique dans chaque couche.

Son originalité consiste en le fait qu'il n'a pas besoin d'approximations par différences finies.

L'efficacité de ce modèle et de la méthode a pu être évaluée par Said et al. (2005) lors du récent Symposium International PRESSIO 2005. Il s'agissait de calculer la capacité portante et les tassements d'un pieu foré à la tarière continue soumis à une charge axiale centrée, à partir des résultats d'essais pressiométriques Ménard. Les caractéristiques du sol sont tout d'abord déterminées à partir des résultats pressiométriques bruts en appliquant la norme Afnor (2001). Ensuite, le calcul de la capacité portante du pieu est effectué et les tassements du pieu sont calculés en utilisant le programme PIVER-LCPC.

3.2. Modélisation numérique en éléments finis (EF) :

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie de révolution ou tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution (ou "axisymétrie") est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu (objet de notre étude). La condition tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste ; en revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. Les approches par calculs EF de pieux sont ici brièvement analysées.

3.2.1. Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF :

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage ***(u = 0)*** à au moins deux fois la longueur $\boldsymbol{L_p}$ du pieu et la limite horizontale inférieure à au moins ***2,5*** fois la longueur $\boldsymbol{L_p}$ en dessous de la pointe (condition **v = 0** ou ***u = v = 0***), soit 3***,5 L*** depuis la surface (Mestat et Prat 1999). Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût, où des forts gradients risquent d'apparaître tout en respectant des valeurs acceptables du rapport de forme avec l'approche "thin layer" .

Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu.

Les rares modélisations par éléments finis de l'installation du pieu (fonçage ou battage) ont été effectuées en considérant le processus de pénétration d'une inclusion en grandes déformations, en imposant des déplacements en tête du pieu (Cividini et Gioda 1988 ; Van Den Berg et al. 1996 ; Huang et al. 2004 ; Lu et al. 2004) ou en imposant des forces (Sikora et Gudehus 1990 ; Mabsout et al. 1995). Certains auteurs ont modélisé l'essai de chargement de pieu ou de modèle de pieu par éléments finis en utilisant des éléments d'interface sans épaisseur (Barbas et Frank 1982 ; Cabella et Passalacqua 1998 ; Das Neves et al. 2001b; Wehnert et Vermeer 2004) ou type couche mince avec des caractéristiques spécifiques de rigidité et de frottement (Madabhushi et Haigh 1998 ; De Gennaro et al. 1999 ; De Gennaro et Frank 2002b). D'autres auteurs ont modélisé le comportement des pieux sans utilisation d'éléments d'interface (Mohamedzein et al. 1999 ; Georgiadis et al. 2003). Dans ces cas, l'étude de l'influence de différents paramètres sur le comportement du pieu (la dilatance, la longueur du pieu dans les sols expansifs ; la saturation partielle et les fluctuations du niveau phréatique) a été évoquée.

Plusieurs facteurs peuvent influencer les résultats de l'analyse numérique EF du comportement d'un pieu. Citons, l'influence du maillage, l'influence du modèle de comportement du sol adjacent au pieu et l'influence du comportement de l'interface (De Gennaro 1999 ; Das Neves et al. 2001a et b ; Wehnert et Vermeer 2004).

3.2.2. Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF :

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre de nœuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats. Les essais de chargement de pieux isolés sous chargement axial ont été rarement modélisés par la méthode des éléments finis tridimensionnels et l'interface a été rarement prise en compte.

Le tableau 1-1 décrit quelques études numériques tridimensionnelles récentes qui existent dans la littérature. On remarque que la plupart des études concernent les pieux chargés latéralement ou les groupes de pieux et, dans la moitié des cas, la prise en compte d'une interface est omise. Si l'interface est prise en compte, les éléments de contacts reproduisent un frottement limite de Coulomb sans prise en compte de l'élastoplasticité de l'interface.

Source	Type de pieux	Prise en compte de l'interface
Trochanis et al. (1991)	1 et 2 pieux bétons battus chargés axialement	Oui (Prise en compte d'un frottement limite à l'interface)
Kurian et Srinivas (1995)	Pieu conique de section circulaire, triangulaire et carré isolé chargé axialement	Oui (éléments sans épaisseur)
Bransby et Springman (1996)	Groupe de pieux chargés Latéralement	Non
Borel (1998)	Groupe de pieux chargés Axialement	Oui (Prise en compte d'un frottement limite à l'interface)
Ozkan et al. (2002)	Pieux isolés et groupe de pieux chargés latéralement	Non
Comodormos et al. (2003)	Groupe de pieux chargés Axialement	Non

Tableau 1-1 : Quelques modélisations tridimensionnelles en EF

3.3. Modélisation numérique par équations intégrales aux frontières :

Cette méthode suppose un matériau élastique linéaire en petites déformations. Une solution fondamentale en déplacement et une solution en contrainte ont été proposées (Garnica-Anguas 1993 ; Boulon et al. 1995a). Le problème d'équilibre se réduit à la solution d'un système d'équations intégrales qui est fonction des conditions aux limites que l'on pose (en déplacement, en contraintes ou mixtes). Le contact étant considéré entre deux solides élastiques, les non-linéarités du comportement sont alors concentrées à l'interface. Le problème de contact est reproduit en imposant des conditions statiques et cinématiques qui correspondent aux conditions de contact fermé, glissant et ouvert.

Une application de cette méthode pour le calcul d'un essai d'arrachement de pieu en chambre d'étalonnage (Huang et al. 1991 ; Garnica-Anguas 1993 ; Boulon et al. 1995a), consiste à reproduire les conditions aux limites par des équations intégrales aux frontières. Le maillage et les résultats de ces simulations sont donnés sur les figures (1-13) et (1-14).

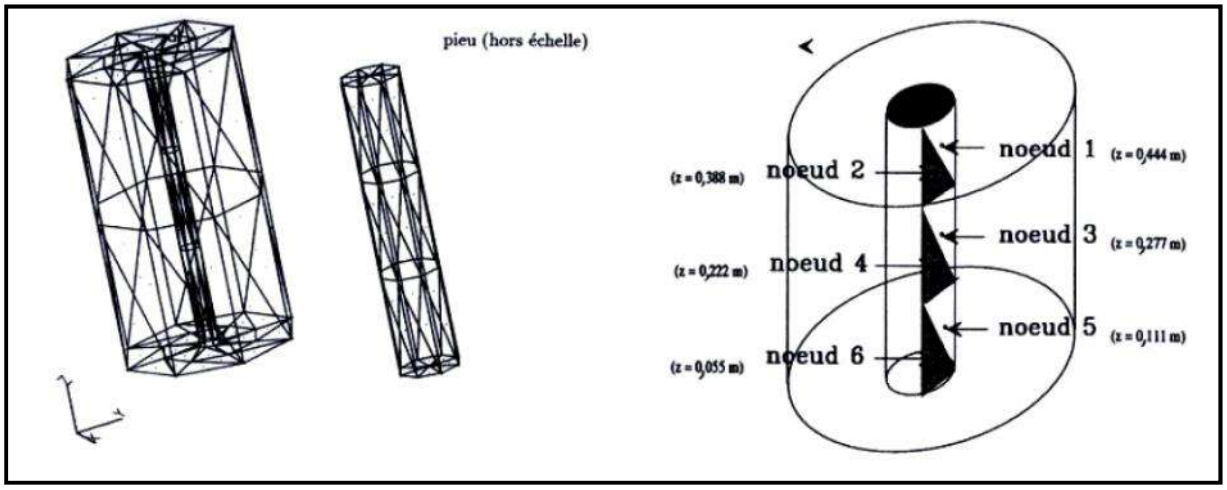


Figure 1-13 : Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage : Maillage (Boulon et al. 1995a)

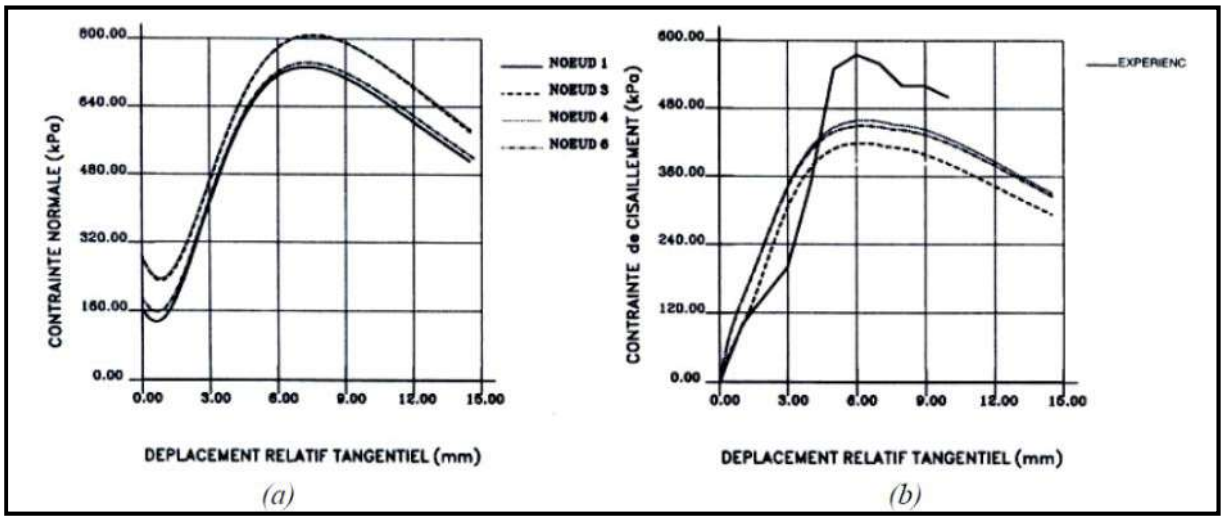


Figure 1-14 : Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage
(a) Evolution de la contrainte normale à l'interface
(b) Courbes de cisaillement d'interface (Boulon et al. 1995a)

L'analyse d'un pieu par la méthode du module de réaction

1. Introduction :

L'analyse d'un pieu sous charge latérale est compliquée parce que la réaction du sol en un point quelconque le long d'un pieu est en fonction du déplacement du pieu, par conséquent, la résolution de la réponse d'un pieu sous charge latérale fait partie d'une classe du problème d'interaction sol-structure.

Le modèle présenté à la figure 2-1 est celui utilisé par le logiciel L-Pile. La méthode de l'équation différentielle est utilisée pour la solution de l'équation poutre-poteau pour permettre le traitement des différentes valeurs de rigidité à la flexion. En outre, il est possible de faire varier la rigidité en flexion par rapport au moment de la flexion qui est calculée pendant l'itération.

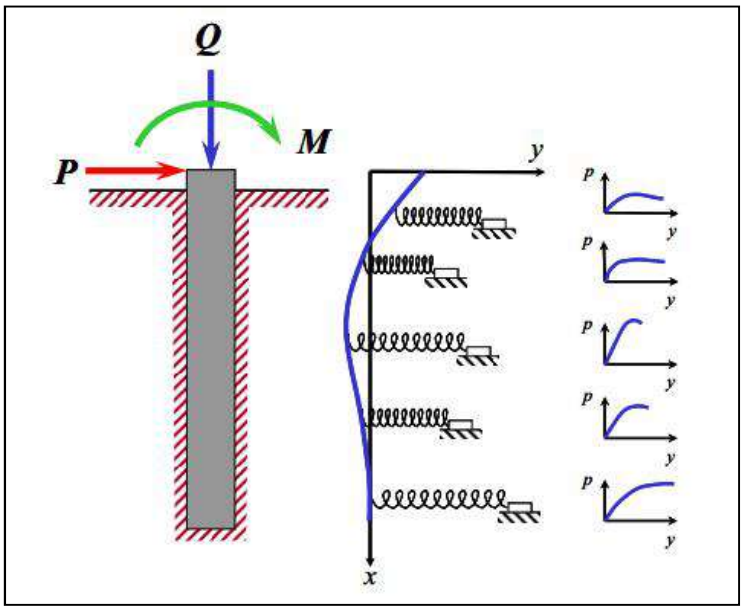


Figure 2-1 : Modèle d'un pieu sous chargement latéral avec des courbes (p-y)

2. Dérivation et solution de l'équation différentielle poutre-poteau

L'équation poutre-poteau doit être résolue par l'application de la méthode p-y, et un bref calcul est indiqué dans la section suivante.

Une version abrégée de l'équation peut être résolue par une méthode de forme fermée, mais la solution générale peut être faite seulement par une procédure numérique. Ces deux types de solution sont présentés dans ce chapitre.

2.1. Dérivation de l'équation différentielle :

Dans la plupart des cas, la charge axiale sur un pieu chargé latéralement a une faible influence sur le moment de flexion.

Cependant, il ya des occasions où il est souhaitable d'inclure la charge axiale dans le processus d'analyse.

La dérivation de l'équation différentielle pour une fondation poteau-poutre a été présentée par Hetenyi (1946) et elle est illustrée ci-dessous dans les paragraphes.

Si un élément sans chagement infiniment petit, délimité par deux verticales d'une distance **dx** d'intervalle, est coupé (voir Figure 2-2), l'équilibre des moments (en ignorant les termes de second ordre) conduise à l'équation :

$$(M + dM) - M + Q dy - V_v dx = 0 \quad \textbf{(2-1)}$$

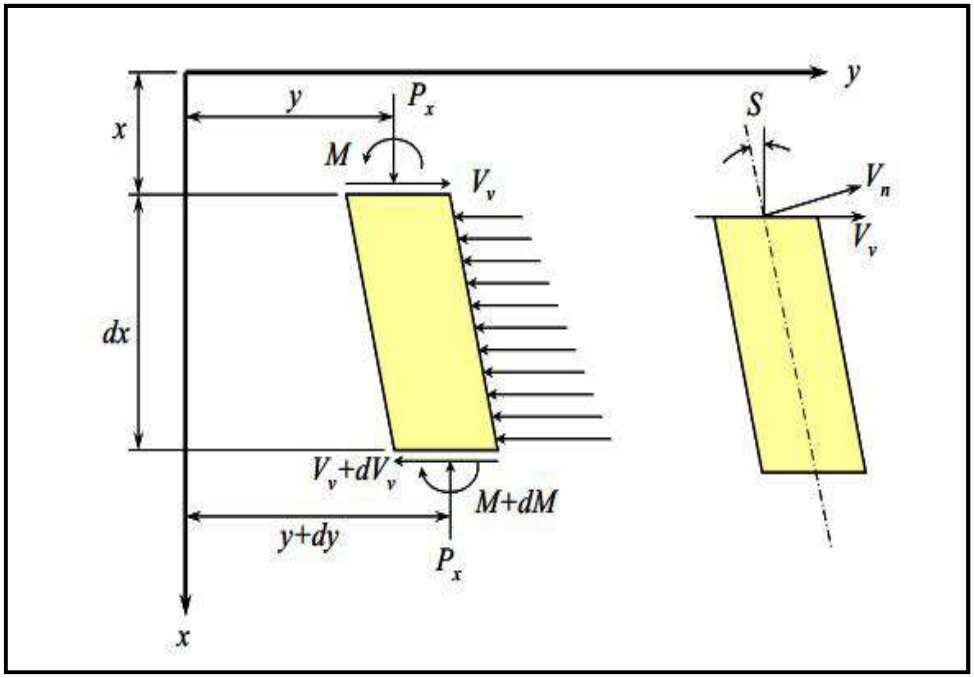


Figure 2-2 : Élément de poutre-poteau (après Hetenyi, 1946)

$$\frac{dM}{dx} + Q\frac{dy}{dx} - V_v = 0 \quad \textbf{(2-2)}$$

On Dérive l'équation 2.2 par rapport à x, on va obtenu l'équation suivante :

$$\frac{d^2M}{dx^2} + Q\frac{d^2y}{dx^2} - \frac{dV_v}{dx} = 0 \quad \textbf{(2-3)}$$

Les définitions suivantes sont notées:

$$\frac{d^2M}{dx^2} = EI\frac{d^4y}{dx^4}$$

$$\frac{dV_v}{dx} = p$$

$$p = -E_s y$$

Où : ***Es*** : module de réaction du sol,

L'équation 2-3 devient :

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + Q\frac{d^2y}{dx^2} + E_s y = 0 \quad \textbf{(2-4)}$$

Le sens de l'effort tranchant $\mathbf{V_v}$ est illustré à la figure 2-2 :

$$V_n = V_v \cos S - Q \sin S \quad \textbf{(2-5)}$$

Parce que **S** est généralement de petite taille, on peut supposer les relations entre les angles petits: cos S = 1 et sin S =tan S = dy / dx.

Ainsi, on obtient l'équation 2-6 :

$$V_n = V_v - Q\frac{dy}{dx} \quad \textbf{(2-6)}$$

$\mathbf{V_v}$ peut être calculé à partir de l'équation 2-6, où dy / dx est égal à la rotation **S**.

La capacité qui permettre une force répartie **W** par unité de longueur le long de la partie supérieure d'un pieu est pratique dans la solution d'un certain nombre de problèmes pratiques. L'équation différentielle devient alors comme indiquée ci-dessous.

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + Q\frac{d^2y}{dx^2} - p + И = 0 \quad \textbf{(2-7)}$$

Où:

Q = charge de poussée axiale dans le pieu,

y = déplacement latérale du pieu en un point x le long de la longueur du pieu,

p = réaction du sol par unité de longueur,
EI = rigidité à la flexion, et
W = charge répartie sur toute la longueur du pieu.

Autres formules de poutres qui sont nécessaires à l'analyse des pieux sous charges latérales sont les suivants:

$$V_v = EI\frac{d^3y}{dx^3} + Q\frac{dy}{dx} \quad \textbf{(2-8)}$$

$$M = EI\frac{d^2y}{dx^2} \quad \textbf{(2-9)}$$

Et,

$$S = \frac{dy}{dx} \quad \textbf{(2-10)}$$

Où :

V = l'effort tranchant dans le pieu,

M = moment de flexion dans le pieu,

S = pente de la courbe élastique définie par l'axe du pieu.

À l'exception de la charge axiale **Q**, les conventions de signe qui sont utilisées dans l'équation différentielle et dans le développement ultérieur sont les mêmes que ceux habituellement utilisées dans la mécanique pour des poutres, avec les axes de rotation de pieu sont de 90 degrés dans le sens horaire à partir de l'axe de la poutre. La charge axiale **Q** n'est pas normalement apparente dans les équations des poutres.

Les conventions de signe sont présentées graphiquement dans la figure 2-3. Une solution de l'équation différentielle donne un ensemble de courbes comme la figure 2-4montre.

Les relations mathématiques pour les différentes courbes qui donnent la réponse du pieu sont représentées dans la figure pour le cas où aucune charge axiale n'est appliquée. Les hypothèses qui sont faites pour dériver l'équation différentielle sont les suivantes:

1. Le pieu est rectiligne et présente une section transversale uniforme,
2. Le pieu présente un plan de symétrie longitudinal; les charges et les réactions se situent dans ce plan,
3. Le matériau du pieu est homogène,
4. La limite élastique du matériau du pieu ne soit pas dépassée,
5. Le module d'élasticité du matériau du pieu est le même en traction et en compression,
6. Débattements transversaux du pieu sont de petite taille,
7. Le pieu ne soit pas soumis à une charge dynamique,
8. Déplacement dues aux contraintes de cisaillement sont faibles.

Hypothèse 8 peut être abordée en incluant d'autres termes de l'équation différentielle, mais les erreurs liées à une omission de ces termes sont généralement de petite taille. La méthode numérique présentée plus tard peut traiter avec du comportement d'un pieu constituée de matériaux ayant des propriétés de contrainte-déformation non linéaire.

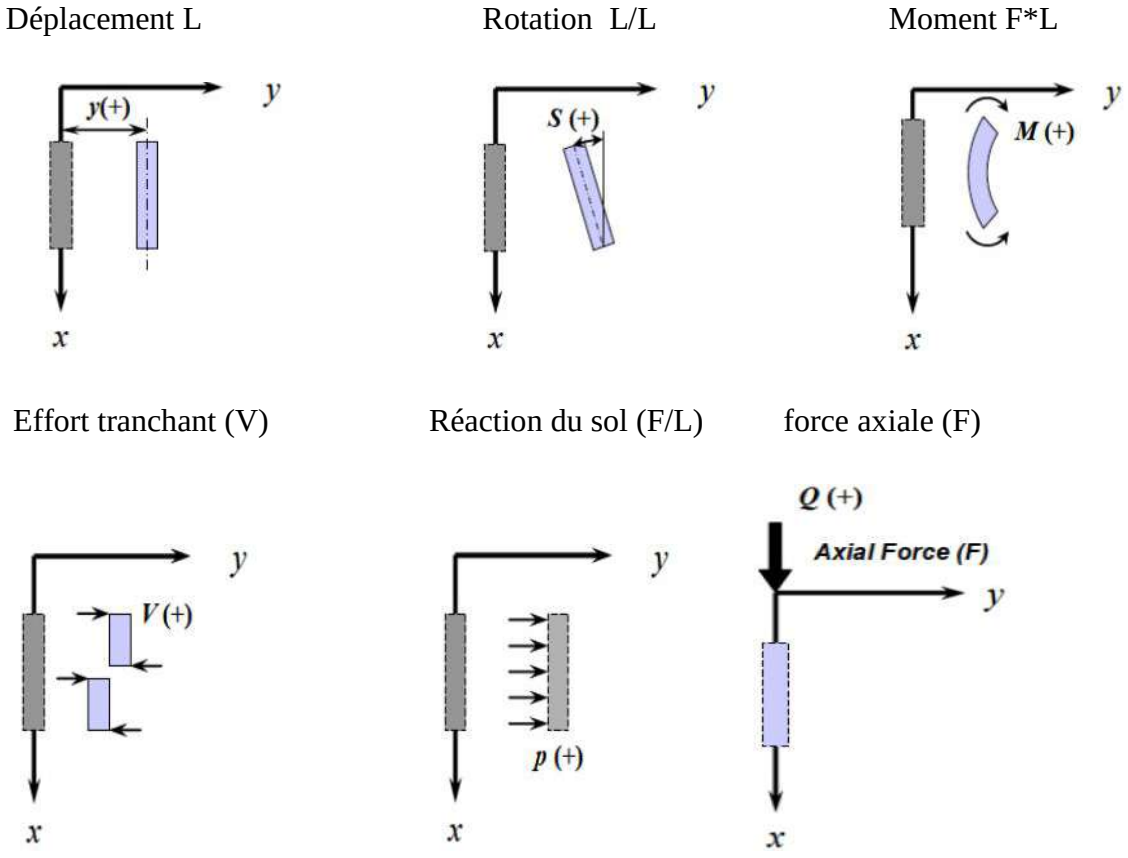


Figure 2-3 : **Conventions de signe**

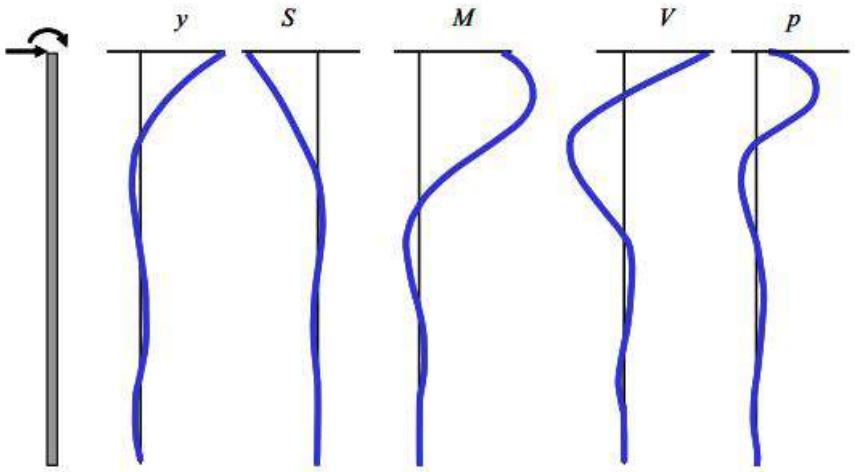


Figure 2-4 : **Forme des résultats obtenus pour une solution complète**

2.2. Solution de forme réduite de l'équation différentielle :

Une forme simplifiée de l'équation différentielle résulte de l'équation 2-4, si les hypothèses sont faites qu'aucune charge axiale n'est appliquée, que la rigidité à la flexion IE est constante avec la profondeur, et que le module du sol $\mathbf{E_s}$ est constant avec la profondeur et égale à $\boldsymbol{\alpha}$. Les deux premières hypothèses peuvent être satisfait dans de nombreux cas pratiques, mais le dernier des trois hypothèses est rarement ou jamais satisfait en pratique.

La solution présentée dans cette section est présentée pour deux raisons importantes:

(1) l'équation résultante montre plusieurs facteurs qui sont communs à toute solution, donc, la nature du problème est révélée,
(2) la solution analytique permet de contrôle l'exactitude des solutions numériques qui sont donnés plus loin dans ce chapitre.

Si les hypothèses ci-dessus sont employées et lorsque l'identité montrée dans l'équation 2-11 est utilisée, la forme réduite de l'équation différentielle est donnée par l'équation 2-12.

$$\beta^4 = \frac{\alpha}{4EI} \approx \frac{E_s}{4EI} \quad \textbf{(2-11)}$$

$$\frac{d^4y}{dx^4} + 4\beta^4 y = 0 \quad \textbf{(2-12)}$$

La solution à l'équation 2-12 soit directement écrite comme:

$$y = e^{\beta x}(C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x}(C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) \quad \textbf{(2-13)}$$

Les coefficients C1, C2, C3, C4 doivent être évalués pour les différentes conditions aux limites qui sont désirées. Un pieu de n'importe quelle longueur est considéré comme suivant, si l'on considère un long pieu, un simple jeu d'équations peut être dérivé.

Un examen de l'équation 2-13 montre que C_1 et C_2 doivent proche à zéro parce que le terme $\mathbf{e^{\beta x}}$ va augmenter sans limite.

Les conditions aux limites pour le sommet du pieu qui sont employés pour la solution de la forme réduite de l'équation différentielle sont représentées par les simples croquis à la figure 2-5. A une discussion plus complète des conditions aux limites pour un pieu est présentée dans la section suivante.

Les conditions aux limites dans la partie supérieure du pieu choisie pour le premier cas sont illustrées à la figure 2-5 (a) et sous forme d'équation :

En x = 0,

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M_t}{EI} \quad \textbf{(2-14)}$$

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{P_t}{EI} \quad \textbf{(2-15)}$$

Les différenciations de l'équation 2-13 sont faites et les remplacements indiqués par l'équation 2-14 sont le suivant :

$$C_4 = \frac{-M_t}{2EI\beta^2} \quad \textbf{(2-16)}$$

Les remplacements indiqués par l'équation 2-15 donnent ce qui suit :

$$C_3 + C_4 = \frac{P_t}{2EI\beta^3} \quad \textbf{(2-17)}$$

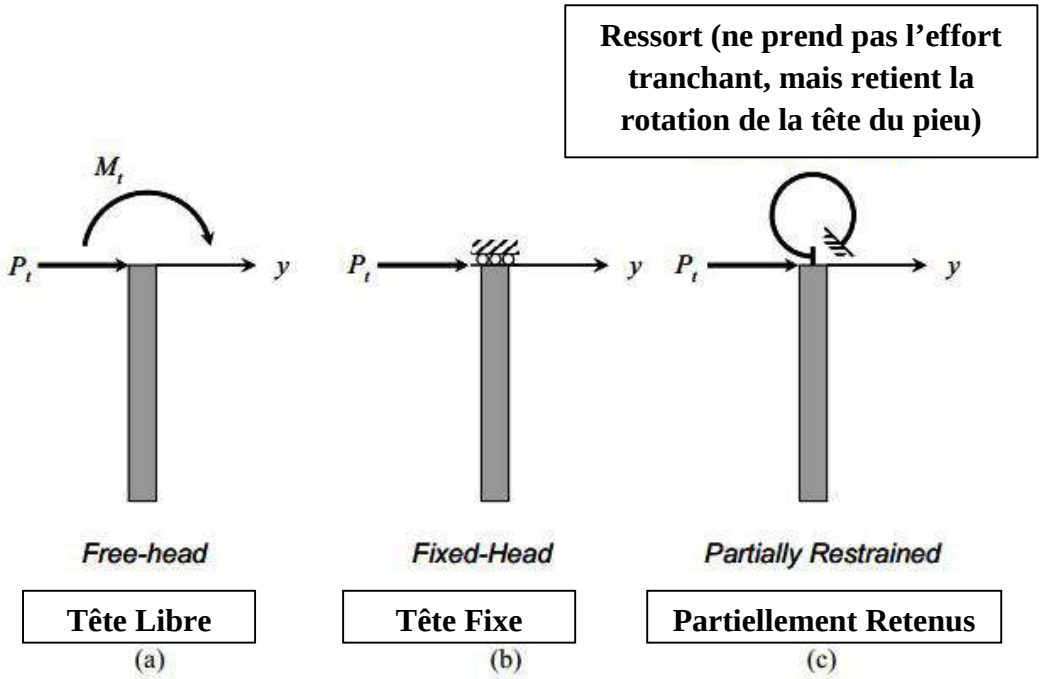


Figure 2-5 : **conditions aux limites au dessus du pieu**

Les Équations 2-16 et 2-17 sont utilisés et les expressions de déplacement **y**, rotation **S**, moment de flexion **M**, l'effort tranchant **V**, et la réaction du sol **p** peuvent être écrites comme indiqué dans les équations de 2-18 à 2-22.

$$y = \frac{2b^2 e^{-bx}}{\alpha}\left[\frac{P_t}{b}cos\beta x + M_t(cos\beta x - sin\beta x)\right] \quad (2.18)$$

$$S = -e^{-\beta x}\left[\frac{2P_t\beta^2}{\alpha}(sin\beta x + \cos\beta x) + \frac{M_t}{EI\beta}cos\beta x\right] \quad (2.19)$$

$$M = e^{-\beta x}\left[\frac{P_t}{\beta}sin\beta x + M_t(sin\beta x + cos\beta x)\right] \quad (2.20)$$

$$V = e^{-\beta x}\left[P_t(cos\beta x - sin\beta x) - 2M_t\beta sin\beta x\right] \quad (2.21)$$

$$p = -2\beta^2 e^{-\beta x}\left[\frac{P_t}{\beta}cos\beta x + M_t(cos\beta x - sin\beta x)\right] \quad (2.22)$$

Il est pratique de définir quelques fonctions qui rendent plus facile d'écrire les équations ci-dessus. Il s'agit de:

$$A_1 = e^{-\beta x}\left[cos\beta x + sin\beta x\right] \quad (2.23)$$

$$B_1 = e^{-\beta x}\left[cos\beta x - sin\beta x\right] \quad (2.24)$$

$$C_1 = e^{-\beta x} cos\beta x \quad (2.25)$$

$$D_1 = e^{-\beta x} sin\beta x \quad (2.26)$$

En utilisant ces fonctions, les équations 2-18 à 2-22 deviennent:

$$y = \frac{2P_t\beta}{\alpha} C_1 + \frac{M_t}{2EI\beta^2} B_1 \quad (2.27)$$

$$S = \frac{-2P_t\beta^2}{\alpha} A_1 - \frac{M_t}{EI\beta} C_1 \quad (2.28)$$

$$M = \frac{P_t}{\beta} D_1 + M_t A_t \quad (2.29)$$

$$V = P_t B_1 - 2M_t\beta D_1 \quad (2.30)$$

$$p = -2P_t\beta C_1 - 2M_t\beta^2 B_1 \quad (2.31)$$

Les valeurs de « A1, B1, C1, D1 », sont présentées dans la figure 2-6 en fonction de la dimensionnelle distance βx le long du pieu.

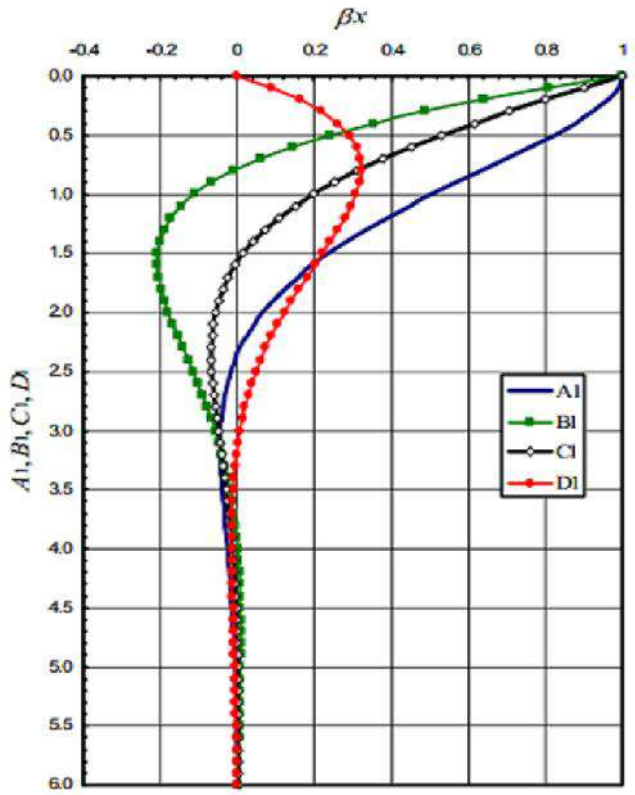


Figure 2-6 : Valeurs de (A1, B1, C1, D1)

Pour un pieu dont la tête est fixe en rotation, comme représentée sur la figure 2-5 (b), la solution peut être obtenue en utilisant les conditions aux limites indiquées dans les équations 2-32 et 2-33.

En x = 0,

$$\frac{dy}{dx} = 0 \quad (2.32)$$

$$EI\frac{d^3y}{dx^3} = P_t \quad (2.33)$$

En utilisant les procédures que pour le cas où les conditions aux limites ($P_t \neq 0$; $Q \neq 0$; $M \neq 0$) (Figure 2-1), les résultats sont les suivants :

$$C_3 = C_4 = \frac{P_t}{4EI\beta^3} \quad (2.34)$$

La solution pour les longs pieux est donnée dans les équations de 2-35 à 2-39.

$$y = \frac{P_t\beta}{\alpha}A_1 \quad (2.35)$$

$$S = -\frac{P_t}{2EI\beta^2}D_1 \quad (2.36)$$

$$M = -\frac{P_t}{2\beta}B_1 \quad (2.37)$$

$$V = P_tC_1 \quad (2.38)$$

$$p = -P_t\beta A_1 \quad (2.39)$$

Il est parfois utile d'avoir une solution pour une troisième série de conditions aux limites décrivant la retenue de rotation à la tête du pieu, comme la figure 2-5 (c) montre.

Pour cette condition aux limites, le ressort de rotation ne prend pas l'effort tranchant, mais retient la rotation de la tête du pieu. Ces conditions aux limites sont données dans les équations 2-40 et 2-41. À la tête du pieu, où x = 0, la rotation à retenir est commandée par :

$$\frac{EI\frac{d^2y}{dx^2}}{\frac{dy}{dx}} = \frac{M_t}{S_t} \quad \textbf{(2.40)}$$

Et l'effort tranchant à la tête du pieu est commandé par :

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{P_t}{EI} \quad \textbf{(2.41)}$$

D'après l'utilisation de ces conditions aux limites, les coefficients C3 et C4 peuvent être évaluées, et les résultats sont présentés dans les équations 2-42 et 2-43.

Pour des raisons pratiques dans l'écriture, la retenue de rotation $\mathbf{M_t}$ / $\mathbf{S_t}$ est donnée par le symbole $\mathbf{k_\theta}$.

$$C_3 = \frac{P_t(2EI\beta + k_\theta)}{EI(\alpha + 4\beta^3 k_\theta)} \quad \textbf{(2.42)}$$

$$C_4 = \frac{k_\theta P_t}{EI(\alpha + 4\beta^3 k_\theta)} \quad \textbf{(2.43)}$$

Ces expressions peuvent être remplacées dans l'équation 2-13, la différenciation effectuée le cas échéant, et le remplacement des équations 2-23 à 2-26 donnera un ensemble d'expressions pour le long de pieu semblables à ceux des équations 2-27 à 2-31 et 2-35 à 2-39.

Timoshenko (1941), S.P « a déclaré que la solution pour les longs des pieux » est satisfaisante où **βL** est supérieur à 4, mais il ya des cas où la solution de la réduction équation différentielle est souhaitée pour des pieux qui ont une longueur non dimensionnelle inférieure à 4. La solution peut être obtenue en utilisant les conditions aux limites suivantes à l'extrémité du pieu :

À x = L,

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \mathbf{0}\ (M\ \textbf{est égal à zero à la pointe du pieu}) \quad \textbf{(2.44)}$$

Et

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \mathbf{0}\ (\boldsymbol{l'effort\ tranchant\ V, est\ nulle}\ \text{à}\ \boldsymbol{pile\ pointe}) \quad \textbf{(2.45)}$$

Lorsque les conditions aux limites ci-dessus sont utilisées, avec un ensemble au- dessus du pieu, les quatre coefficients **C1, C2, C3** et **C4** peuvent être évalués. Les solutions ne sont pas représentées ici, mais les nouvelles valeurs des paramètres **A1, B1, C1** et **D1** peuvent être calculés en fonction de **βL**. Ces calculs, s'ils sont appliqués, montreront facilement l'influence le long du pieu.

La forme réduite de l'équation différentielle ne sera pas normalement utilisée pour la solution des problèmes rencontrés dans la conception, mais, l'influence le long des pieux et d'autres paramètres peuvent être illustrés avec clarté. En outre, la solution de forme fermée peut être utilisée pour vérifier l'exactitude de la solution numérique indiquée dans la section suivante.

2.3. Solution par équations aux différences finies :

La solution de l'équation 2-7 est nécessaire pour traiter de nombreux problèmes rencontrés dans la pratique. Les améliorations suivantes dans les solutions présentées dans la section précédente sont alors possibles.

• L'effet de la charge axiale sur le déplacement et le moment de flexion peut être considéré et les problèmes de flambage de pieu peuvent être résolus.

• La rigidité à la flexion **EI** du pieu peut être modifiée sur le long du pieu.
• Et peut-être encore plus important, le module de sol **Es** peut varier en fonction du déplacement du pieu et avec la distance le long du pieu.

•Les déplacements du sol autour du pieu en raison des mouvements du terrain ou des forces d'infiltration peuvent être pris en compte.

Dans les formulations de différences finies, les termes dérivés sont remplacés par des expressions algébriques. Les expressions de différences centrales suivantes ont des erreurs proportionnelles au carré de la longueur minimum **h**.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y_{n-1} + y_{n+1}}{2h}$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{y_{n-1} - 2y_n + y_{n+1}}{h^2}$$

$$\frac{d^3y}{dx^3} = \frac{-y_{n-2} + 2y_{n-1} - 2y_{m+1} + y_{n+2}}{2h^3}$$

$$\frac{d^4y}{dx^4} = \frac{y_{n-2} - 4y_{n-1} + 6y_n - 4y_{n+1} + y_{n+2}}{h^4}$$

Si le pieu est divisé en incréments de longueur **h**, comme montre la figure 2-7, l'équation différentielle 2-7 régissant sous forme de différence des termes collectées pour **y** comme suit:

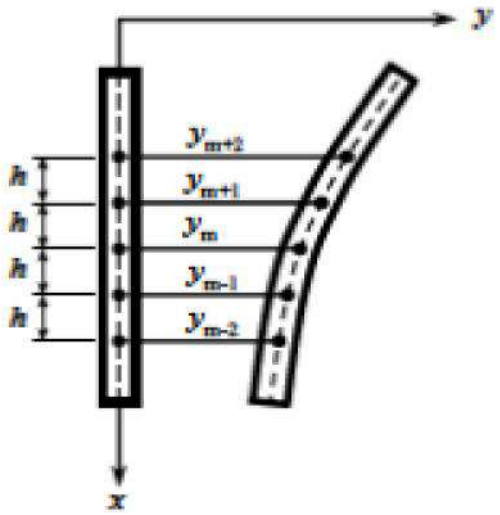


Figure 2-7 : Représentation de pieu détourné

$$y_{n-2}R_{m-1} + y_{n-1}(-2R_{m-1} - 2R_m + Qh^2) + y_n(R_{m-1} + 4R_m + R_{n+1} - 2Qh^2 + k_n hH^4) + y_{n+1}(-2R_n - 2R_{n+1} + Qh^2) + y_{n+2}R_{n+1}Wh^4 = 0 \quad (2.46)$$

Où :

$R_m = E_m I_m$ (rigidité à la flexion du pieu au point m) et

$k_m = E_{sm}$.

L'hypothèse est implicite dans l'équation 2-46 ce que la grandeur de **Q** est constante avec la profondeur. Bien sûr, cette hypothèse n'est pas strictement vraie. Cependant, l'expérience a montré que le moment de flexion maximal se produit généralement sur une distance relativement courte au-dessous de la ligne de terre à un point où la valeur de **Q** est intacte. Cette réalité plus le fait que Q, sauf en cas de flambement, a peu d'influence sur les grandeurs de déplacement et le moment de flexion, cela conduit à la conclusion que l'hypothèse d'une

constante **Q** est généralement valable. Pour les raisons exposées, il est considéré comme inutile de faire varier **Q** dans l'équation 2-46 : ainsi, un tableau de valeurs de Q en fonction de x n'est pas nécessaire.
Si le pieu est divisé en incréments de n tranches, n +1 équation sorte que l'équation 2-46 peut être écrite. Il sera n +5 inconnue parce que deux points imaginaires seront introduits au-dessus de pieu et deux seront mis en place au-dessous du bas du pieu. Si deux équations qui donnent les conditions aux limites sont écrites en bas et deux en haut, il y aura n +5 équations résolues simultanément pour n +5 inconnues. L'ensemble des équations algébriques peut être résolus par des méthodes matricielles de n'importe quelle manière convenable.

Les deux conditions aux limites qui sont utilisés dans le bas du pieu comportent le moment et l'effort tranchant. Si l'existence éventuelle d'une charge axiale excentrique qui pourrait produire un moment au bas de pieu est actualisée, le moment au bas du pieu est égal à zéro. L'hypothèse d'un moment nul est censé produire aucune erreur dans tous les cas sauf pour les courts pieux rigide qui portent leurs charges en palier d'extrémité, et lorsque l'appui d'extrémité est appliqué de manière excentrique. (Le cas où le moment au bas d'un pieu n'est pas égal à zéro est rare et n'est pas traité par la procédure présentée ci-après.) Ainsi, l'équation limite de moment nul au bas du pieu nécessite:

$$y_{-1} - 2y_0 + y_1 = 0 \quad \textbf{(2.47)}$$

Où $\mathbf{y_0}$ désigne la flexion latérale au bas du pieu. Équation 2-47 exprime la condition : $\mathbf{EI\ (d^2y/dx^2) = 0}$ en $\mathbf{x = L}$ (La numérotation des incréments le long du pieu commence à zéro au bas pour plus de facilité).La seconde condition aux limites comprend la force de l'effort tranchant au bas du pieu. L'hypothèse est supposée que la réaction du sol due à une contrainte de cisaillement peut se développer au bas d'un court pieu comme le déplacement se produit. On suppose en outre que l'information peut être développée qui permettra l'effort tranchant $\mathbf{V_0}$, au bas du pieu qui doit être désignée comme une fonction de $\mathbf{y_0}$. Ainsi, la seconde équation pour la condition aux limites sous l'effort tranchant nul au bas de pieu est :

$$\frac{R_0}{2h^3}(y_{-2} - 2y_{-1} + 2y_1 - y_2) + \frac{Q}{2h}(y_{-1} - y_1) = V_0 \quad \textbf{(2.48)}$$

L'équation 2-48 exprime la condition qu'elle existe un certain effort tranchant au bas du pieu ou que $\boldsymbol{EI\ (d^3y/dx^3) + Q\ (dy\ /\ dx) = V_0}$ à $\boldsymbol{x = L}$. L'hypothèse est faite dans ces équations que le pieu supporte sa charge axiale en

extrémité soutenant seulement, une hypothèse qui est probablement satisfaisante à court piles pour laquelle V_0 serait importante.

La valeur de V_0 doit être égale à zéro pour les pieux longs (2 points ou plus de zéro de déplacement sur la longueur du pieu). Comme indiqué précédemment, deux équations aux limites sont nécessaires dans le haut du pieu. Quatre séries de conditions aux limites, chacune avec deux équations, ont été programmées. L'ingénieur peut choisir l'ensemble qui s'adapte au problème physique.

Cas n° 1 les conditions aux limites dans la partie supérieure de pieu est illustré graphiquement sur la figure 2 - 8. (La charge axiale Q n'est pas représentée sur les dessins, mais Q est supposé agir au sommet du pieu pour chacun des quatre cas de conditions aux limites.). Pour la condition où l'effort tranchant au dessus de la pile est égal à Pt, l'équation différentielle suivante est utilisée :

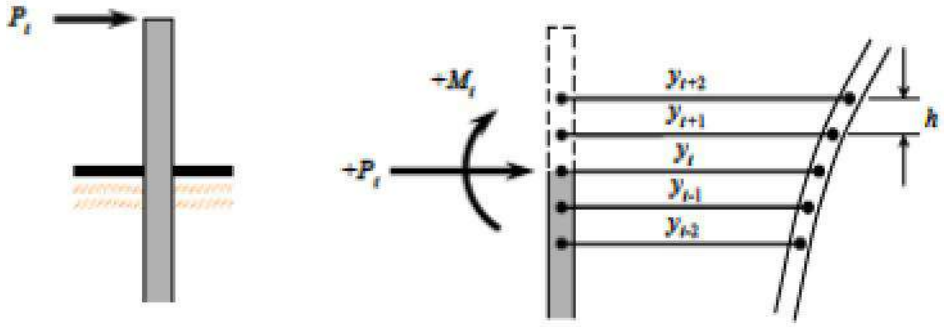


Figure 2-8 : Cas N ° 1 des conditions aux limites

$$P_t = \frac{R_t}{2h^3}(y_{t-2} - 2y_{t-1} + 2y_{t+1} - y_{t+2}) + \frac{Q}{2h}(y_{t-1} - y_{t+1}) \quad \textbf{(2.49)}$$

Pour que la condition où le moment au sommet du pieu est égale à Mt, l'équation différentielle suivante est employée :

$$M_t = \frac{R_t}{h^2}(y_{t-1} - 2y_t + y_{t+1}) \quad \textbf{(2.50)}$$

Cas n ° 2 des conditions aux limites dans le haut du pieu sont illustrées graphiquement dans la figure (2-9). On assume que le pieu est enfoncée dans une fondation en béton pour lequel la rotation est connue. Dans de nombreux cas, la rotation peut être considérée comme nulle, au moins pour les solutions initiales.

L'équation 2-49 est la première des deux équations qui sont nécessaires. La seconde des deux équations nécessaires traduit la condition que la pente S_t au-dessus du pieu est connue :

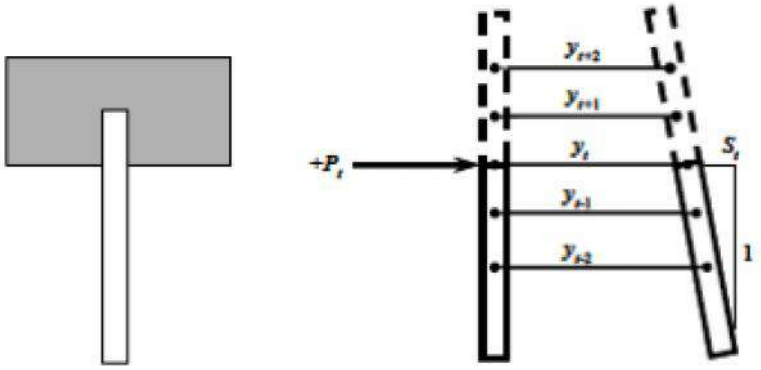


Figure 2-9 : Cas n ° 2 des conditions aux limites

$$S_t = \frac{y_{t-1} - y_{t+1}}{2h} \quad (2.51)$$

Cas n ° 3 des conditions aux limites dans le haut du pieu sont illustrées à la figure 2-10. Il est supposé que le pieu continue à la superstructure et devient un élément dans un bâti. La solution pour le problème peut être procéder par découpage d'un corps libre dans le joint du fond du bâti. Un moment est appliqué sur le cadre à ce joint, et la rotation du cadre est calculée (ou estimée de la solution initiale). Le moment divisé par la rotation, M_t / S_t, la rotation est la limitation prévue par la superstructure et devient l'une des conditions aux limites. La condition limite s'est avérée utile dans certains cas.

Pile s'étend au-dessus de la surface
du sol et devient en effet une
colonne dans la superstructure

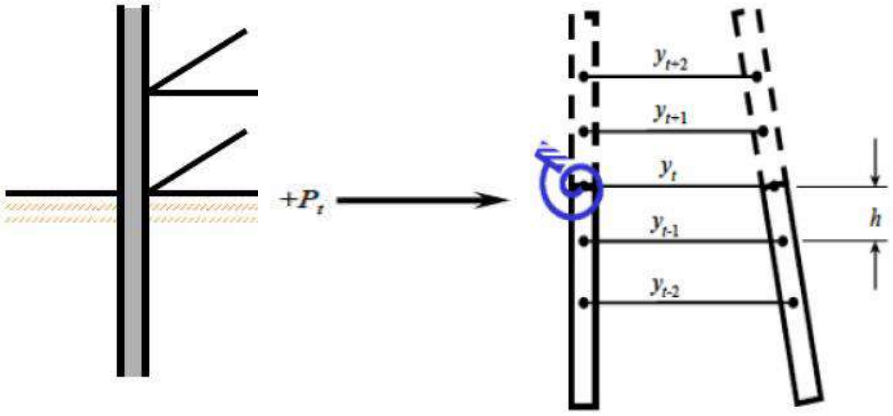


Figure 2-10 : Cas n ° 3 des conditions aux limites

Pour mettre la mis en œuvre des conditions aux limites dans le cas 3, il est peut être nécessaire d'effectuer une solution initiale du pieu, avec une estimation de M_t / S_t, pour obtenir une valeur préliminaire du moment à l'articulation de la partie inférieure de la superstructure. La superstructure peut ensuite être analysée pour une valeur plus exacte de M_t / S_t, puis la pile peut être ré-analysée. Un ou deux itérations de ce genre devrait être suffisante dans la plupart des cas.

L'Équation 2-49 est la première des deux équations qui sont nécessaires pour le cas 3. La deuxième équation exprime la condition que le dispositif de retenue de rotation M_t / S_t est connue.

$$\frac{M_t}{S_t} = \frac{\frac{R_t}{h^2}(y_{t-1}-2y_t+y_{t+1})}{\frac{y_{t-1}-y_{t+1}}{2h}} \quad \textbf{(2.52)}$$

Cas n ° 4 des conditions aux limites dans le haut du pieu sont illustrées sur la figure 2-11. Il est supposé, par exemple, qu'un pieu est intégré dans une culée de pont qui se déplace latéralement d'une quantité donnée: ainsi, le déplacement y_t au sommet du pieu est connu. On suppose en outre que le moment de flexion est connu. Si le montant d'ancrage est faible, le moment de flexion est souvent supposé nul. La première des deux équations exprime la condition que le moment M_t à la tête du pieu est connu, et l'équation 2-50 peut être utilisée. La deuxième équation exprime simplement le fait que le déplacement de la tête est connu.

$$y_t = Y_t \quad \textbf{(2.53)}$$

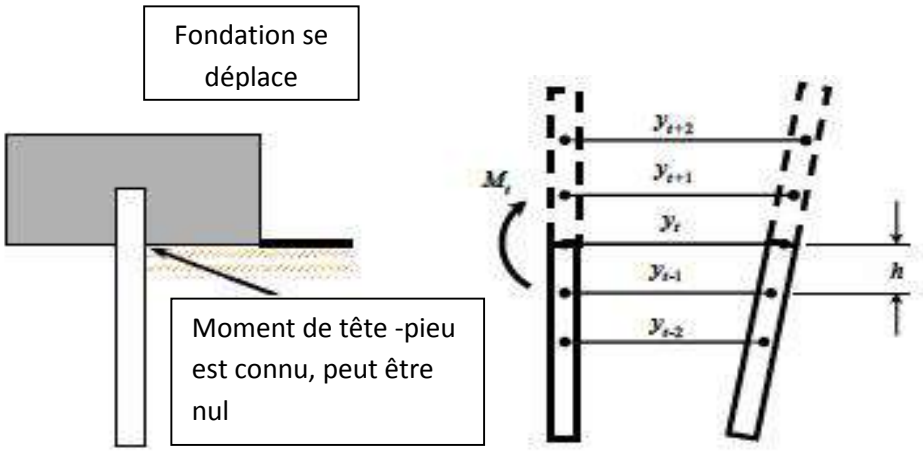


Figure 2-11 : Cas n ° 4 des conditions aux limites

Cas n ° 5 des conditions aux limites dans le haut du pieu sont illustrées à la figure 2-12. Les deux déflexions y_t, la rotation S_t au sommet du pieu sont supposés être connus. Ce cas est lié à l'analyse d'une superstructure parce que les modèles avancés pour les analyses structurelles ont été récemment mis au point pour assurer la compatibilité entre la superstructure et la fondation. La condition aux limites dans le cas **n** ° 5 peut être facilement utilisée pour le calcul des forces à la tête du pieu dans le modèle de la superstructure. L'équation 2-53 peut être utilisée avec une valeur connue de y_t et l'équation 2-51 peut être utilisé avec une valeur connue de S_t.

Les cinq ensembles de conditions aux limites au sommet d'un pieu devrait être suffisant pour pratiquement n'importe quelle situation, mais d'autres cas peuvent se présenter. Toutefois, les conditions aux limites qui sont disponibles dans LPile, avec une petite quantité d'effort, peut produire les solutions requises. Par exemple, il peut être supposé que Pt et yt sont connus au sommet d'un pieu et constituent les conditions aux limites nécessaires (pas l'un des quatre cas). Les équations du cas 4 peuvent être utilisées avec quelques valeurs de M_t étant choisis, ainsi que la valeur donnée de y_t. La sortie de l'ordinateur donnera des valeurs de P_t. Une intrigue simple donnera la valeur requise de Mt qui va produire la condition limite donnée, Pt.

LPile résout les équations différentielles pour la réaction d'un pieu à chargement latéral. Des Solutions de quelques problèmes d'exemples sont présentées dans le manuel de l'utilisateur. En outre, des études de cas sont incluses dans lesquelles les résultats des solutions informatiques sont comparés avec les résultats expérimentaux. En raison des approximations évidentes qui sont inhérentes à la méthode de différence -équation, une discussion techniques est prévue pour la vérification de l'exactitude d'une solution qui est essentielle pour la bonne utilisation de la méthode numérique. La discussion portera sur le nombre de chiffres significatifs à utiliser dans les calculs internes et avec le choix de la longueur minimum h. Toutefois, à ce stade, une brève discussion est en ordre sur une autre approximation de l'équation 2-46.

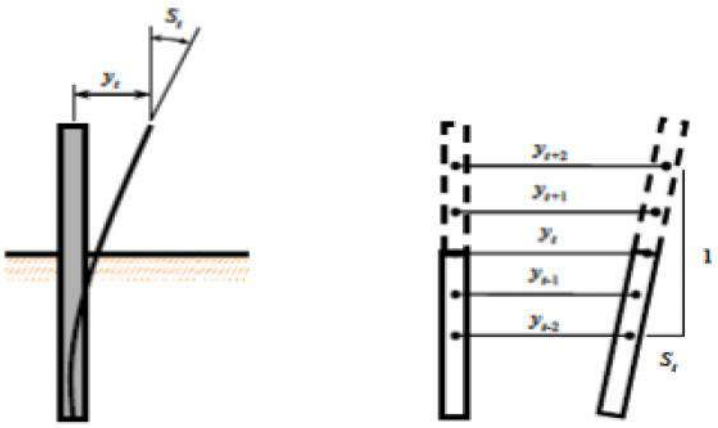


Figure 2-12 : Cas 5 des conditions aux limites

La rigidité en flexion EI, changé de R dans les équations différentielles, est correctement représentée comme une constante dans l'équation différentielle du second ordre, l'équation 2.-9.

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = M \quad \textbf{(2.9)}$$

Dans la forme de différences finies, l'équation 2.9 devient

$$R_n \frac{y_{n-1}-2y_n+y_{m+1}}{h^2} = M_n \quad \textbf{(2.54)}$$

Dans la construction des termes ordonnés supérieurs par différenciation, la valeur de R correspondent à la période central pour y dans l'expression du second ordre. Les erreurs qui sont impliquées en utilisant l'approximation ci-dessus où il ya un changement dans la rigidité à la flexion le long de la longueur d'un pieu sont censés être minimes, mais elles peuvent être étudiée selon les besoins.

Présentation du logiciel LPile

1. Introduction :

1.1. Description générale :

LPILE est un programme du but spécial basé sur les procédures rationnelles pour analyser un pieu sous chargement latéral à l'aide de la méthode de courbe P-y. Le programme résout l'équation différentielle pour une poutre-colonne pour calculer les déplacements, les efforts tranchants, les moments fléchissant et la réaction du sol à toutes les profondeurs dans le sol non linéaire. Il offre la capacité graphique étendue pour présenter les résultats et inclut un module du préprocesseur convivial pour entrer les données. Il est le programme commercial le plus utilisé.

1.2. Historique du programme :

1.2.1. LPile 1.0 (1986) :

Lorsque l'ordinateur personnel IBM XT ® a été introduit en 1984, le Dr Lymon C. Reese, le fondateur de Ensoft, Inc., a prévu des futures améliorations en matière d'analyse et de conception des fondations sur pieux à travers l'utilisation des logiciels améliorés. Le développement de LPile 1.0 pour sa première distribution commerciale a débuté en 1985 et s'est achevée en 1986. LPile a été développé pour analyser des pieux simples et des puits forés sous chargement latéral, il présente les caractéristiques suivantes :

- Le programme pourrait générer des courbes p-y internes de l'argile molle, argile raide avec de l'eau libre, argile raide sans eau libre, et du sable. Le programme a également permis aux utilisateurs d'entrée de définir les courbes p-y pour des couches sélectionnées.
- Modifications des courbes p-y pour les sols stratifiés ont été introduites dans le programme sur la base des recommandations de Georgiadis (1983).
- Un total de quatre conditions aux limites et types de chargement sont disponibles pour la tête du pieu. La distribution des chargements peuvent également être spécifiés à n'importe quelle profondeur du pieu.
- Une entrée interactive a été fournie à l'utilisateur afin de préparer les données d'entrée, étape par étape.
- Une option a été introduite pour l'examen des courbes de résistance à la pointe.

1.2.2. LPile 2.0 (1987) :

La deuxième version de LPile a été introduite en 1987 avec un module graphique séparée. Des améliorations ont également été apportées sur le programme principal et l'éditeur d'entrée.

1.2.3. LPile 3.0 (1989) :

LPile 3.0 a été introduit en 1989 avec un préprocesseur d'entrée comportant le menu déroulant, les cellules des feuilles de calcul et des commandes d'aide à l'écran. Des graphiques à haute résolution et des affichages ont été ajoutés également à la sortie post-processeur. Le programme principal L'PILE a également ajouté les caractéristiques techniques suivantes:

- De Nouveaux critères pour les courbes p-y (géodique calcaire / roche).
- Options pour la modification des courbes p- y générés en interne dans des conditions particulières.
- La tête du pieu a été autorisée à être positionnée au-dessus ou au-dessous de la surface du sol.

1.2.4. LPile 4.0 (version DOS, 1993) :

LPile 4.0 a été publiée en 1993, d'environ 4 ans après la mise à jour précédente. Les Caractéristiques intégrées à la nouvelle version sont les suivantes:

• de Nouveaux critères des courbes *p-y* pour les sols dont la force est représentée en utilisant à la fois la cohésion et de frottement angle.

• de Nouveaux critères des courbes *p-y* pour le sable sur la base des recommandations de l'American Petroleum Institut API-RP2A (1987).

• Nouvelles procédures, y compris l'effet de sol en pente sur les courbes *p-y*.

• De nouveaux tracés graphiques pour représenter la charge en fonction du déplacement à la tête du pieu et de la charge en fonction du moment de flexion maximal.

1.2.5. LPile Plus 1.0 (version DOS, 1993) :

Nouvelle technologie pour les fondations sur pieux requise l'intégration des propriétés non linéaires de la rigidité à la flexion du pieu lors de l'analyse de leurs déplacements latéraux.

1.2.6. LPile 4.0 (Windows Version, 1995) :

LPile 4.0 pour Windows est sorti en 1994 avec le préprocesseur d'entrée et de sortie post- processeur écrit spécifiquement pour les plates-formes Windows 3.1.

1.2.7. LPile Plus 2.0 (Windows Version, 1995) :

Le programme principal ajoute une option aux utilisateurs permettant de spécifier la zone des barres d'armature à chaque emplacement externe.

1.2.8. LPile Plus 3.0 (Windows Version, 1997) :

Avec les systèmes d'exploitation 32 bits fournis par Microsoft Windows 95 et le Windows NT, les développeurs du logiciel ont reçu des outils pour développer des interfaces d'utilisateur avancées, avec des graphiques à haute résolution.

1.2.9. LPile plus 3.0 M (version Mouvement des sols, 1998) :

Une version spéciale pour LPile Plus 3.0 a été libéré en 1998, version appelée 3.0M. Le logiciel LPile plus 3.0M est la norme de LPile Plus version 3.0 avec l'ajout de deux fonctionnalités supplémentaires suivantes:
- L'utilisateur est en mesure de saisir un profil de mouvements de sol par rapport à la profondeur de charge supplémentaire sur la pile. Les mouvements du sol de la terre peuvent être produits de toute action qui provoque des mouvements du sol. Le module 3M intègre une solution alternative à l'équation différentielle qui régit pour tenir compte du déplacement latéral des sols.
- L'utilisateur peut entrer des courbes non linéaires de rigidité en flexion par rapport à des moments de flexion pour les différentes sections de pieux.

1.2.10. LPile plus 4.0/4.0M (2000) :

LPile 4.0/4.0M a été développé pour assurer la compatibilité avec Windows NT, 95, 98 et 2000. Les modules utilisés pour les calculs ont été rassemblées comme (bibliothèque de liaison dynamique) des fonctions DLL, qui a augmenté considérablement les performances.

1.2.11. LPile 5.0 (2004) :

LPile Version 5.0 a été développé pour répondre aux besoins d'une plus grande polyvalence. Deux autres critères p-y ont été ajoutés au programme. La possibilité de spécifier le mouvement du sol est devenu un standard caractéristique dans le programme. L'utilisateur peut utiliser un

utilitaire graphique de présentation pour préparer des diverses parcelles d'ingénierie en haute qualité pour les présentations et les rapports.

1.2.12. LPile 6 (2010) :

- La version 6 a la capacité d'effectuer des analyses de charge et la Conception du facteur de résistance. Jusqu'à 100 combinaisons de cas de charge peuvent être définies et jusqu'à 100 charges non pondérées peuvent être définis. Des combinaisons de cas de charges sont définis en entrant les facteurs de charge pour chaque type de charge et les facteurs de résistance à la fois pour la flexion et au cisaillement.
- Améliorations sur le calcul de la rigidité à la flexion *(EI)* des puits forés permettent au programme à converger, même des articulations plastiques ont été développées dans les analyses plus poussée.
- L'utilisateur peut spécifier des unités de mesure US (livres, pouces, pieds) ou des unités SI (Kilonewtons et mètres) pour la saisie et l'affichage des données.
- Un total de 12 critères *p-y* pour différents types de sols et de roches ont été inclus dans la version 6,0.
- Les boîtes de dialogue d'entrée pour la définition des propriétés du sol ont été améliorées pour aider l'utilisateur. Les valeurs par défaut pour certaines propriétés d'entrée sont fournies. Et des astuces sont également affichées sur les boîtes de dialogue d'entrée pour assister l'utilisateur à la saisie des données.
- Plus de 175 messages d'erreur et d'avertissement ont été fournies, le rendant facile pour utilisateurs occasionnels d'exécuter le programme et de résoudre les erreurs d'exécution.

2. Description du logiciel LPile 6

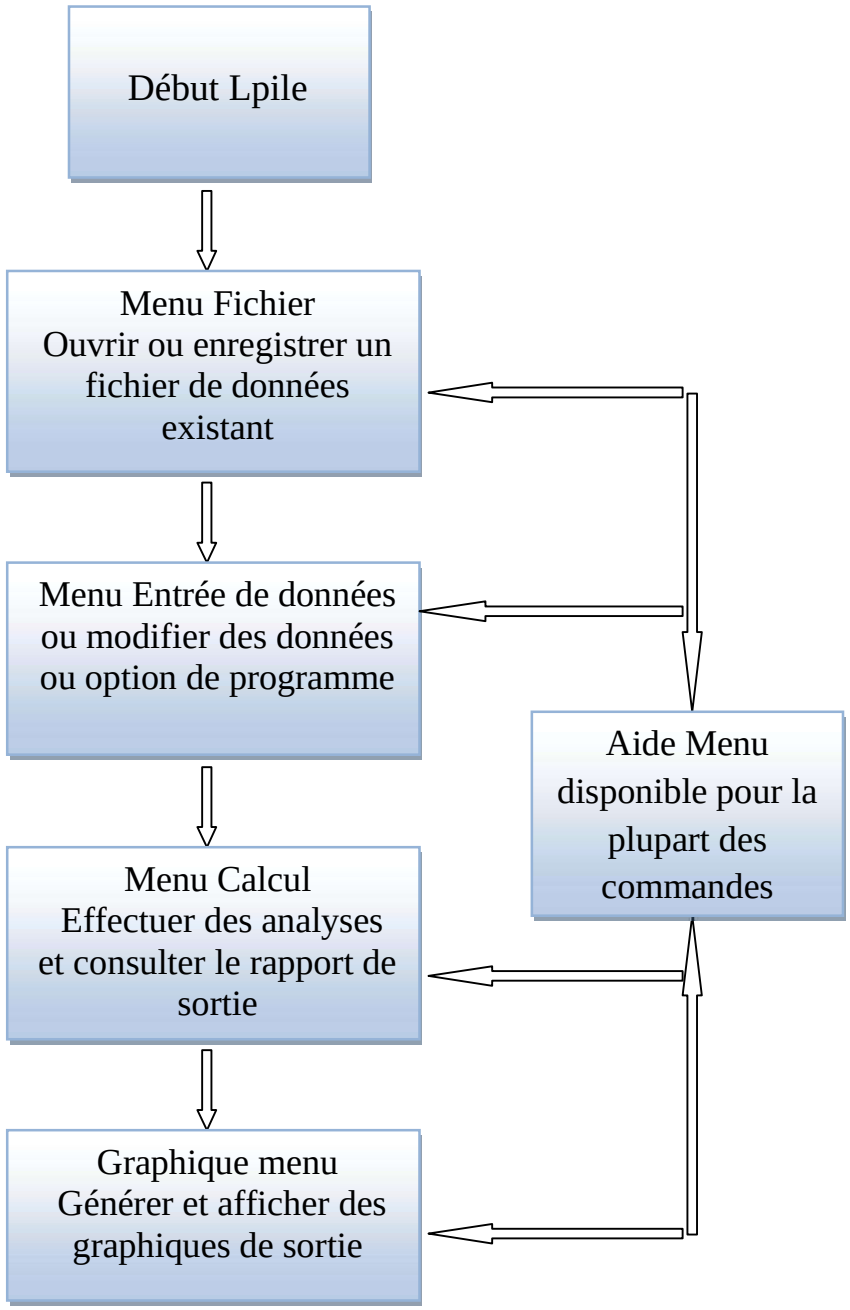


Figure 3-1 : Organigramme opérationnel pour LPile 6

3. Entrée des données :

La saisie des paramètres spécifiques pour une application est contrôlée par les options contenues dans le menu Données.

3.1. Menu des Données

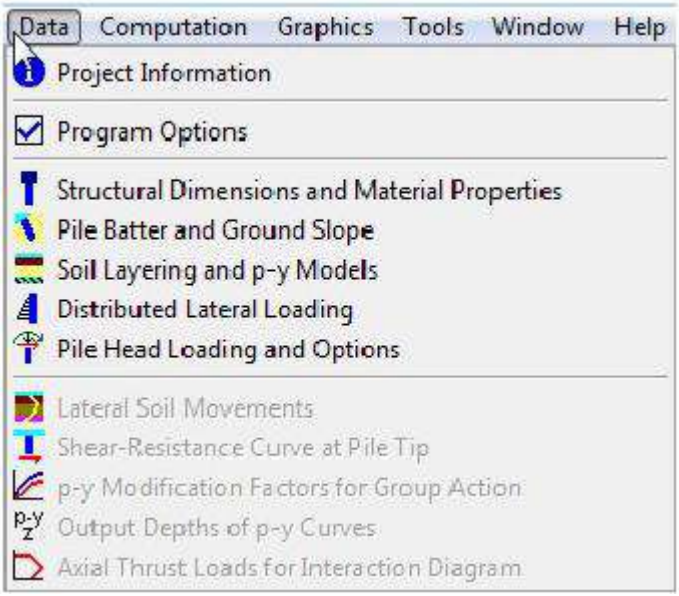


Figure 3-2 : Menu des données.

3.2. Renseignements sur le projet

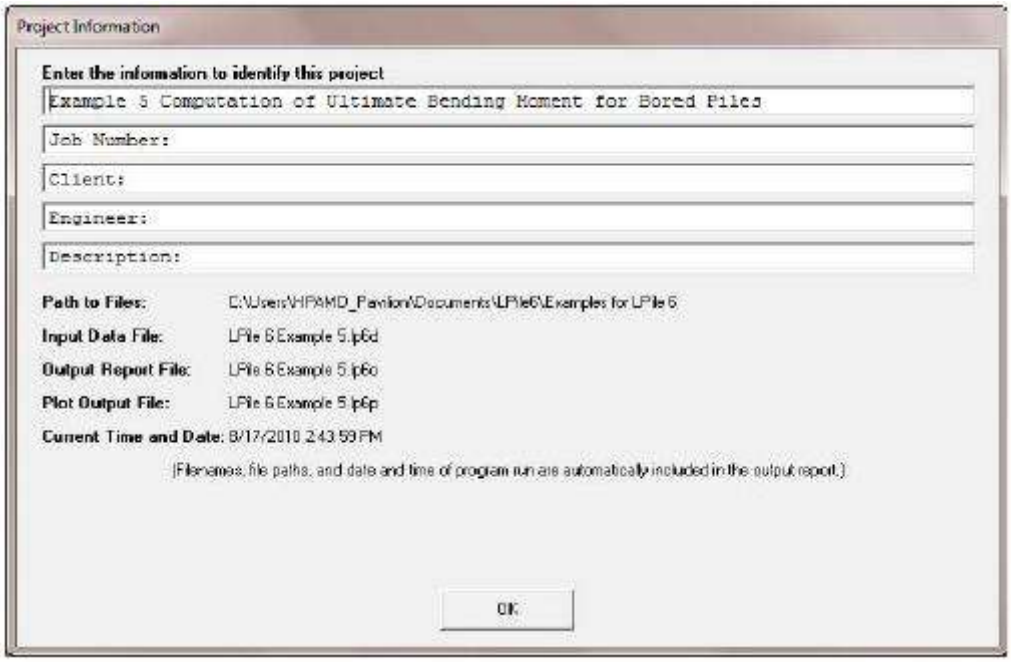


Figure 3-3 : Renseignement sur le projet.

3.3. Options du Programme de boîte de dialogue

Toutes les options du programme ont été regroupées dans une boîte de dialogue d'entrée unique.

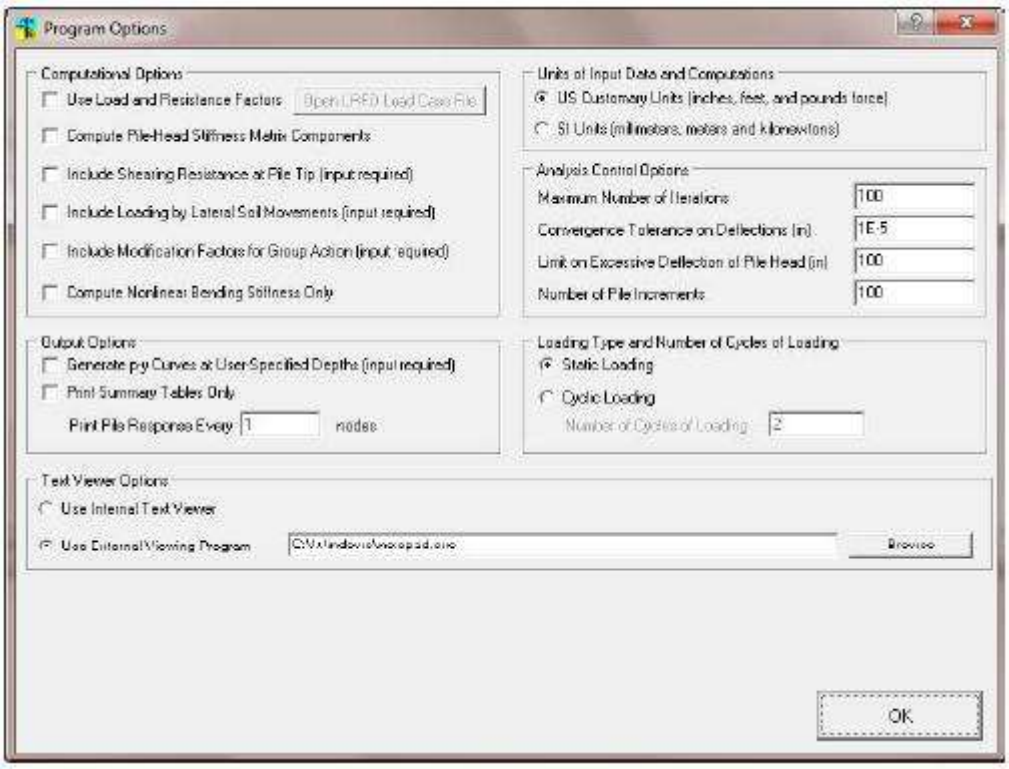


Figure 3-4 : Options du programme de boîte de dialogue.

3.3.1. Options de calcul :

- Utilisez les facteurs de charge et de résistance ;
- Calculer les composantes de la matrice de rigidité à la tête- pieu ;
- Inclure la résistance au cisaillement à la pointe du pieu ;
- Inclure le chargement par les mouvements latéraux du sol ;
- Inclure les facteurs de modification de l'action de groupe ;
- Calcul de la rigidité de flexion non linéaire seulement.

3.3.2. Unités d'entrée de données et les calculs :

L'utilisateur peut spécifier des unités de mesure US (livres, pouces, pieds) ou des unités SI (kilonewtons et en mètres) pour la saisie et l'affichage des données.

3.3.3. Options de contrôle d'analyse :

Les options de contrôle d'analyse sont utilisées pour spécifier le nombre maximum d'itérations, la tolérance de convergence sur les déviations, la limite du déplacement excessive de la tête du pieu, et le nombre d'incréments de pieux.

3.3.4. Options de sortie :

- Générer des courbes p-y par l'utilisateur à des profondeurs spécifiés ;
- Imprimer des tableaux récapitulatifs seulement.

3.3.5. Type de chargement et le nombre de cycles de chargement :

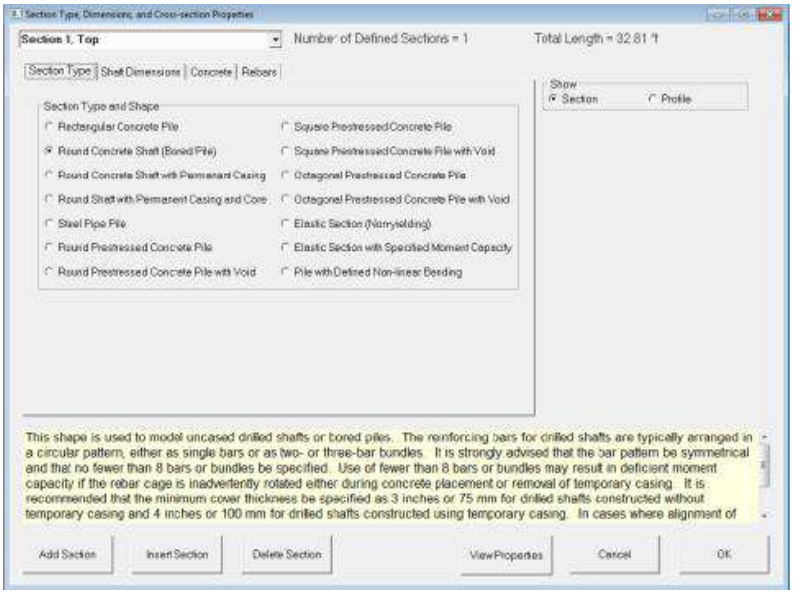
L'utilisateur peut spécifier soit une charge statique ou cyclique. Le type de chargement est très important lors de l'analyse des pieux soumis à des forces latérales.

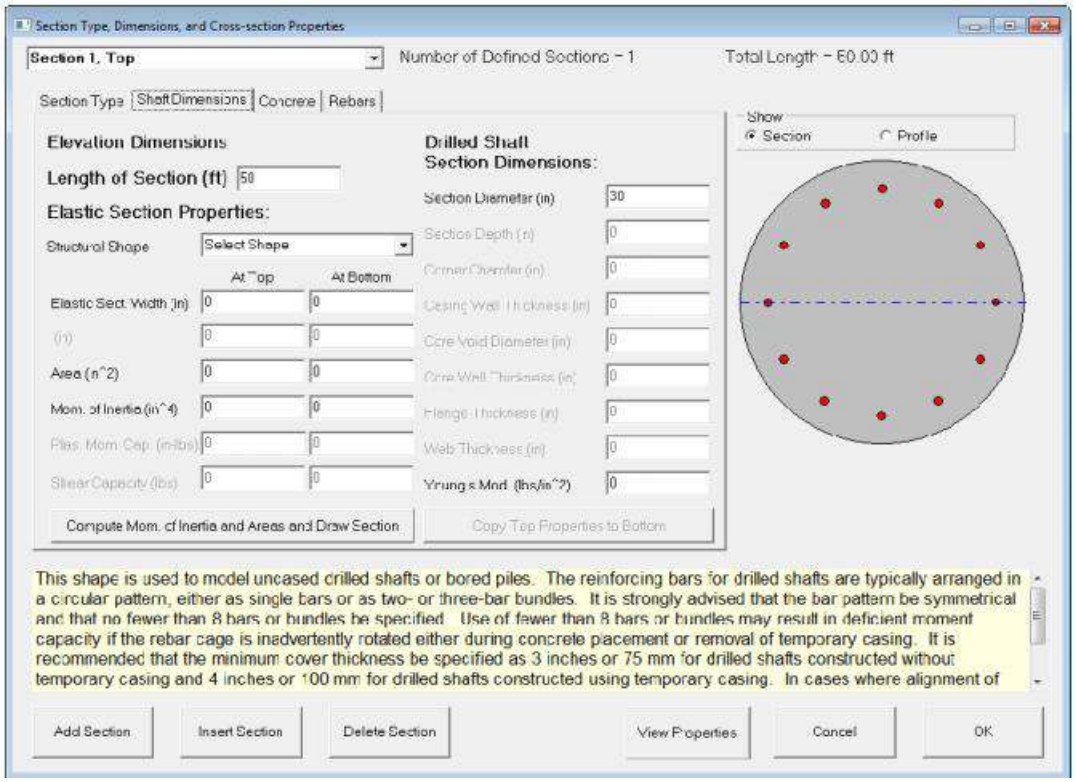
3.3.6. Options de l'afficheur de texte :

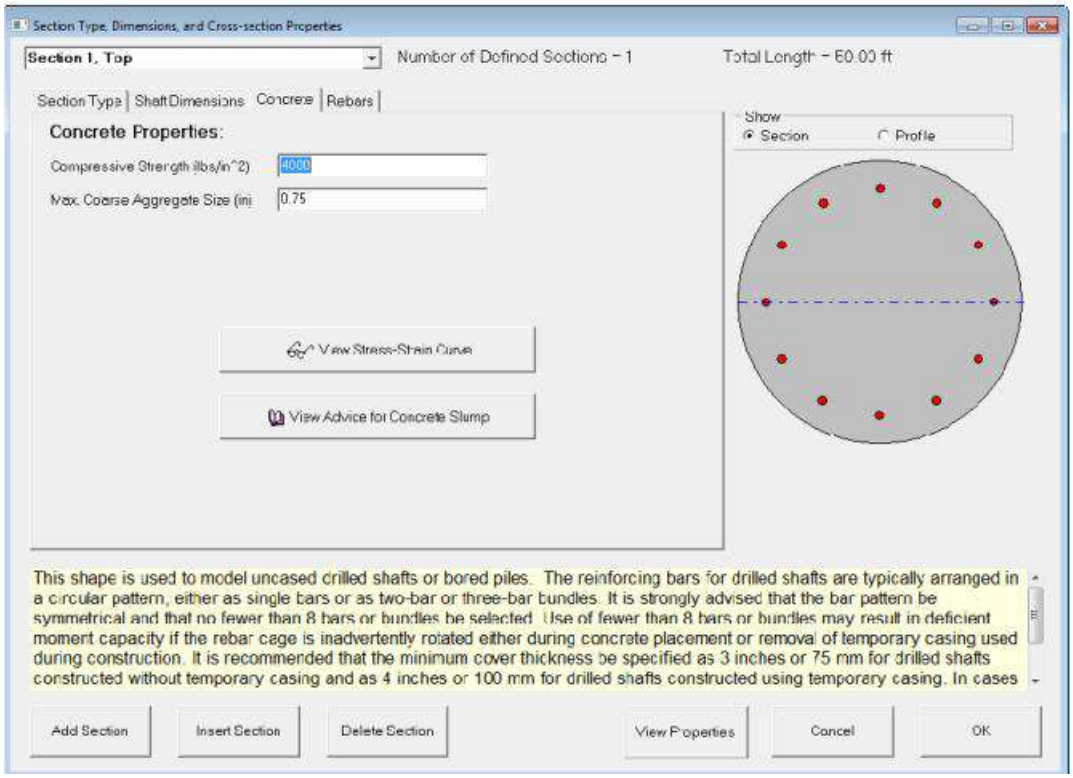
L'utilisateur doit entrer le chemin complet et la ligne de commande pour leur l'éditeur du texte ou le traitement de texte préféré.

3.4. Dimensions et propriétés des matériaux structurels :

LPile Plus a la capacité d'évaluer la capacité nominale du moment et les relations de rigidité à la flexion non linéaires pour les fondations profondes en béton armé, sections de tuyaux, et en béton précontraint.




Section Type, Dimensions, and Cross-section Properties
Section 1, Top
Number of Defined Sections = 1
Total Length = 60.00 ft
Section Type
Shaft Dimensions
Concrete
Rebars
Elevation Dimensions
Length of Section (ft) 50
Elastic Section Properties:
Structural Shape
Select Shape
At Top
At Bottom
Elastic Sect. Width (in)
Area (in^2)
Mom. of Inertia (in^4)
Plas. Mom. Cap. (in-lbs)
Shear Capacity (lbs)
Drilled Shaft
Section Dimensions:
Section Diameter (in) 30
Section Depth (in)
Corner Chamfer (in)
Casing Wall Thickness (in)
Core Void Diameter (in)
Core Wall Thickness (in)
Flange Thickness (in)
Web Thickness (in)
Young's Mod. (lbs/in^2)
Compute Mom. of Inertia and Areas and Draw Section
Copy Top Properties to Bottom
Show
Section
Profile
This shape is used to model uncased drilled shafts or bored piles. The reinforcing bars for drilled shafts are typically arranged in a circular pattern, either as single bars or as two- or three-bar bundles. It is strongly advised that the bar pattern be symmetrical and that no fewer than 8 bars or bundles be specified. Use of fewer than 8 bars or bundles may result in deficient moment capacity if the rebar cage is inadvertently rotated either during concrete placement or removal of temporary casing. It is recommended that the minimum cover thickness be specified as 3 inches or 75 mm for drilled shafts constructed without temporary casing and 4 inches or 100 mm for drilled shafts constructed using temporary casing. In cases where alignment of
Add Section
Insert Section
Delete Section
View Properties
Cancel
OK


Section Type, Dimensions, and Cross-section Properties
Section 1, Top
Number of Defined Sections = 1
Total Length = 60.00 ft
Section Type
Shaft Dimensions
Concrete
Rebars
Concrete Properties:
Compressive Strength (lbs/in^2) 4000
Max. Coarse Aggregate Size (in) 0.75
View Stress-Strain Curve
View Advice for Concrete Slump
Show
Section
Profile
This shape is used to model uncased drilled shafts or bored piles. The reinforcing bars for drilled shafts are typically arranged in a circular pattern, either as single bars or as two-bar or three-bar bundles. It is strongly advised that the bar pattern be symmetrical and that no fewer than 8 bars or bundles be selected. Use of fewer than 8 bars or bundles may result in deficient moment capacity if the rebar cage is inadvertently rotated either during concrete placement or removal of temporary casing used during construction. It is recommended that the minimum cover thickness be specified as 3 inches or 75 mm for drilled shafts constructed without temporary casing and as 4 inches or 100 mm for drilled shafts constructed using temporary casing. In cases
Add Section
Insert Section
Delete Section
View Properties
Cancel
OK

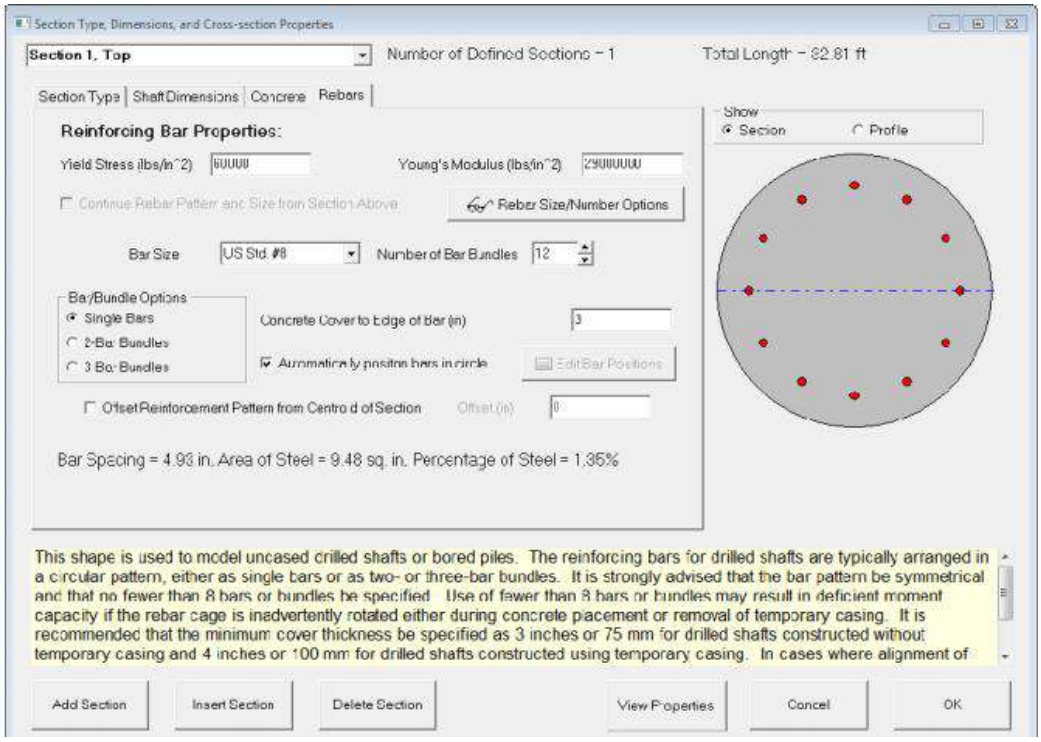


Figure 3-5 : dimensions et propriétés des matériaux structurels

L'utilisateur sélectionne peut entrer la forme de pile et les propriétés des matériaux dans cette boîte de dialogue multi-page. Ceci est fait selon les étapes suivantes:

1) Utilisez les boutons d'option pour sélectionner le type de section et la forme souhaitées.
2) Cette deuxième étape sert à saisir les dimensions de la forme sélectionnée.

3.5. L'inclinaison du pieu et la pente du terrain :

L'utilisateur spécifie la pente du terrain et des angles d'inclinaison du pieu à l'aide la boîte de dialogue.

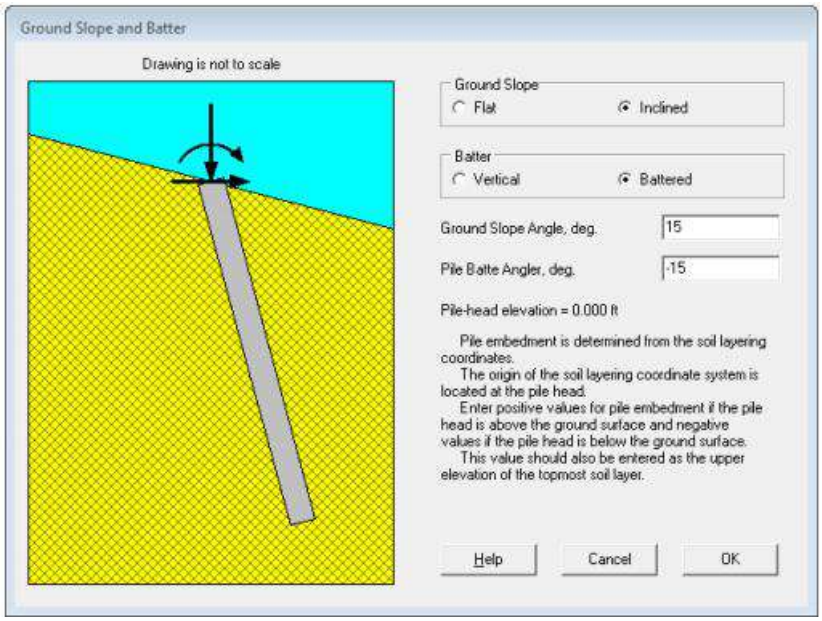


Figure 3-6 : Inclinaison de pieu et la pente du terrain

3.6. Superposition des sols et des modèles de courbes p-y :

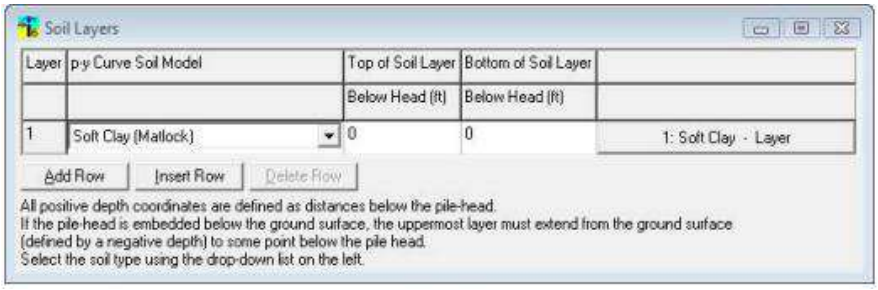


Figure 3-7 : Spécification des différents types de sol

Ce tableau permet à l'utilisateur de spécifier les différents types de sol qui seront utilisés pour la génération automatique de transfert de charge latéraux des courbes (courbes p-y).

Il ya 13 types de sols intérieurs qui peuvent être spécifiées dans Lpile 6 en utilisant la liste déroulante :

1. Argile molle (Matlock)
2. Argile raide avec de l'eau libre (Reese)
3. Argile raide sans eau libre (Reese)
4. Modulaire d'argile raide sans eau libre
5. Sable (Reese)
6. Sable API (O'Neill)
7. Sable Liquéfié (Rollins)
8. Roche faible (Reese)
9. Roche fort (Calcaire vacuolaire)
10. résiduelle Piémont
11. Limon (cimenté c-phi)

12. lœss
13. Couche de forme élastique.

- **Propriétés du sol :**

a) Poids unitaire effective **(γ)** ;
b) Valeur **k** pour les couches de sol ;
c) Résistance au cisaillement non drainée (**cu**);
d) Angle de frottement **(φ)** (degrés);
e) Les valeurs de contrainte à 50% (**ε 50**);
f) Module élastique pour Rock faible ;
g) résistance en compression uniaxiale ;
h) Désignation de la qualité de la Roche
i) Facteur k_{rm} souche.

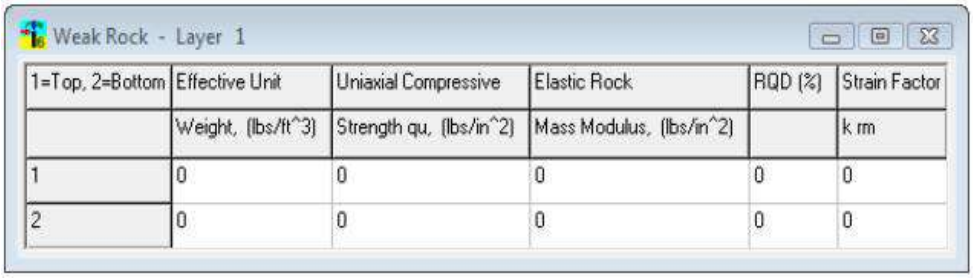


Figure 3-8 : propriétés de sol

- **Les entrées d'utilisateur des courbes p-y :**

Cette option permet à l'utilisateur de saisir des relations spécifiques de la réaction du sol (P) et le déplacement latéral du pieu (y) à des profondeurs déterminées.

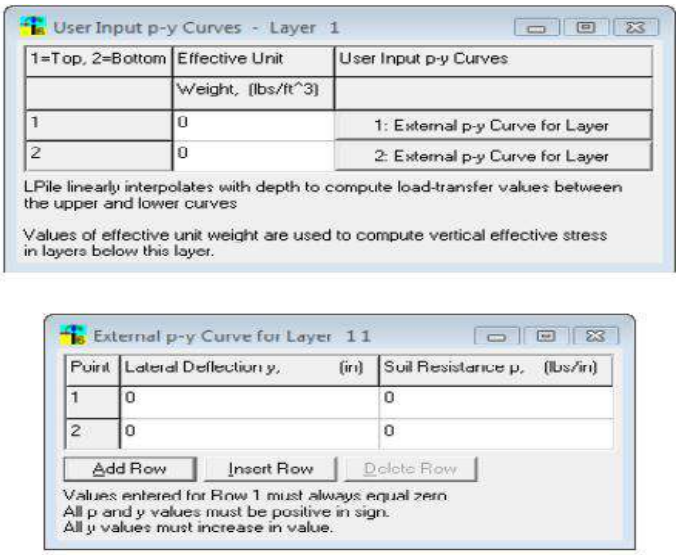


Figure 3-9 : les entrées d'utilisateur des courbes p-y

3.7. Force de résistance au cisaillement à la pointe du pieu :

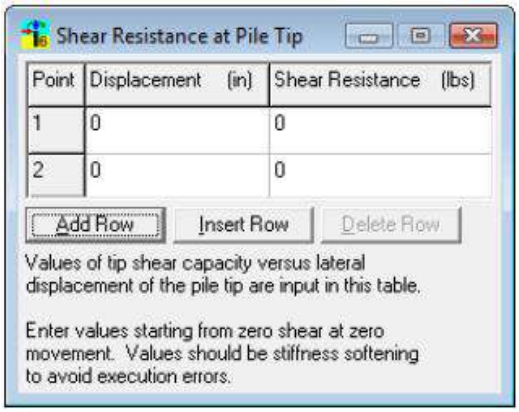


Figure 3-10 : Force de résistance au cisaillement à la pointe du pieu

Cette option de menu permet à l'utilisateur d'entrer une courbe de résistance au cisaillement au fond du pieu. En général, la résistance au cisaillement à la pointe du pieu ne serait applicable aux cas où le pieu est court (avec un seul point de déplacement zéro le long de leur profondeur).

3.8. Facteurs de modification p-y :

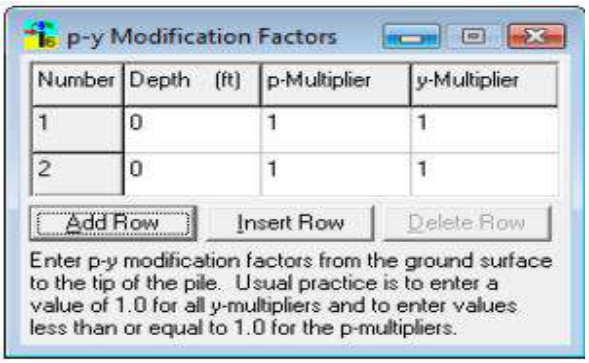


Figure 3-11 : Facteurs de modification p-y

Cette option de menu permet à l'utilisateur d'entrer des facteurs de modification de la réaction du sol (P) et le déplacement latéral du pieu (y) à des profondeurs déterminées.

3.9. Profondeurs de sortie des courbes p-y :

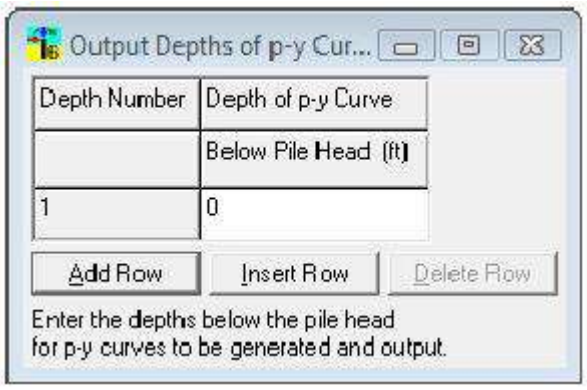


Figure 3-12 : Profondeurs de sortie des courbes p-y

3.10. Charges axiales de poussée pour le diagramme d'interaction

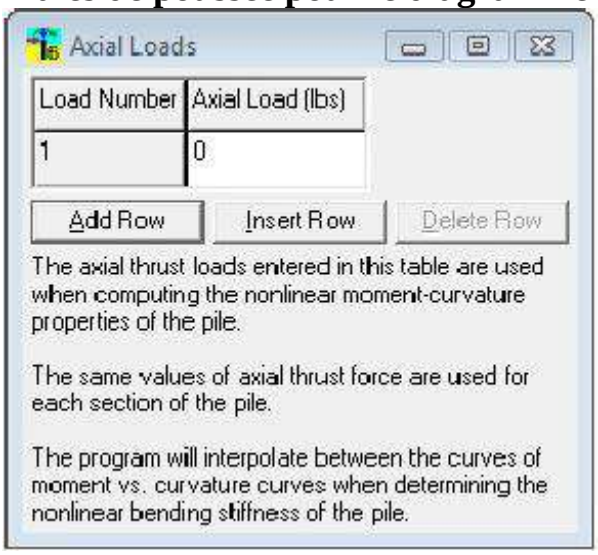


Figure 3-13 : Charges axiales de poussée pour le diagramme d'interaction

3.11. Analyse du Chargement traditionnel :

3.11.1. Chargement à la tête du pieu et Options :

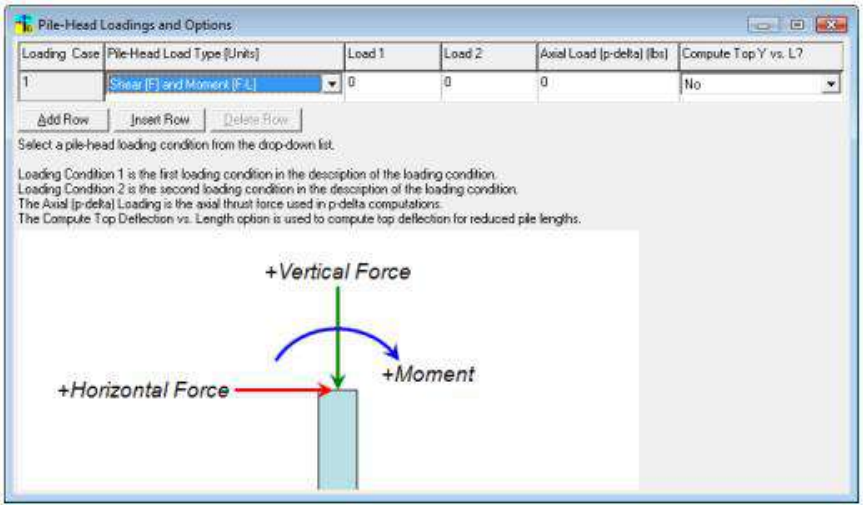


Figure 3-14 : Chargement à la tête du pieu et Options

Cette option de menu permet à l'utilisateur de saisir les conditions aux limites désirées et de la charge correspondant à la tête du pieu. Il ya cinq options pour des conditions aux limites à la tête de pieu.

- **Types du Chargement à la tête du pieu :**

a. Cisaillement et Moment ;

b. Cisaillement et pente ;

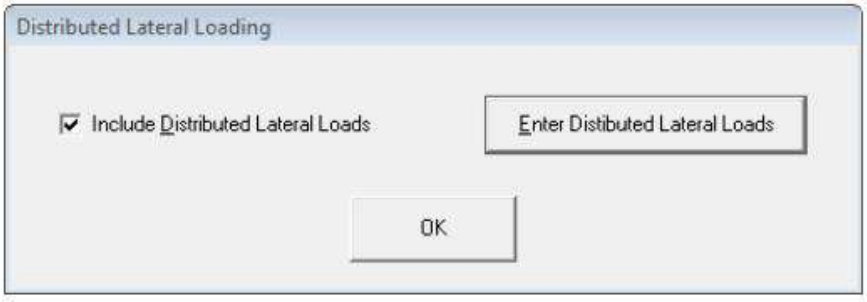
c. Rigidité de cisaillement et rotation ;

d. Déplacement et Moment ;

e. Déplacement et pente.

3.11.2. Chargement latéral distribué en cours :

Pour modéliser un chargement latéral distribué partout le long du pieu :



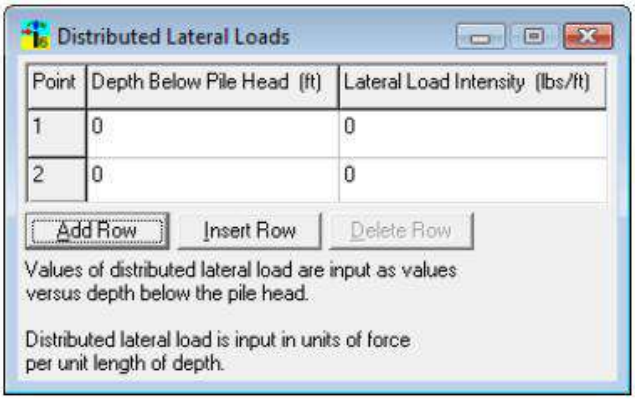


Figure 3-15 : Chargement latéral distribué en cours

3.11.3. Mouvements latéraux du sol :

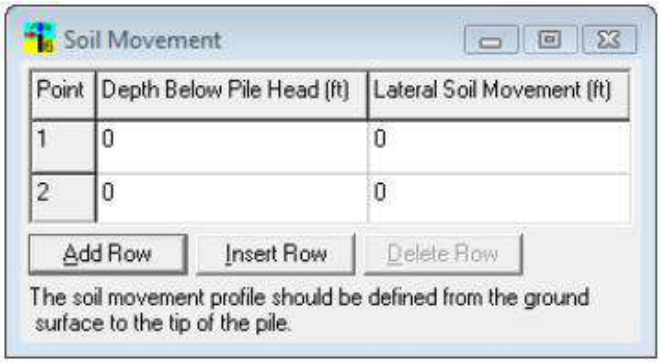


Figure 3-16 : Mouvements latéraux du sol

Ce tableau permet à l'utilisateur de spécifier le mouvement du sol en champ libre dans le profil du sol.

3.12. Conception de charge et de facteur de résistance :

Il existe deux cas des charges :

3.12.1. Charges non pondérées :

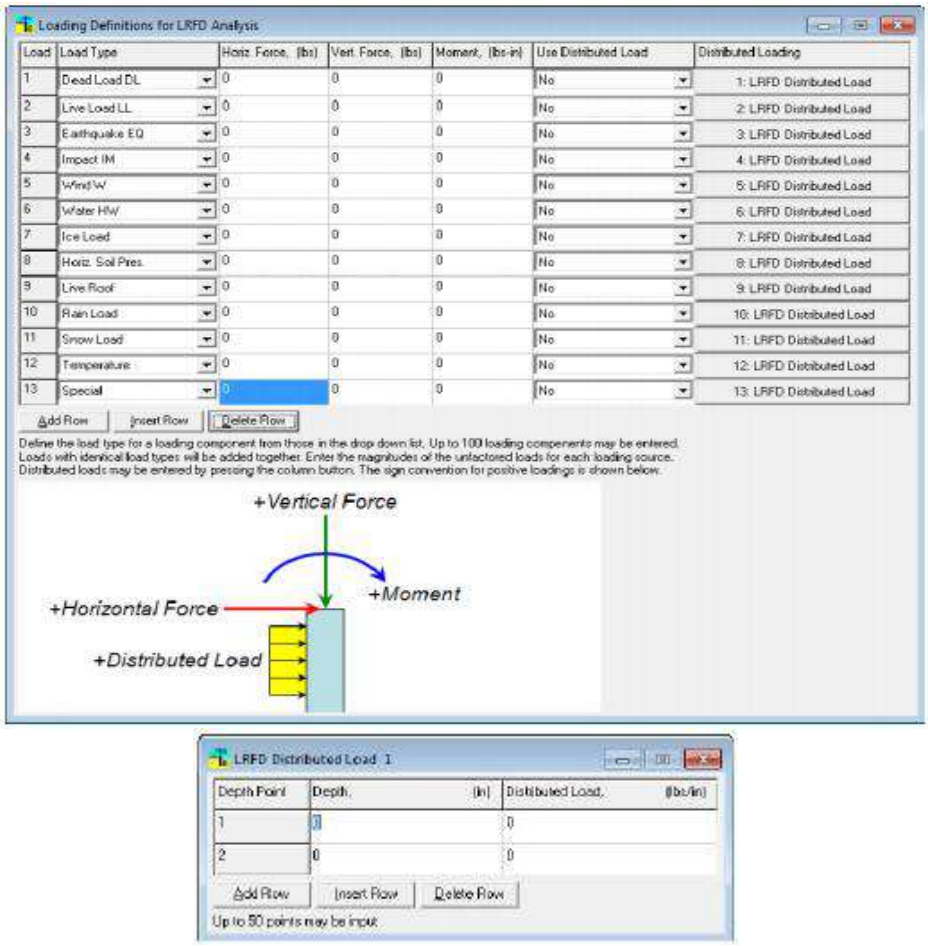


Figure 3-17 : Charges non pondérées

3.12.2. Charge et facteurs de résistance :

L'utilisateur contrôle la définition de cas de charge, soit en lisant le fichier de données de cas de charge LRFD à partir de la boîte de dialogue Options ou en entrant le cas de charge spécifique. Pour inclure un type de charge en une combinaison de cas de charge, l'utilisateur entre une valeur positive, non nulle. En outre, l'utilisateur peut entrer les facteurs de résistance pour la résistance à la structure de la capacité de flexion et de cisaillement et peut aussi entrer un nom descriptif pour la combinaison de cas de charge. La version actuelle de LPile ne calcule pas la capacité de cisaillement de structure, de sorte que le coefficient de résistance au cisaillement n'est pas utilisé par le programme et n'a pas besoin d'être inscrit. Toutefois, si le

coefficient de résistance au cisaillement est définie et enregistrée dans le fichier de données de cas de charge LRFD, les versions des futures de LPile font calculer la résistance au cisaillement seront en mesure d'utiliser la valeur d'entrée pour ce facteur.

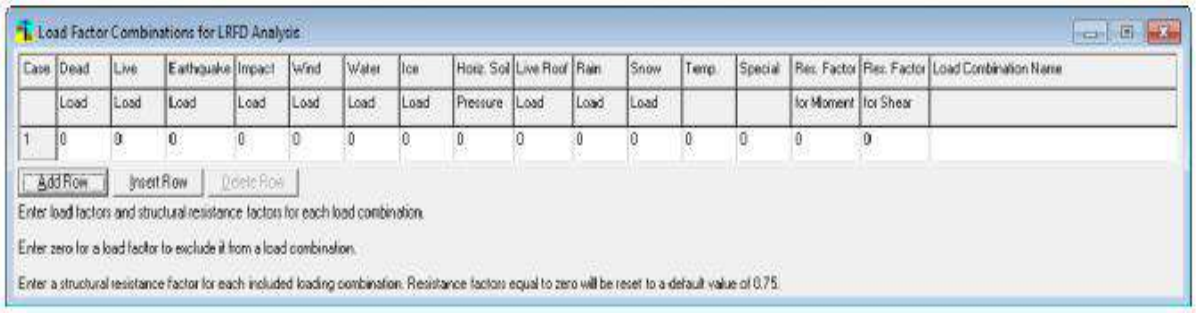


Figure 3-18 : Charge et facteurs de résistance

3.12.3. Résumé des Cas de charges pondérées :

Le résumé des cas de charges pondérées sont fournies à l'utilisateur de visualiser les charges pondérées calculées par LPile. LPile calcule ce résumé en ajoutant d'abord tout chargement du pieu-tête du même type ensemble, puis en multipliant le résultat par le facteur de charge correspondant. Dans le cas de charges réparties, le programme intègre les profils individuels de charges réparties et calcule les forces équivalentes concentrées aux nœuds sur le tas, ajoute toutes les forces de la nature même charge ensemble, puis multiplie le résultat par le facteur de charge correspondant.

4 .Graphique :

Le menu graphique permet d'afficher des graphiques de données de sortie fournies par l'exécution du programme avec succès. Les options de l'affichage des graphiques dans ce menu ne sont activés après un bon départ a été faite. Même après avoir effectué avec succès pistes, certaines options graphiques peut être désactivée depuis les types de sortie sont contrôlés par les options du programme sont activés.

Chapitre IV

Résultats et analyse paramétrique

1. Introduction

Cette analyse paramétrique vise d'étudier l'effet de l'interaction sol-pieu sur les paramètres caractérisant le comportement non linéaire du système sol-pieu :

- Déplacement du pieu : Y (m)
- Pression latérale du sol : P (KN/m)
- Moment fléchissant : M (KN/m)
- Effort tranchant : T (KN)

L'étude sera faite pour deux types de sol, sol uniforme et sol multicouche, en fonction de :

- l'effort latéral H
- l'effort axial V
- le moment M
- le rapport d'élancement du pieu L/d
- la nature du sol.

2. Comportement non linéaire du sol-pieu dans un sol uniforme:

En premier temps, l'étude sera menée en considérant le pieu situé dans un sol uniforme (monocouche) en mettant l'accent sur l'effet de la variation du chargement axial, du chargement latéral, du type du sol et de l'élancement du pieu sur leur comportement.

Dans cette étude, les deux types de sols les plus répondus sont utilisés, à savoir **« le sable »** et **« l'argile ».**

2.1. Sable « Sand (Reese) »

2.1.1. Effet de la variation du chargement axial :

Les caractéristiques mécaniques introduites pour le calcul sont résumées dans le tableau suivant :

Le poids volumique de sol γ_s	26 KN/m3
L'angle de frottement φ	35°
Le coefficient k	21 000 KN/m3

Tableau 4.1 : Caractéristiques mécaniques du sable

Le type du pieu	pieu en béton armé de section transversale circulaire (pieu foré)
Le diamètre D	1 ml
Le module d'élasticité Ep	20000 MPA
Résistance à la compression du béton	25 MPa
L'élancement L/D	**10**

Tableau 4.2 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =10

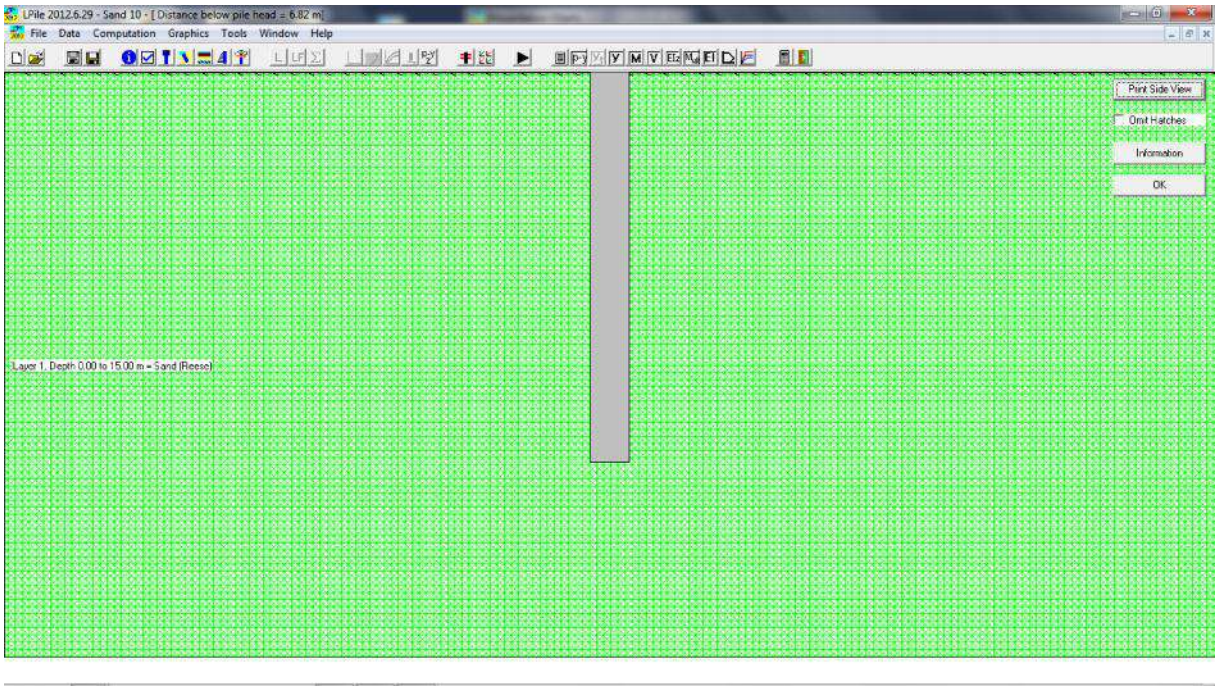


Figure 4.1 : Modèle géométrique monocouche « sable », L/D =10

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 100.0000	M = 0.0000	0.000	0.00211019	180.68923699	100.0000	-0.00059952
Case 2	H = 100.0000	M = 0.0000	100.000	0.00211130	180.78833344	100.0000	-0.00059991
Case 3	H = 100.0000	M = 0.0000	500.000	0.00211834	181.07495722	100.0000	-0.00060261
Case 4	H = 100.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00213116	181.27905090	100.0000	-0.00060769
Case 5	H = 100.0000	M = 0.0000	1500.000	0.00214571	181.42820441	100.0000	-0.00061350
Case 6	H = 100.0000	M = 0.0000	2000.000	0.00216077	181.57132422	100.0000	-0.00061953

Tableau 4.3: les résultats obtenus du pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=10.

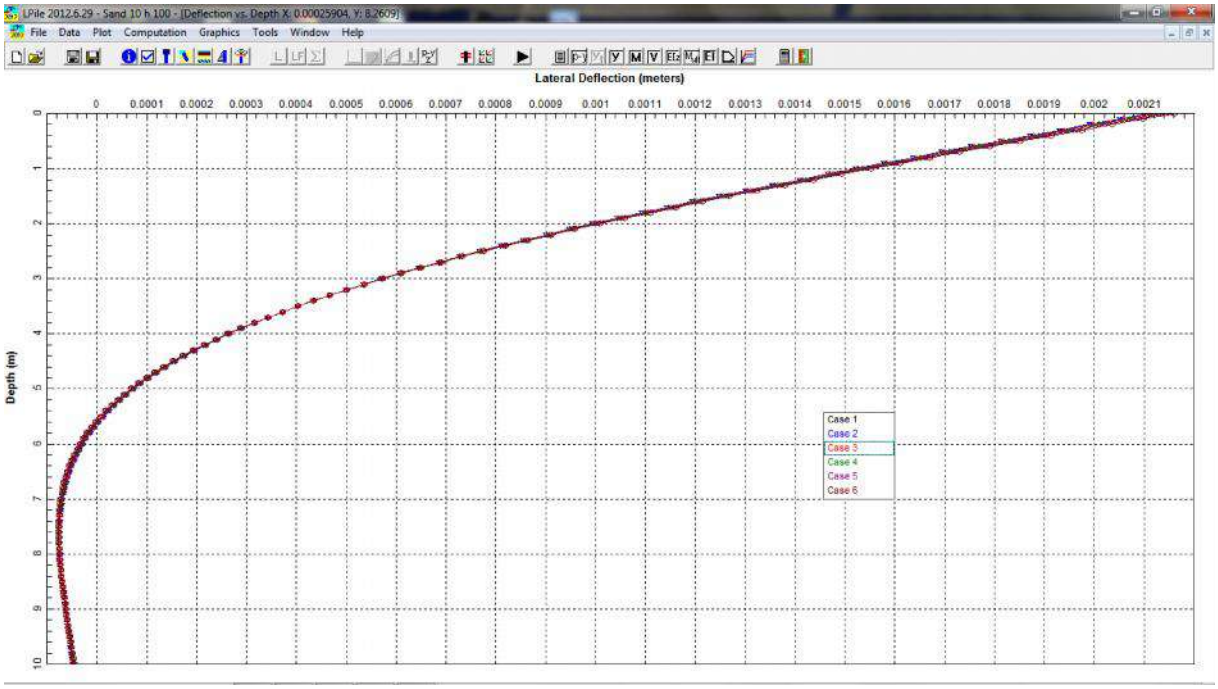


Figure 4.2 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

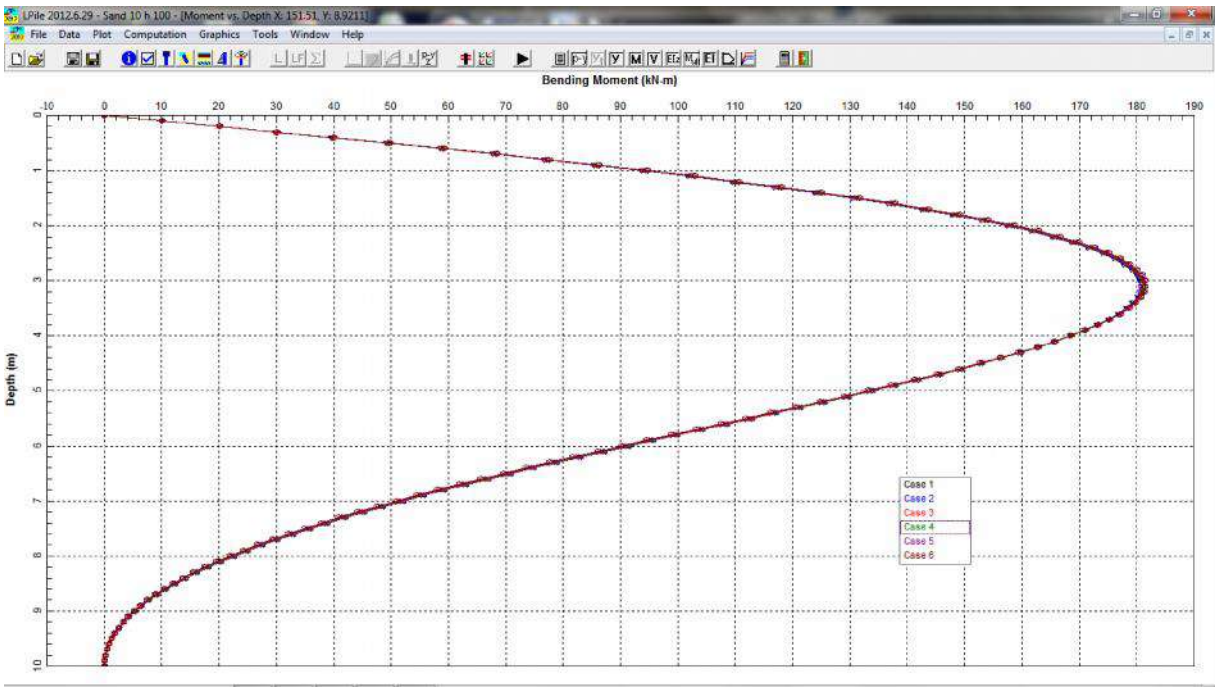


Figure 4.3 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

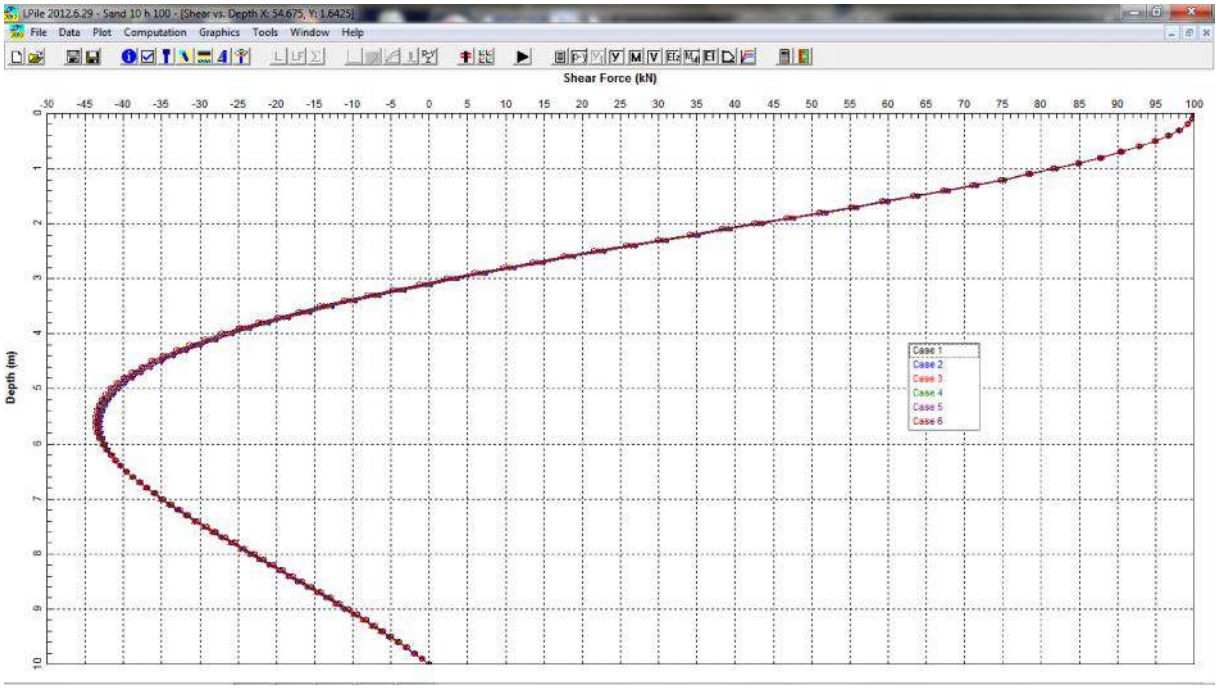


Figure 4.4 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (*figure 4.2*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements latéraux du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (*figure 4.3*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans les profondeurs 4m≥Z≥3m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (*figure 4.4)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.000	M = 0.0000	0.000	0.01567113	558.74737166	400.0000	-0.00582617
Case 2	H = 400.000	M = 0.0000	100.000	0.01533736	563.81380906	400.0000	-0.00564587
Case 3	H = 400.000	M = 0.0000	500.000	0.01375023	590.05031340	400.0000	-0.00481382
Case 4	H = 400.000	M = 0.0000	1000.000	0.01210976	623.88170006	400.0000	-0.00400870
Case 5	H = 400.000	M = 0.0000	1500.000	0.01092627	654.36963060	400.0000	-0.00345937
Case 6	H = 400.000	M = 0.0000	2000.000	0.01000180	682.70706426	400.0000	-0.0030472

Tableau 4.4: les résultats obtenus du pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=10.

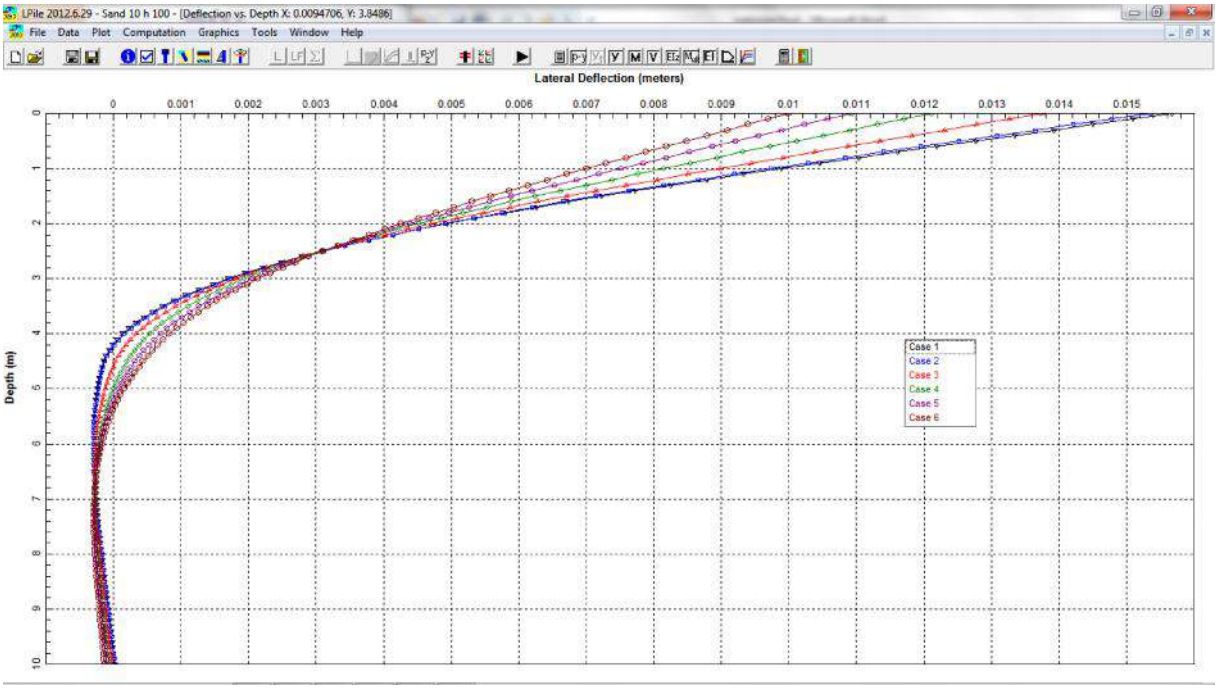


Figure 4.5 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

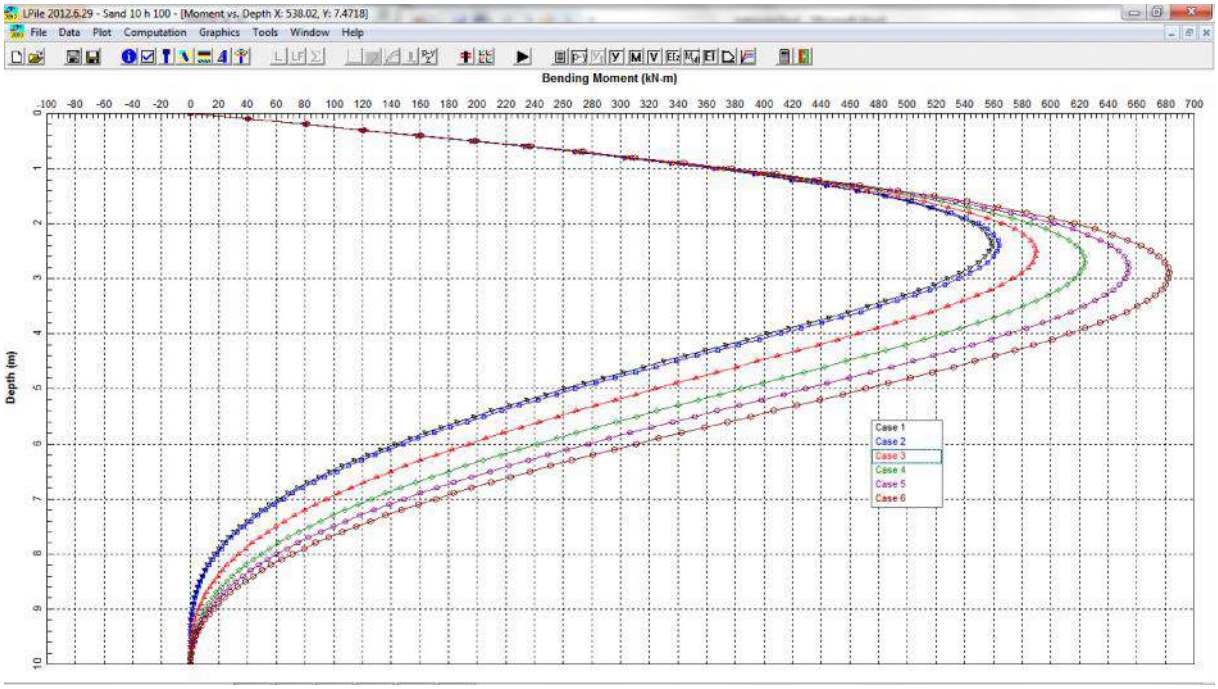


Figure 4.6 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

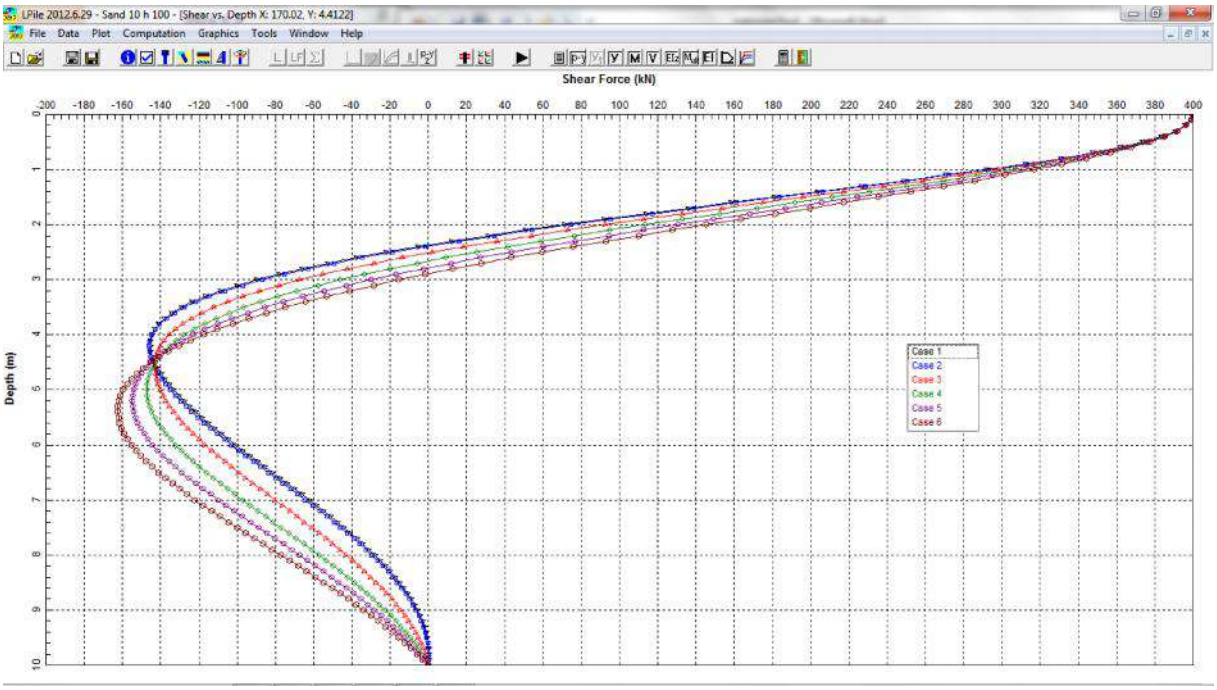


Figure 4.7 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (*figure 4.5*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, la valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (*figure 4.6*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans les profondeurs 3m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN).
La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (*figure 4.7)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, la valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 800.0000	M = 0.0000	0.000	0.04812865	1243.45919823	800.0000	-0.01818563
Case 2	H = 800.0000	M = 0.0000	100.000	0.04616384	1254.99507088	800.0000	-0.01728085
Case 3	H = 800.0000	M = 0.0000	500.000	0.04028091	1295.47992964	800.0000	-0.01456852
Case 4	H = 800.0000	M = 0.0000	1000.000	0.03612828	1331.71335117	800.0000	-0.01268011
Case 5	H = 800.0000	M = 0.0000	1500.000	0.03347222	1359.30961610	800.0000	-0.01148562
Case 6	H = 800.0000	M = 0.0000	2000.000	0.03120027	1384.62730354	800.0000	-0.01047417

Tableau 4.5: les résultats obtenus du pieu suivant la variation du chargement axial V (H=800 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=10.

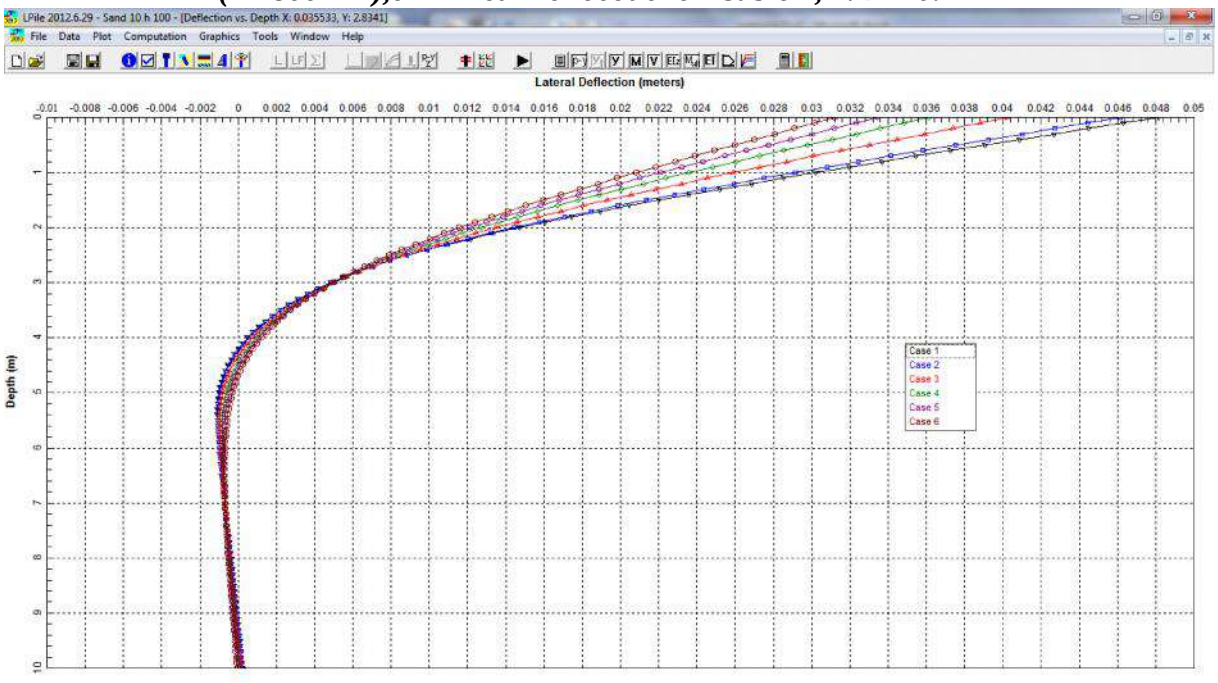


Figure 4.8 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

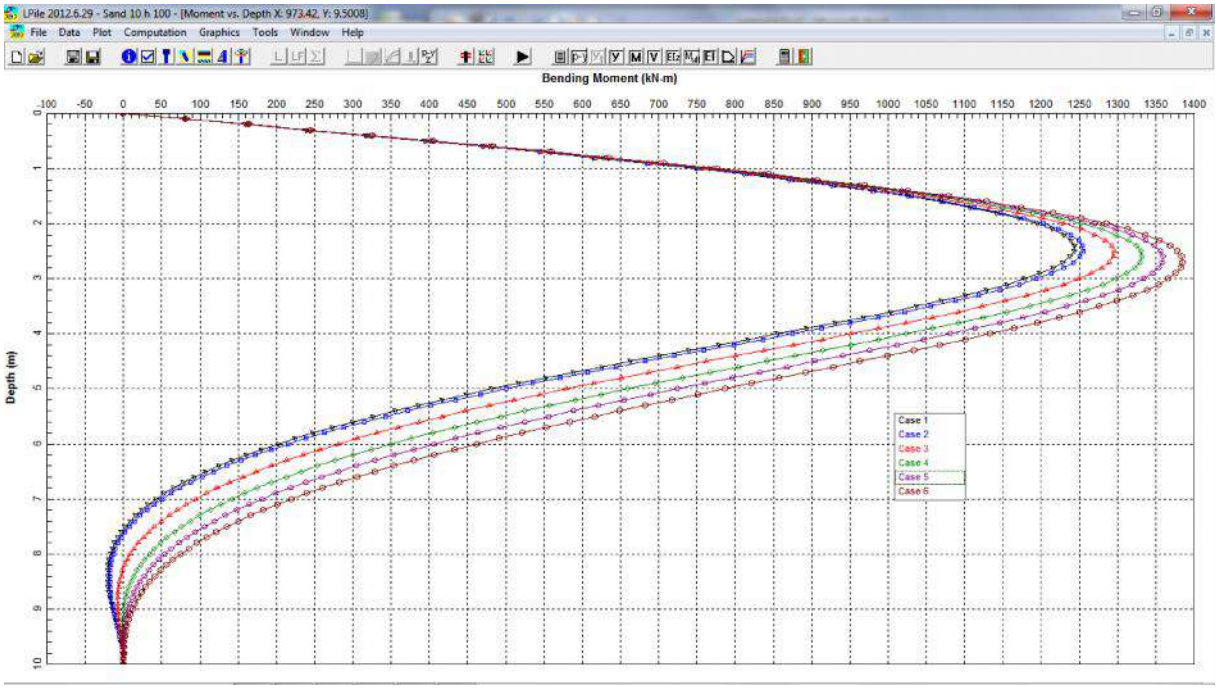


Figure 4.9 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

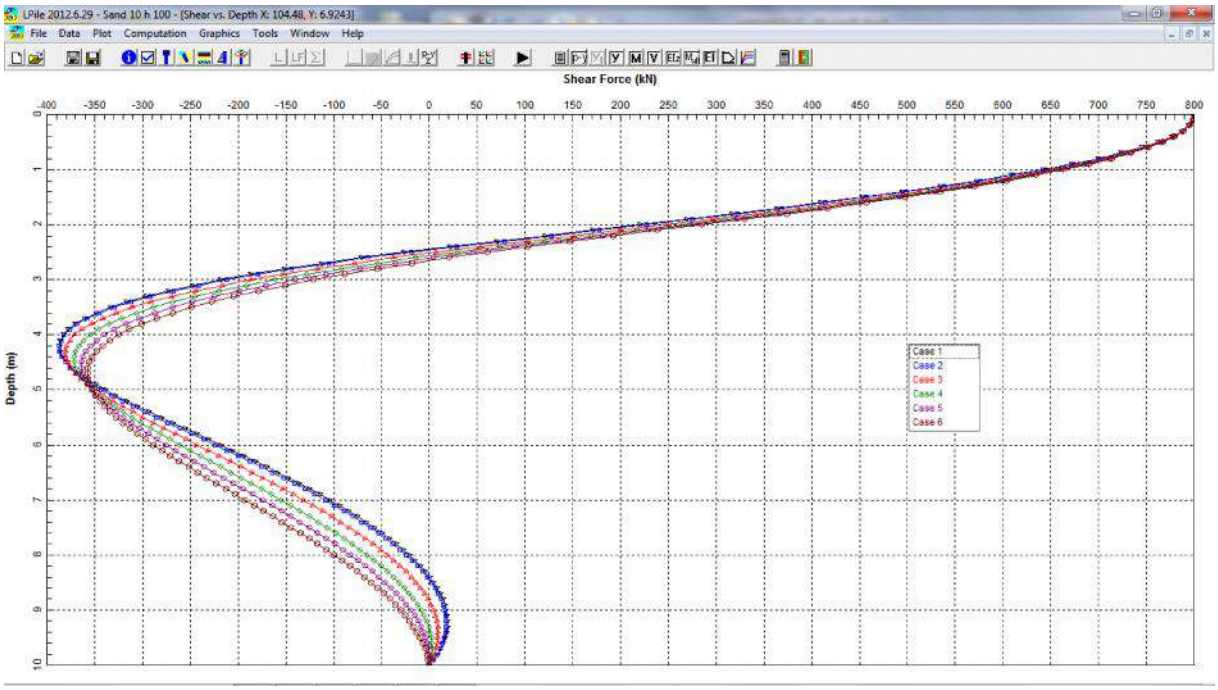


Figure 4.10 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (*figure 4.8*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, la valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (*figure 4.9*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans les profondeurs 3m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissants est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.10)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 100.0000	0.000	0.00059806	100.00000000	-20.2328	-0.00027546
Case 2	H = 0.0000	M = 100.0000	100.000	0.00059850	100.00272281	-20.2477	-0.00027564
Case 3	H = 0.0000	M = 100.0000	500.000	0.00060202	100.01499398	-20.3312	-0.00027736
Case 4	H = 0.0000	M = 100.0000	1000.000	0.00060764	100.04253047	-20.4433	-0.00028037
Case 5	H = 0.0000	M = 100.0000	1500.000	0.00061348	100.07489470	-20.5579	-0.00028352
Case 6	H = 0.0000	M = 100.0000	2000.000	0.00061950	100.11728863	-20.6753	-0.00028679

Tableau 4.6: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=100 KN.m),en milieu monocouche « sable », L/D=10.

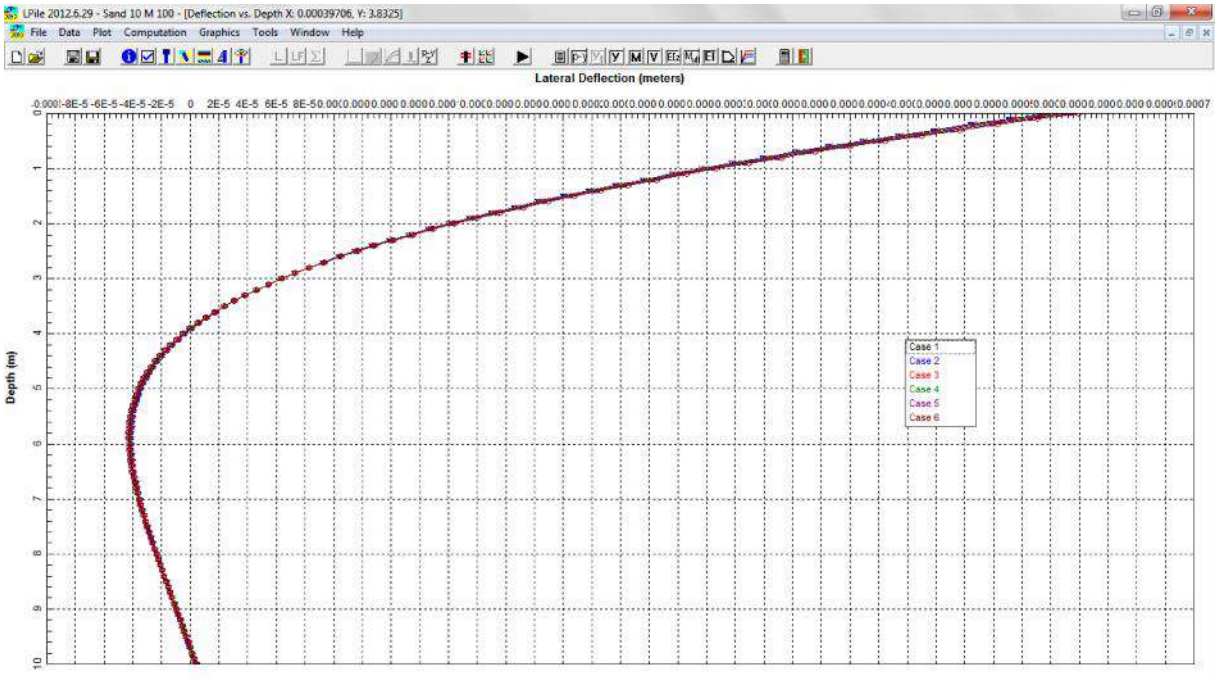


Figure 4.11 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

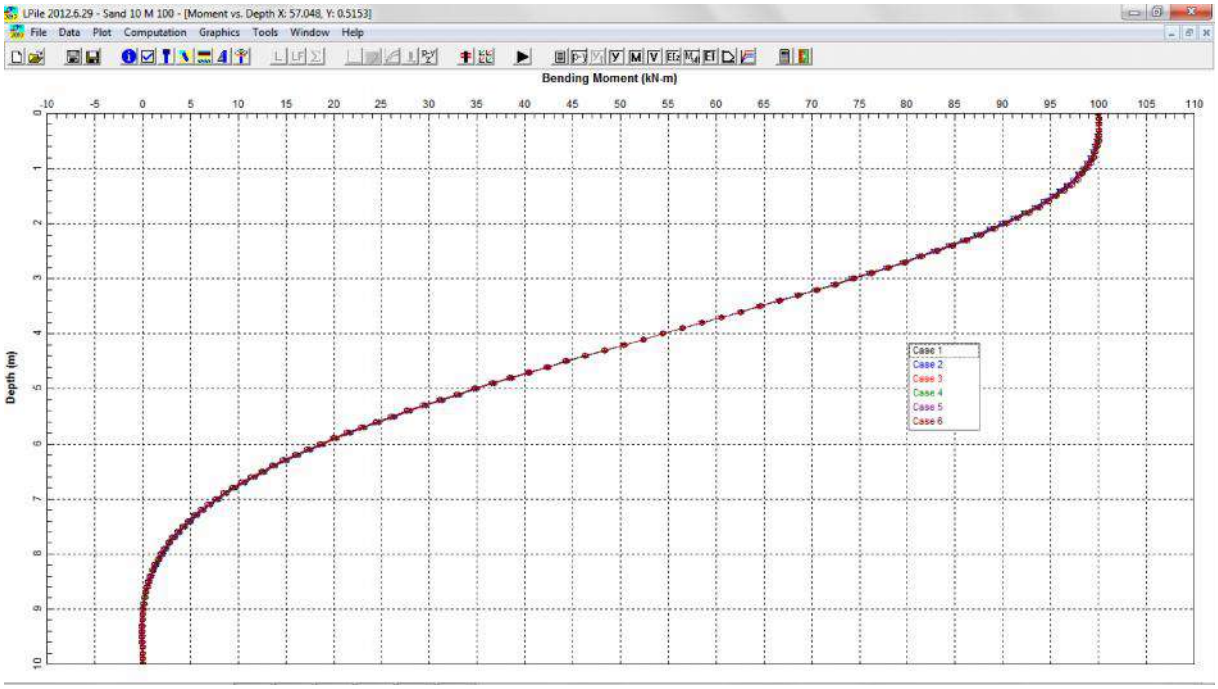


Figure 4.12 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

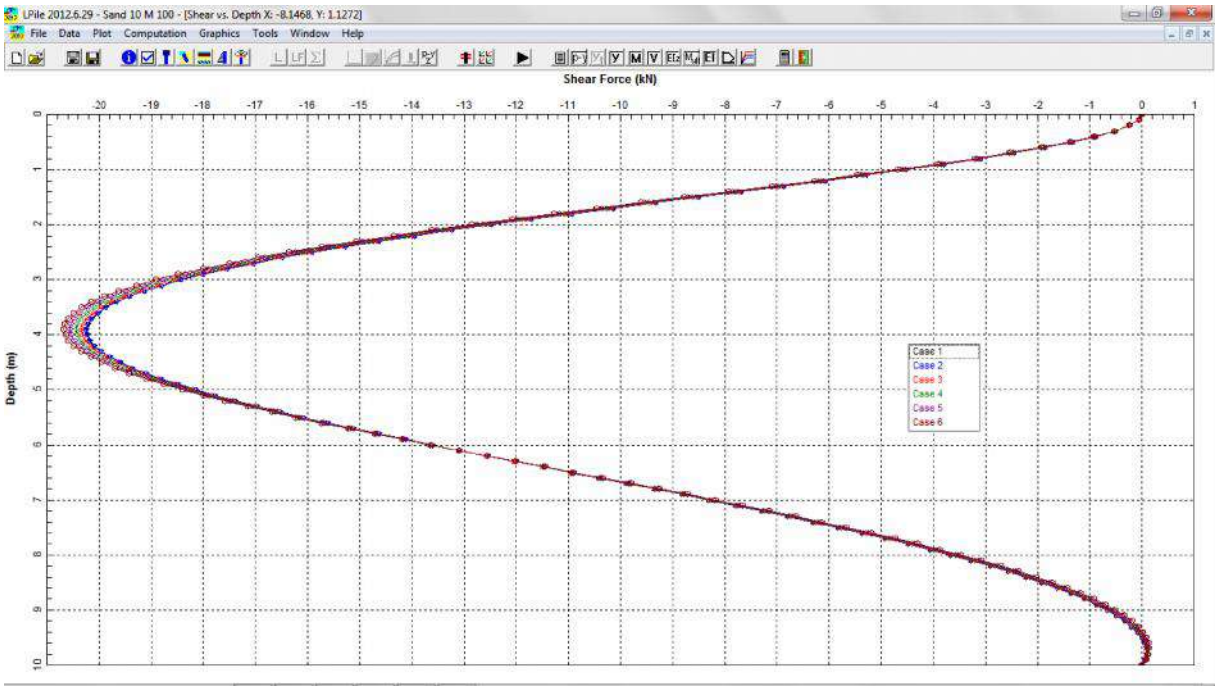


Figure 4.13 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (*figure 4.11*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (*figure 4.12*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (*figure 4.13)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans les profondeurs 5m≥Z≥3m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 300.0000	0.000	0.00180328	300.00000000	-60.7499	-0.00083289
Case 2	H = 0.0000	M = 300.0000	100.000	0.00180438	300.00823110	-60.7912	-0.00083330
Case 3	H = 0.0000	M = 300.0000	500.000	0.00181139	300.04528380	-61.0075	-0.00083630
Case 4	H = 0.0000	M = 300.0000	1000.000	0.00182462	300.12785114	-61.3313	-0.00084264
Case 5	H = 0.0000	M = 300.0000	1500.000	0.00184089	300.22483227	-61.6743	-0.00085101
Case 6	H = 0.0000	M = 300.0000	2000.000	0.00185874	300.35195536	-62.0263	-0.00086055

Tableau 4.7: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=300 KN.m),en milieu monocouche « sable », L/D=10.

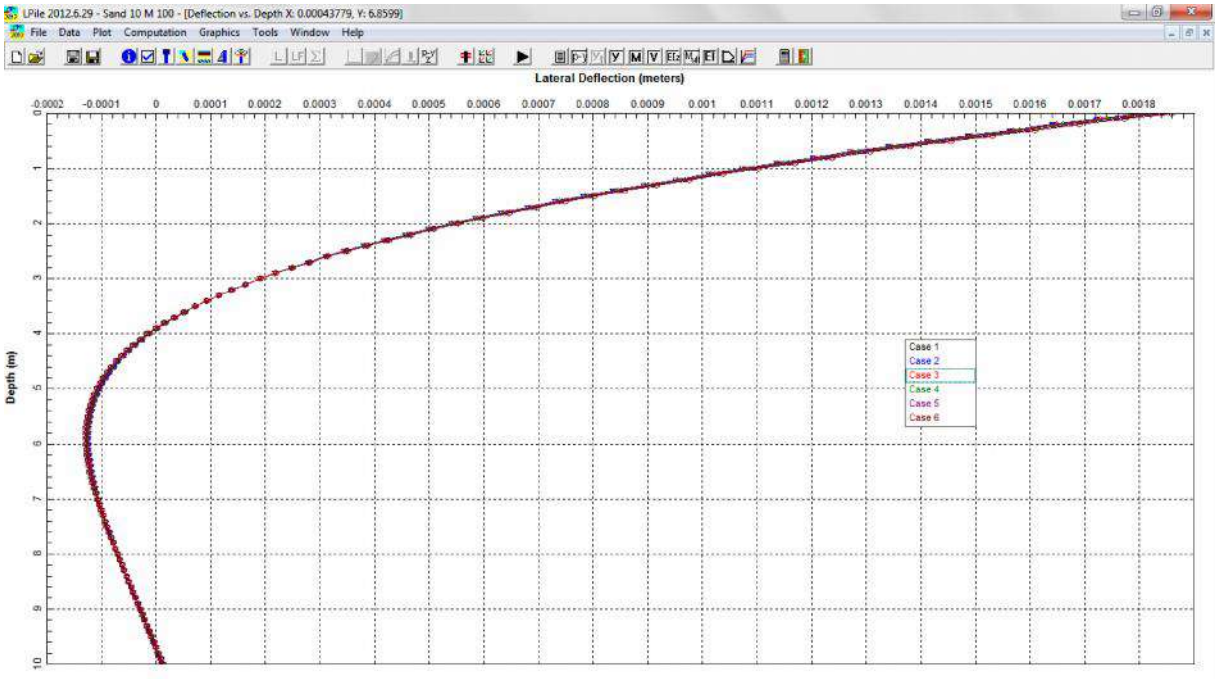


Figure 4.14 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

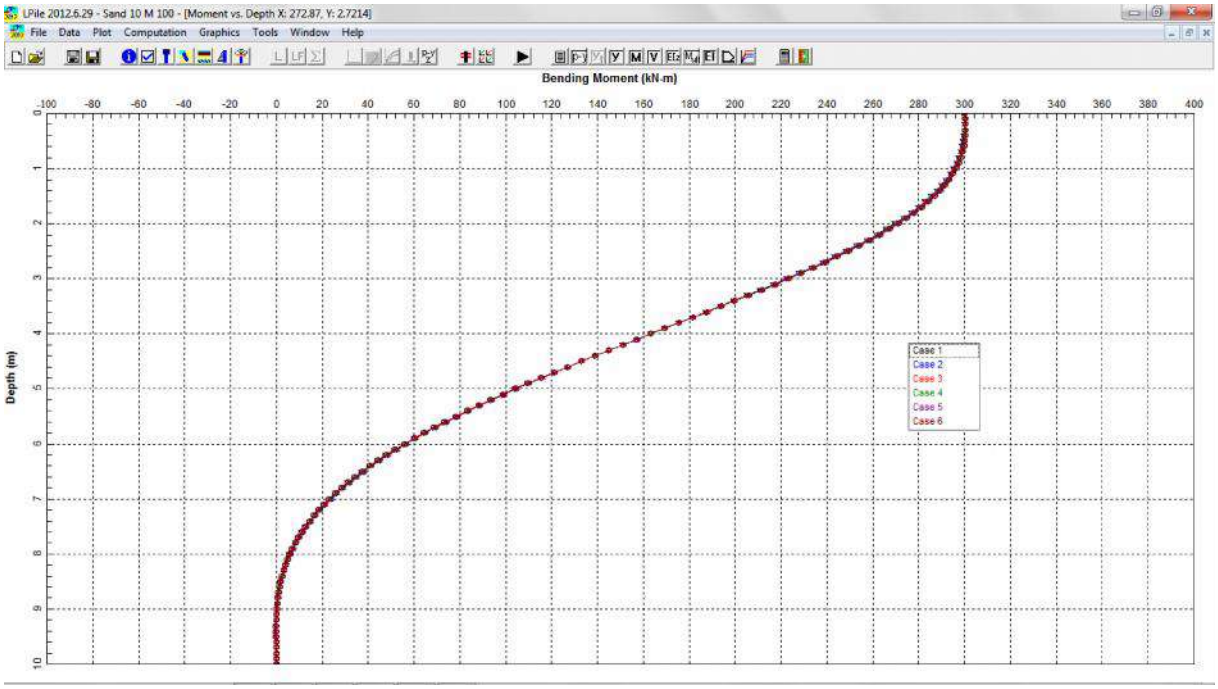


Figure 4.15 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

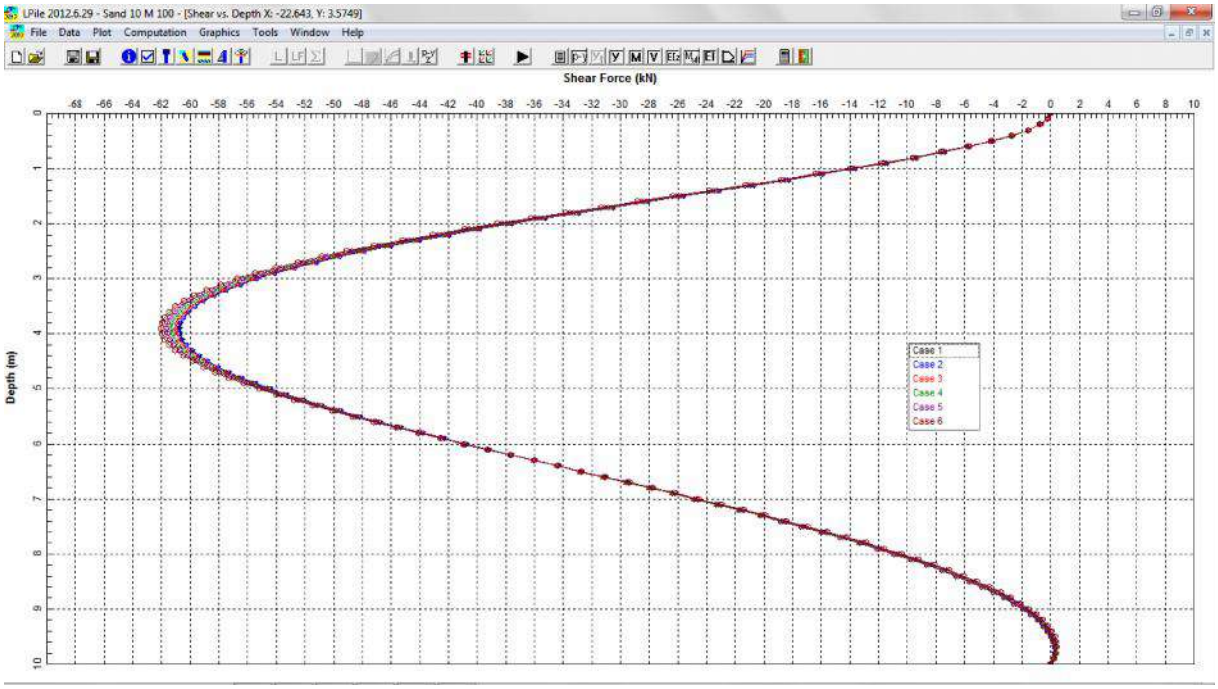


Figure 4.16 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (*figure 4.14*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (*figure 4.15*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (*figure 4.16)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans les profondeurs 5m≥Z≥3m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 600.0000	0.000	0.00821175	600.00000000	-135.6122	-0.00548227
Case 2	H = 0.0000	M = 600.0000	100.000	0.00798925	600.05194079	-134.9279	-0.00528697
Case 3	H = 0.0000	M = 600.0000	500.000	0.00665822	600.28763545	-125.3074	-0.00433915
Case 4	H = 0.0000	M = 600.0000	1000.000	0.00529183	600.52935930	-122.7423	-0.00328504
Case 5	H = 0.0000	M = 600.0000	1500.000	0.00448783	600.74401869	-123.2474	-0.00254907
Case 6	H = 0.0000	M = 600.0000	2000.000	0.00389431	600.83401227	-124.0567	-0.00198860

Tableau 4.8: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=600 KN.m),en milieu monocouche « sable », L/D=10.

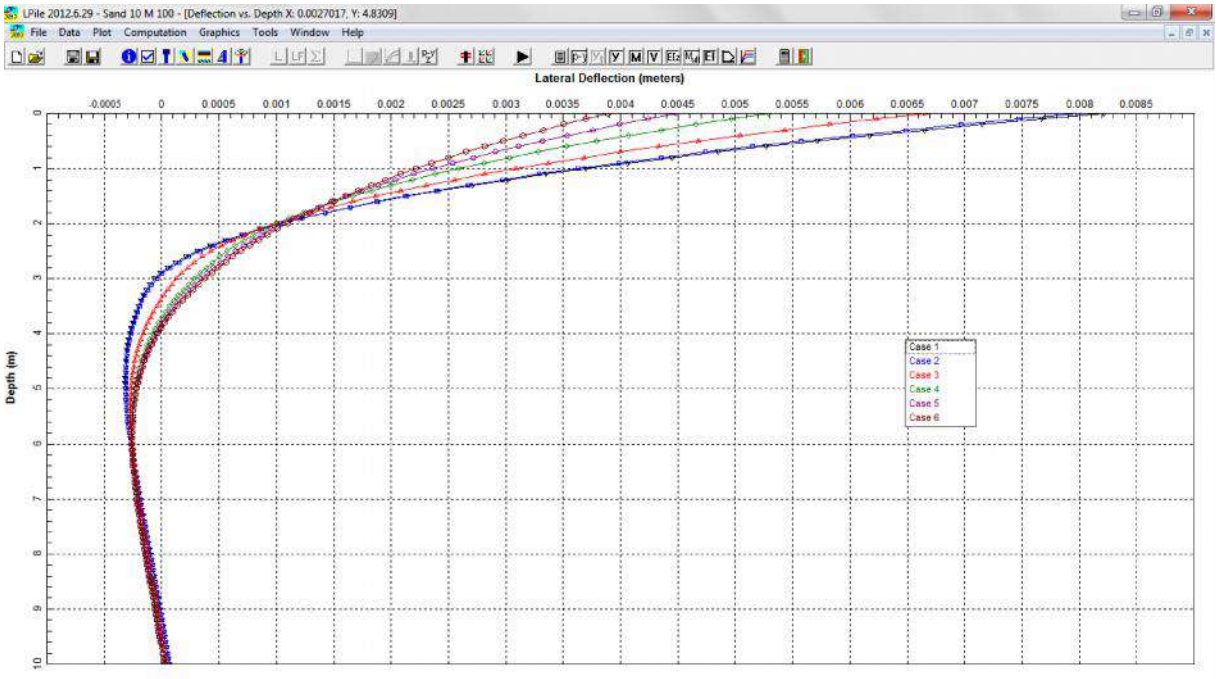


Figure 4.17 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

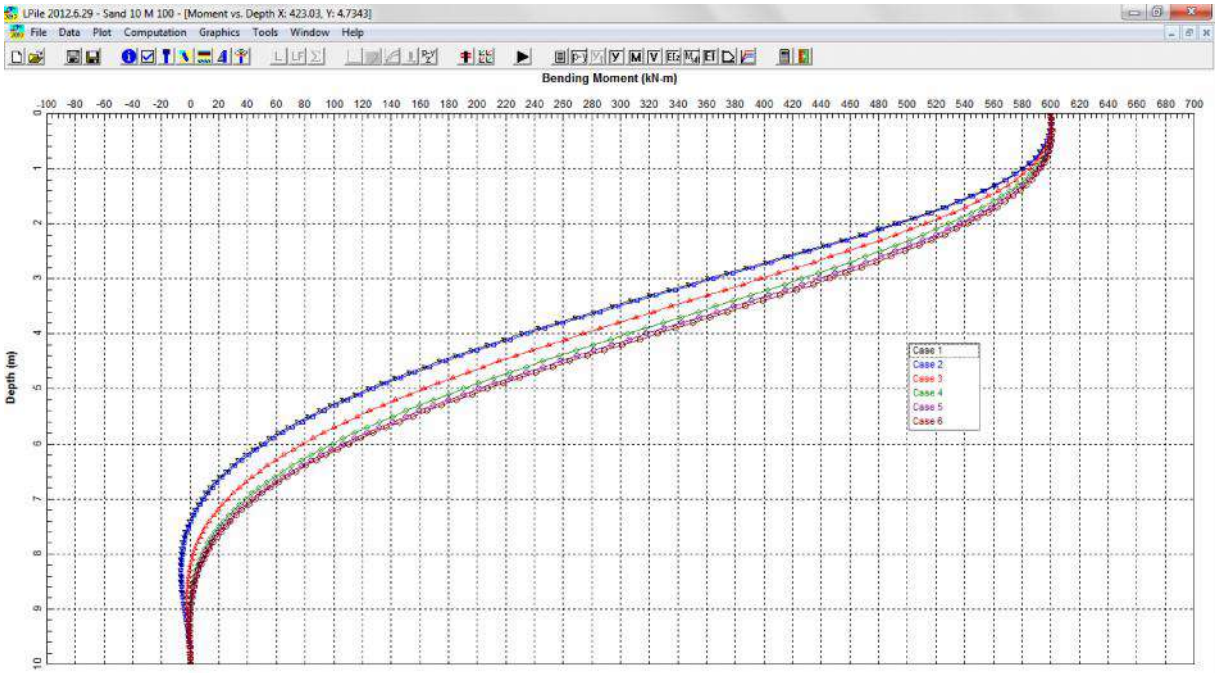


Figure 4.18 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

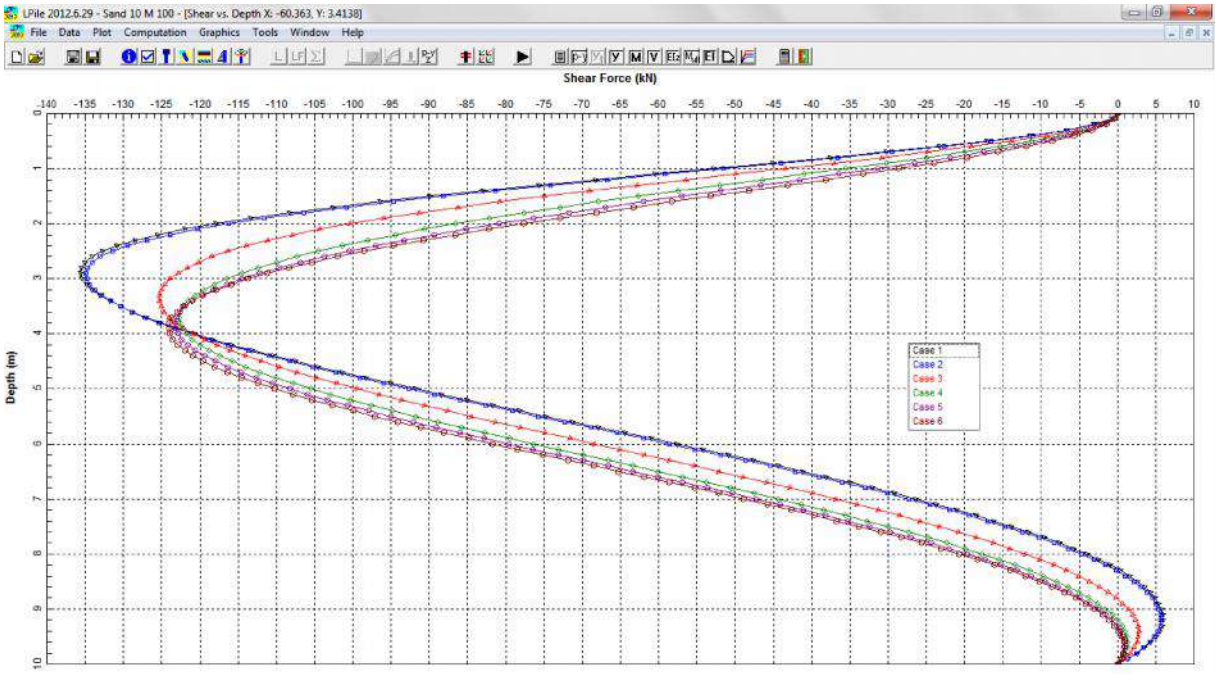


Figure 4.19 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (*figure 4.17*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.18*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.19)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans les profondeurs 4m≥Z≥2m. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z=0m et Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 100.0000	M = 100.0000	0.000	0.00271432	256.98616641	100.0000	-0.00087803
Case 2	H = 100.0000	M = 100.0000	100.000	0.00271575	257.12474886	100.0000	-0.00087853
Case 3	H = 100.0000	M = 100.0000	500.000	0.00272429	257.59268021	100.0000	-0.00088192
Case 4	H = 100.0000	M = 100.0000	1000.000	0.00274009	258.05054576	100.0000	-0.00088868
Case 5	H = 100.0000	M = 100.0000	1500.000	0.00275945	258.43475948	100.0000	-0.00089715
Case 6	H = 100.0000	M = 100.0000	2000.000	0.00278043	258.79611760	100.0000	-0.00090639

Tableau 4.9: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN , M=100 KN.m),en milieu monocouche « sable », L/D=10.

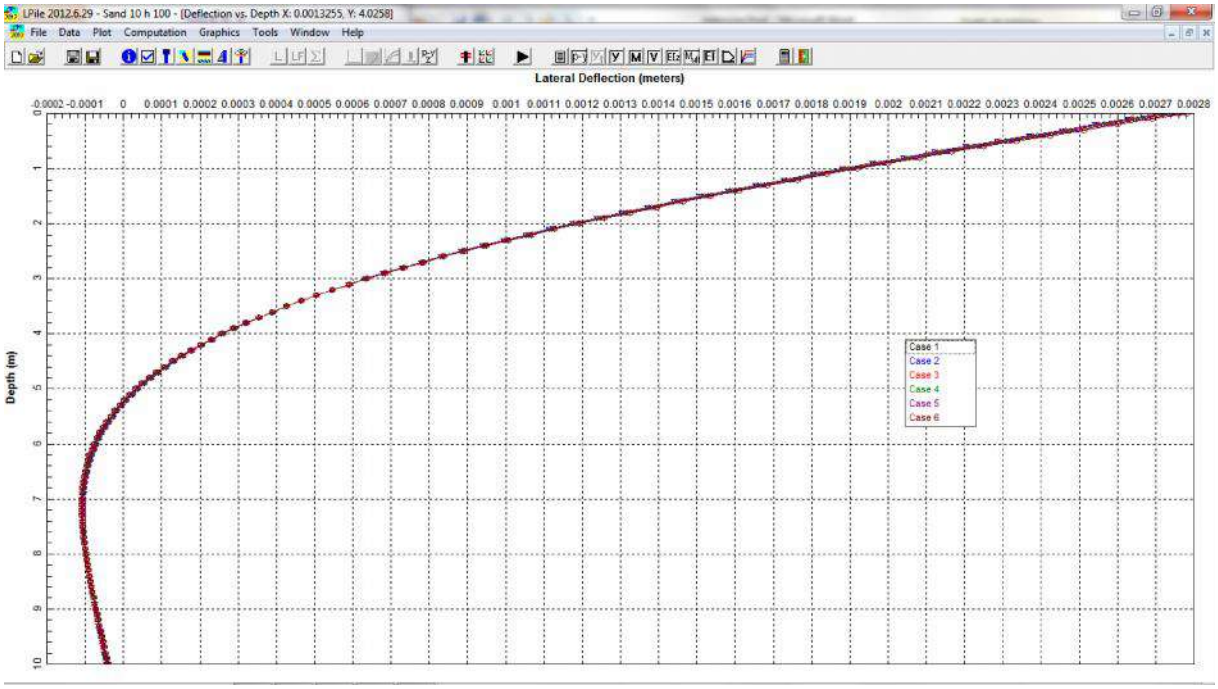


Figure 4.20 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

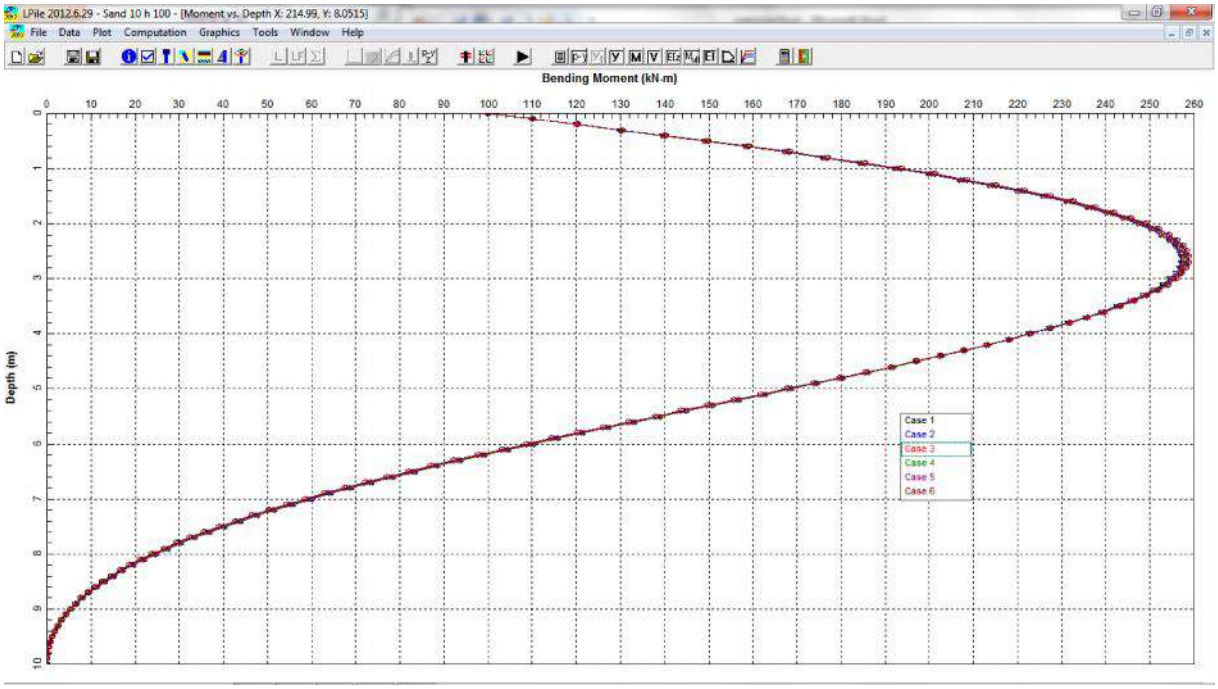


Figure 4.21 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial ((H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

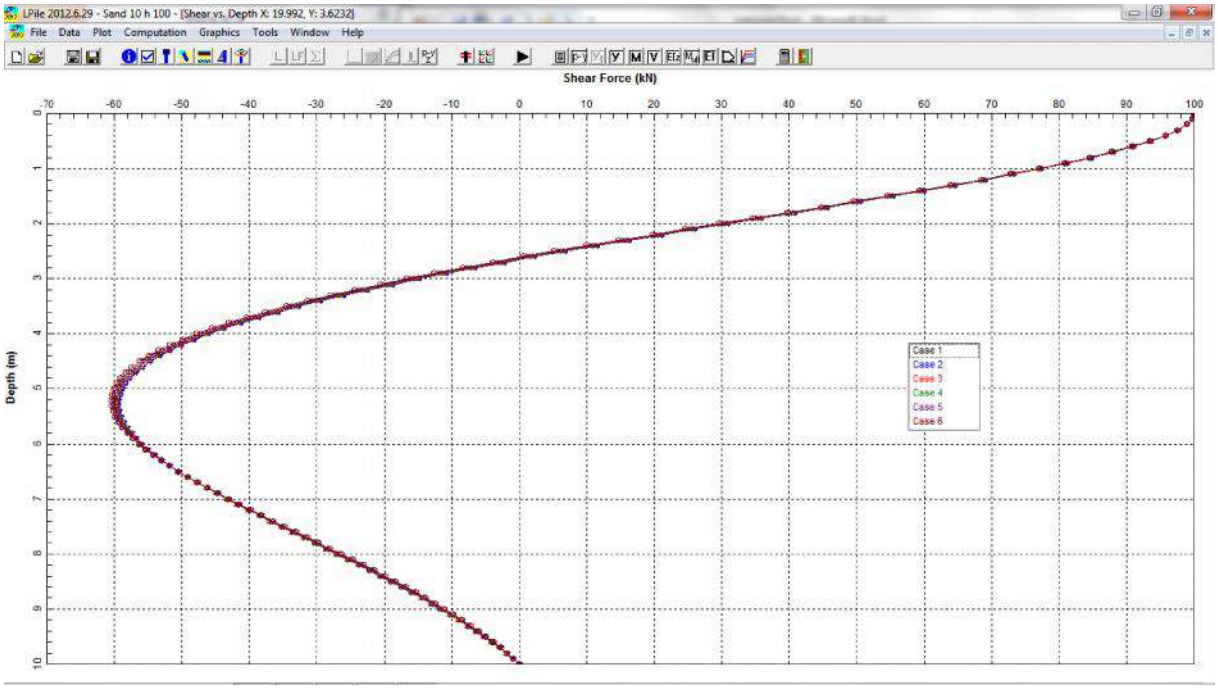


Figure 4.22 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (figure *4.20*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (figure *4.21)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans les profondeurs 3m≥Z≥2m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z **=** 0 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.22)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 600.0000	0.000	0.02881271	1078.23110511	400.0000	-0.01348572
Case 2	H = 400.0000	M = 600.0000	100.000	0.02806564	1082.05900126	400.0000	-0.01303830
Case 3	H = 400.0000	M = 600.0000	500.000	0.02580987	1096.21158989	400.0000	-0.01173242
Case 4	H = 400.0000	M = 600.0000	1000.000	0.02362533	1111.67904976	400.0000	-0.01044077
Case 5	H = 400.0000	M = 600.0000	1500.000	0.02160451	1126.90063545	400.0000	-0.00922929
Case 6	H = 400.0000	M = 600.0000	2000.000	0.01974845	1142.26634251	400.0000	-0.00813824

Tableau 4.10: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN , M=600 KN.m),en milieu monocouche « sable », L/D=10.

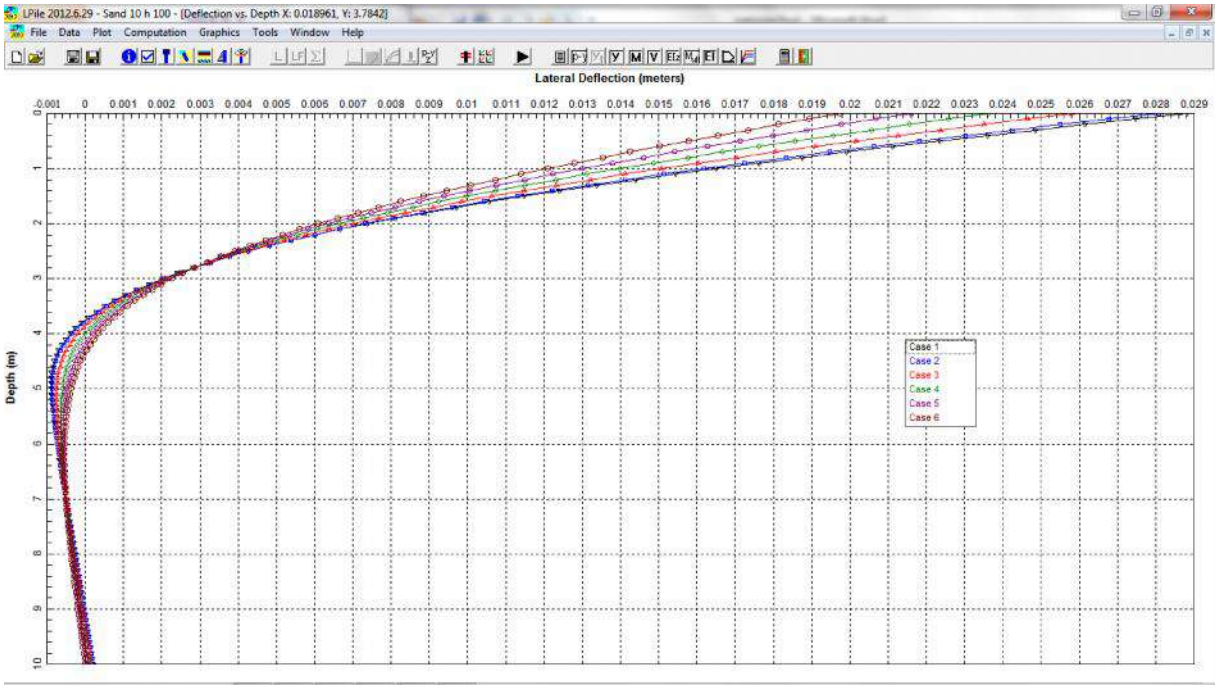


Figure 4.23 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

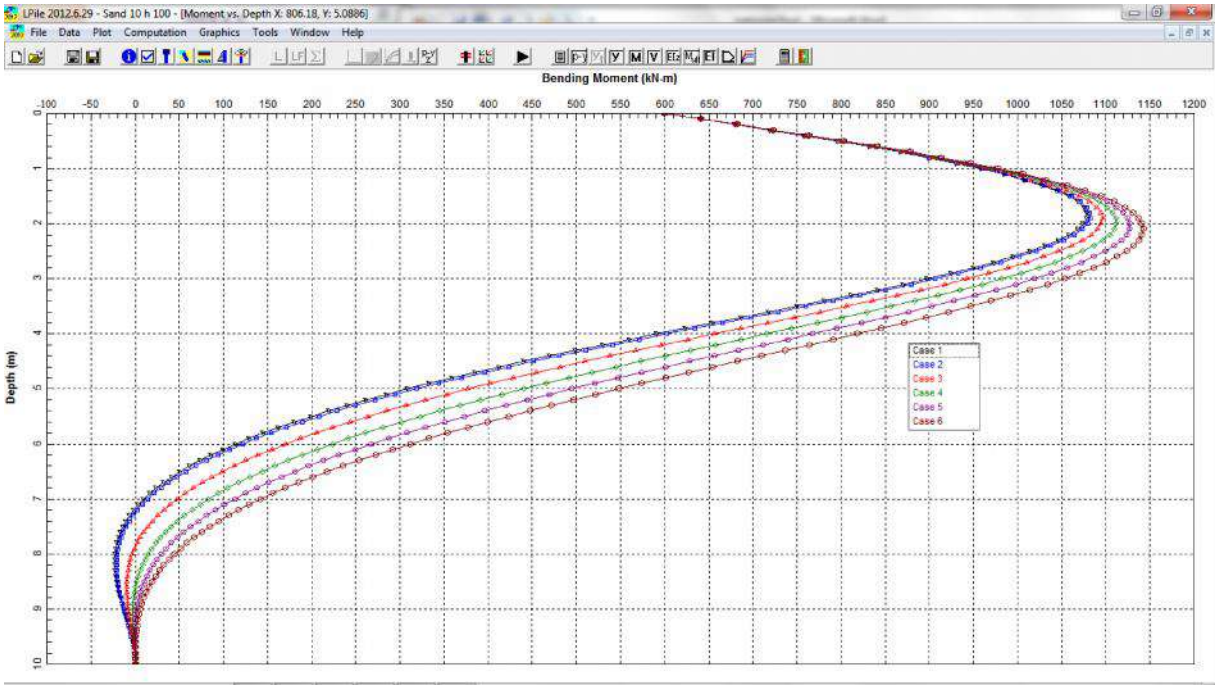


Figure 4.24 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial ((H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

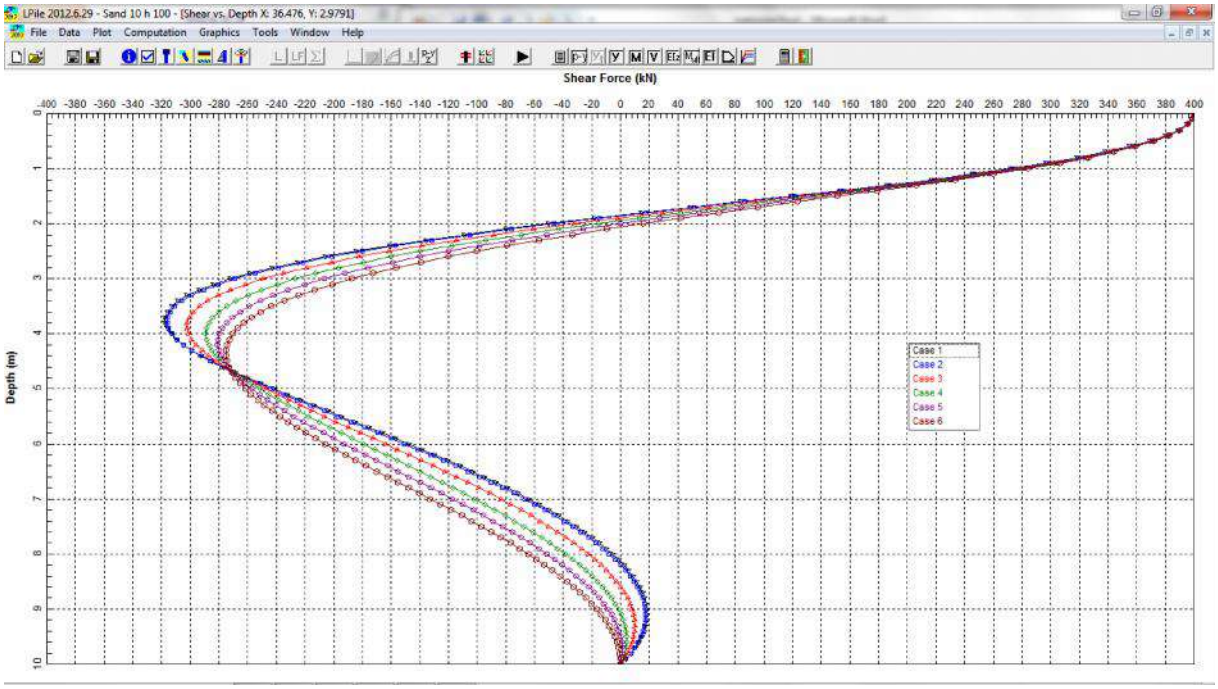


Figure 4.25 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (figure *4.23*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.24)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans les profondeurs 3m≥Z≥1m, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z **=** 0 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.25)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Conclusion :

Pour ces différents cas de chargement H=100 KN, M=100 KN.m, M=300 KN.m, H=100 KN et M=100 KN.m, la variation de chargement axial n'a pas une influence sur le déplacement latéral du pieu, ainsi que le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Par contre, et pour les autres cas de chargement, la variation de chargement axial influe sur déplacement latéral du pieu, le moment fléchissant et l'effort tranchant de la manière suivante : plus qu'on augmente le chargement axial, le déplacement latéral en tête du pieu diminué, le moment fléchissant maximum augmente et l'effort tranchant maximum augmente.

2.1.2. Effet de la variation du chargement latéral :

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	100.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 100.0000	M = 0.0000	100.000	0.00211130	180.78833344	100.0000	-0.00059991
Case 3	H = 200.0000	M = 0.0000	100.000	0.00505808	331.78148650	200.0000	-0.00154596
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01533736	563.81380906	400.0000	-0.00564587
Case 5	H = 600.0000	M = 0.0000	100.000	0.02644170	898.09257711	600.0000	-0.00983207
Case 6	H = 800.0000	M = 0.0000	100.000	0.04621270	1254.91137179	800.0000	-0.01730261

Tableau 4.11: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=10.

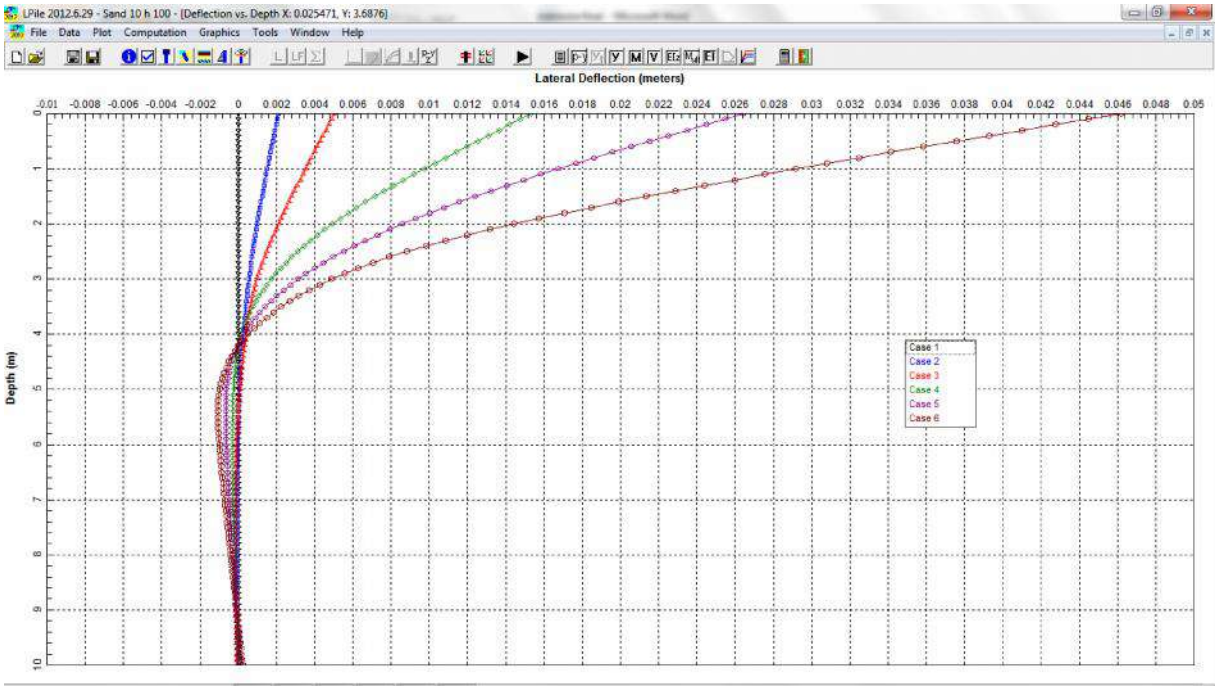


Figure 4.26 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

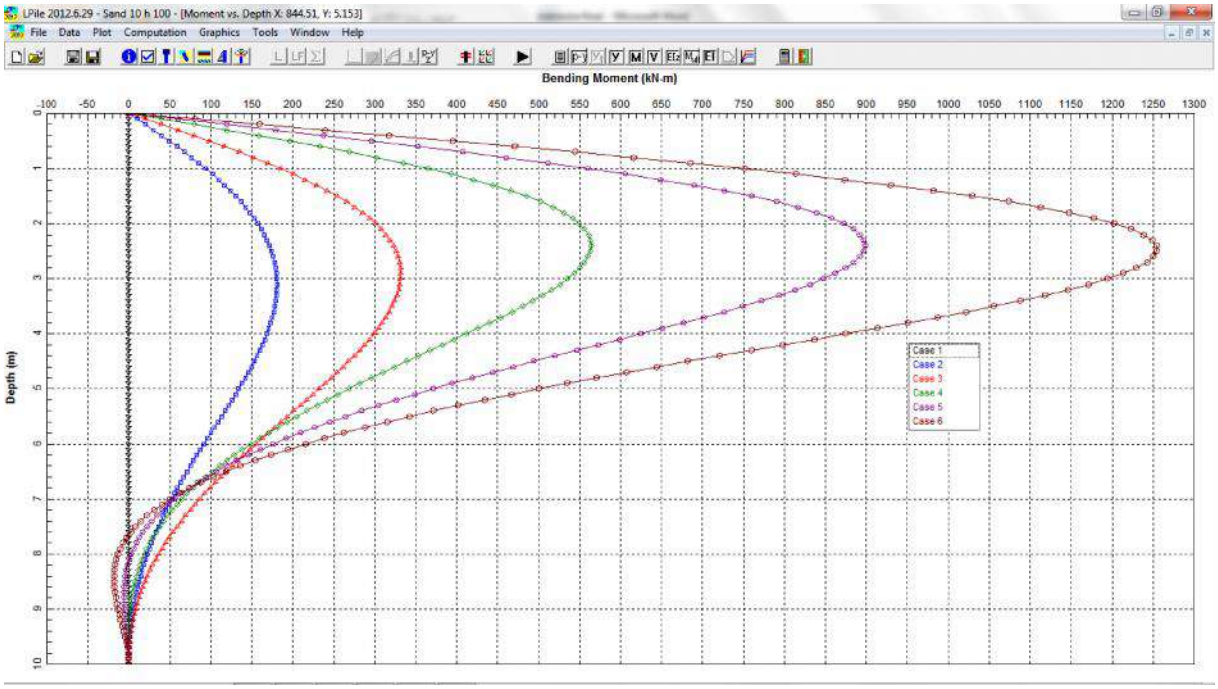


Figure 4.27 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

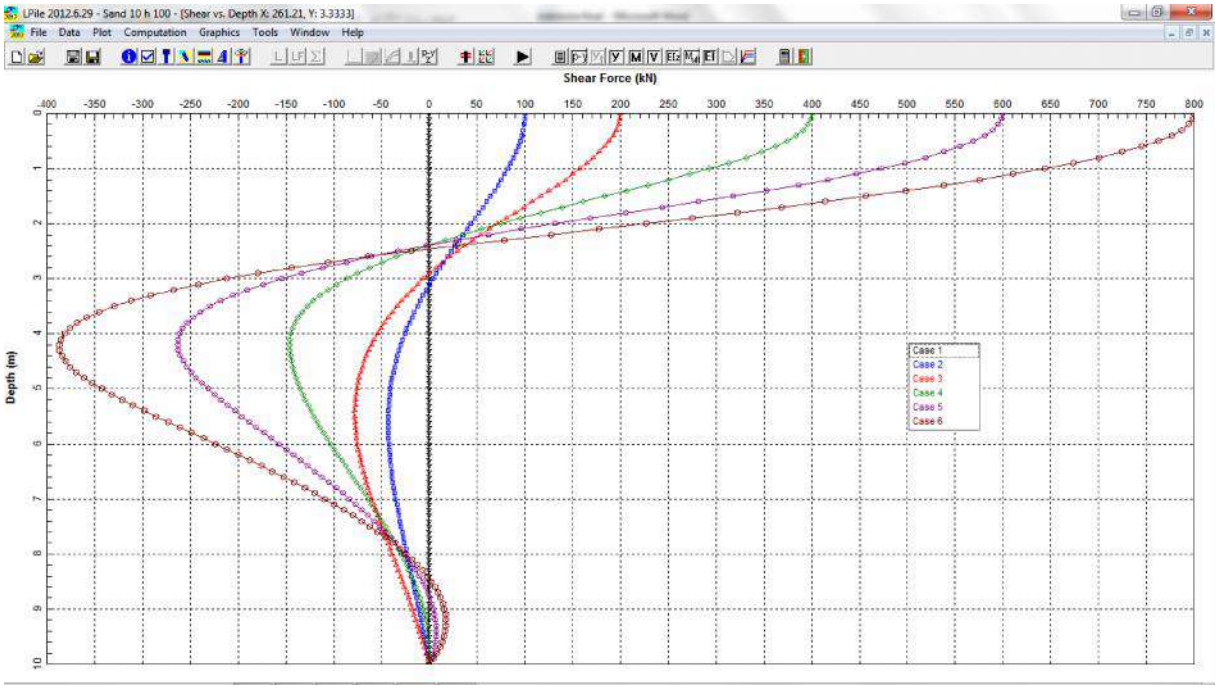


Figure 4.28 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (figure *4.26*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).

D'après la (figure *4.27)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans les profondeurs 3m≥Z≥2m, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).la valeur de moment fléchissant est nulle pour les profondeurs Z **=** 0 m et Z=10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

D'après la (figure *4.28)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	1000.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 100.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00213116	181.27905090	100.0000	-0.00060769
Case 3	H = 200.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00426864	362.31335481	200.0000	-0.00121798
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.01210976	623.88170006	400.0000	-0.00400870
Case 5	H = 600.0000	M = 0.0000	1000.000	0.02231404	944.37126674	600.0000	-0.00779862
Case 6	H = 800.0000	M = 0.0000	1000.000	0.03613713	1331.74566604	800.0000	-0.01268450

Tableau 4.12: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

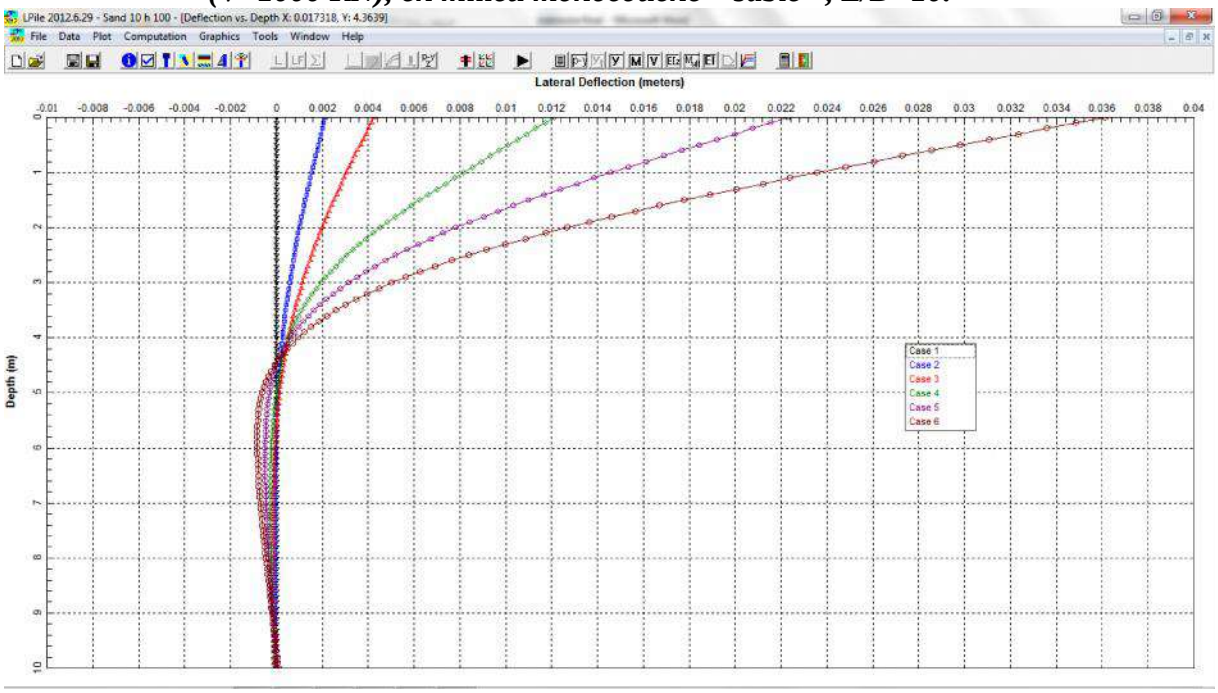


Figure 4.29 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

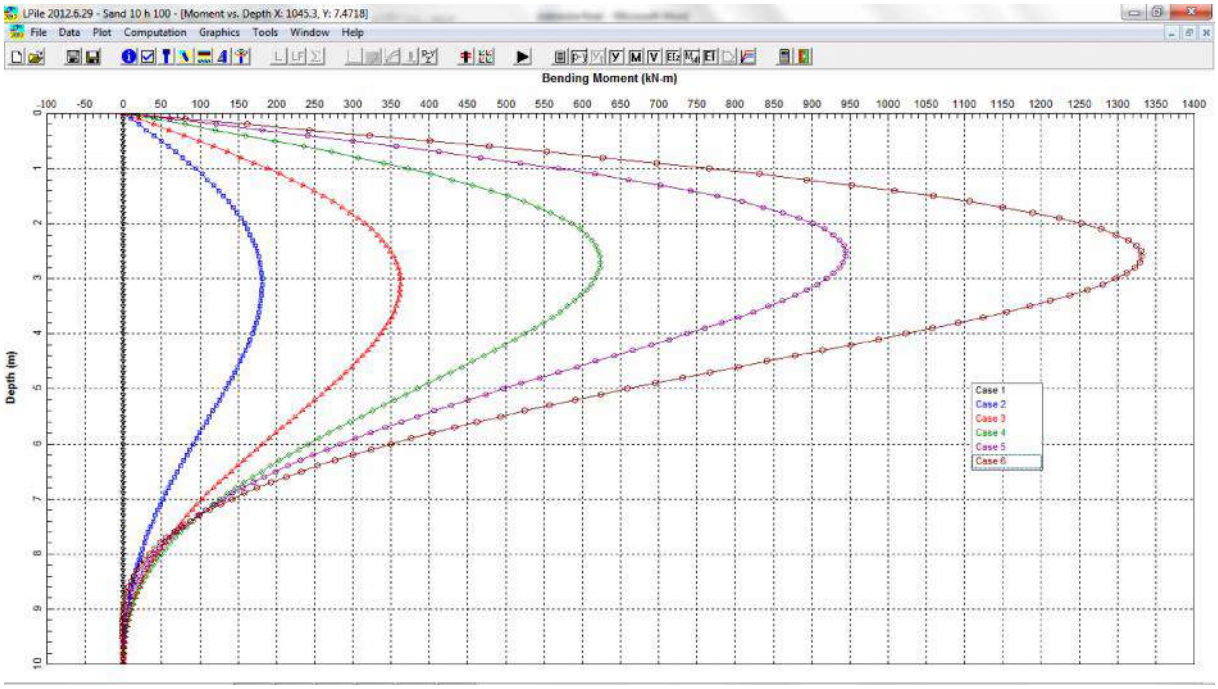


Figure 4.30 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

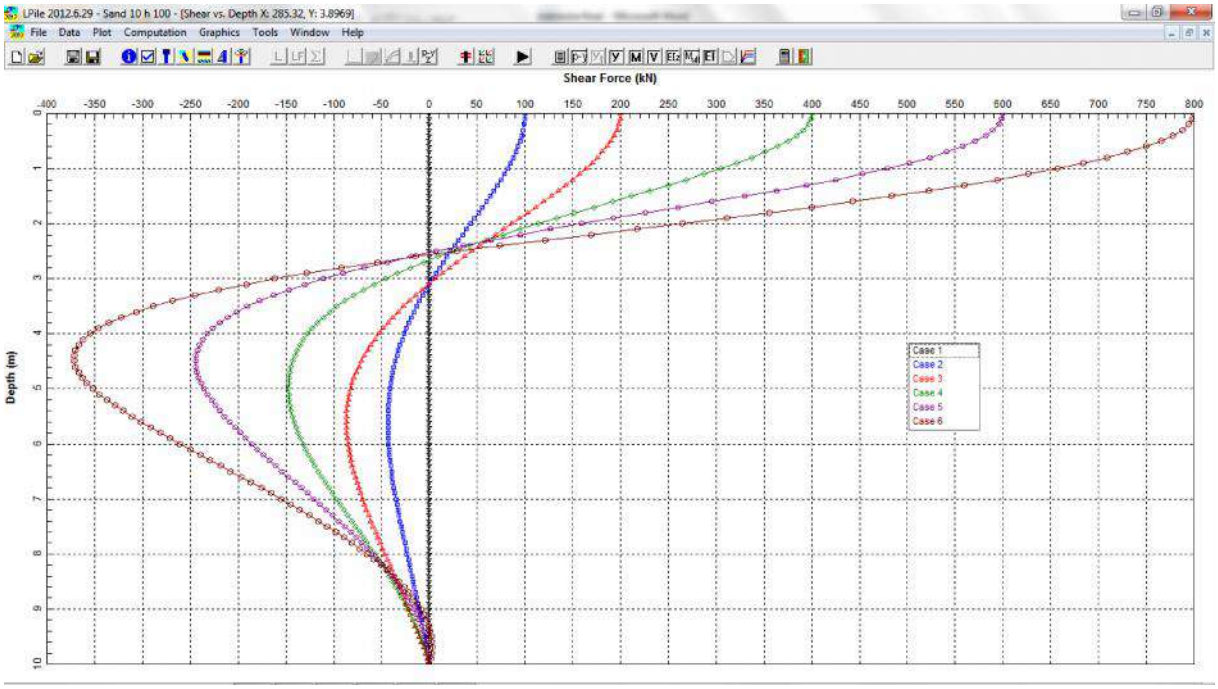


Figure 4.31 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (figure *4.29*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).

D'après la (figure *4.30)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans les profondeurs 3m≥Z≥2m, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour les profondeur Z **=** 0 m et Z=10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

D'après la (figure *4.31)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	100.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 0.0000	M = 100.0000	100.000	0.00059850	100.00272281	-20.2477	-0.00027564
Case 3	H = 0.0000	M = 300.0000	100.000	0.00180438	300.00823110	-60.7912	-0.00083330
Case 4	H = 0.0000	M = 600.0000	100.000	0.00798925	600.05194079	-134.9279	-0.00528697
Case 5	H = 0.0000	M = 900.0000	100.000	0.01311009	900.08274871	-227.0651	-0.00841775

Tableau 4.13: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

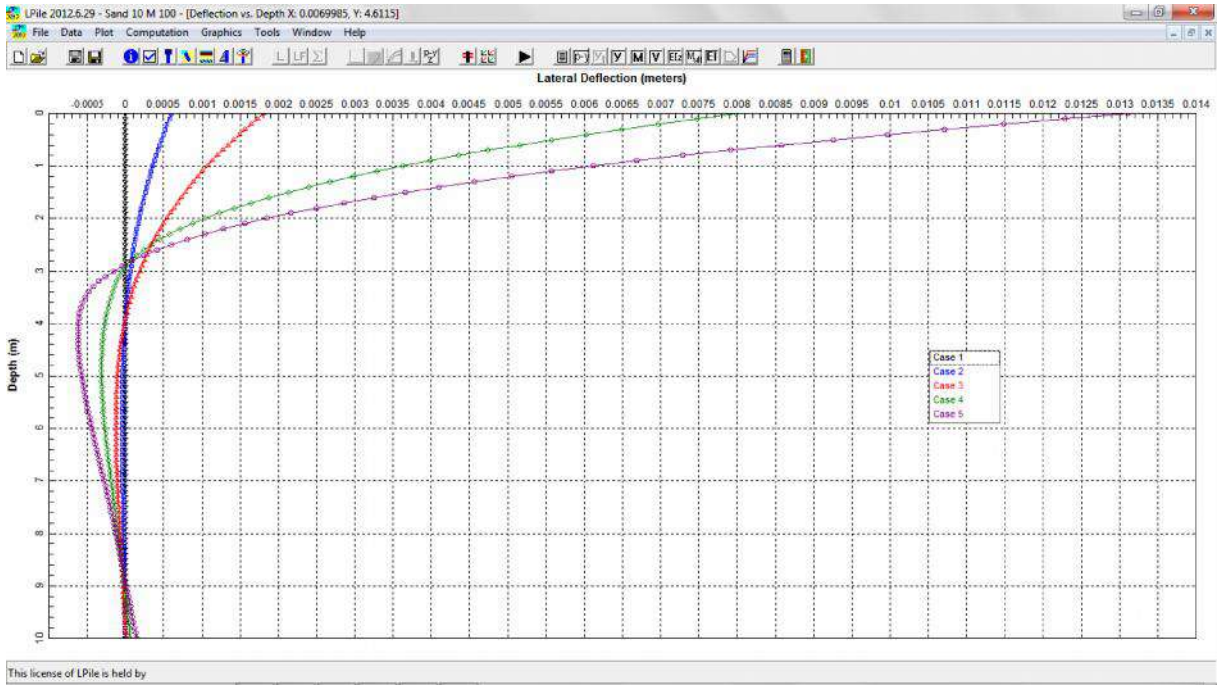


Figure 4.32 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

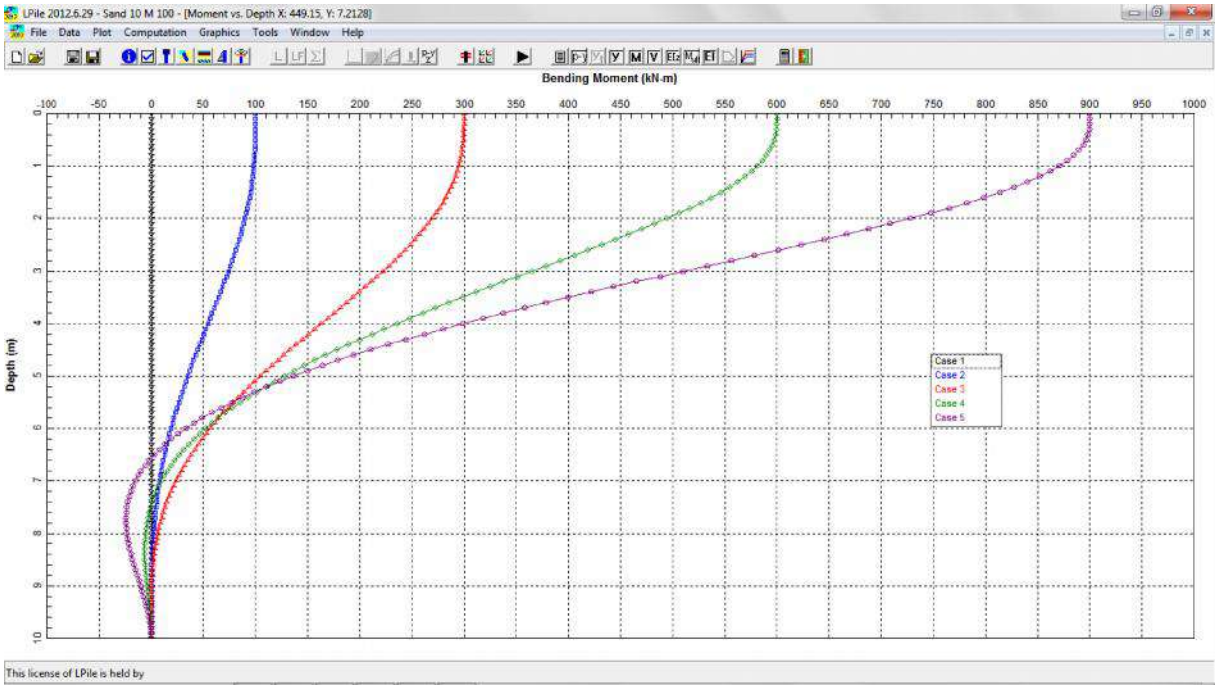


Figure 4.33 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

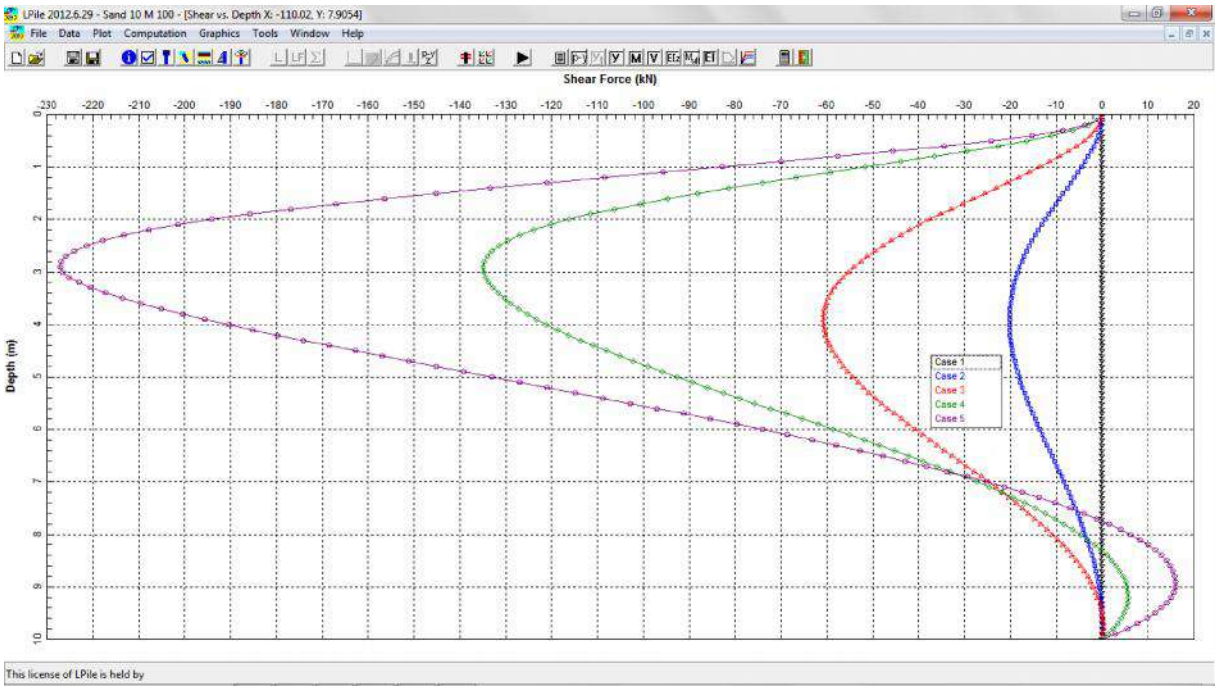


Figure 4.34 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (figure *4.32*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).

D'après la (figure *4.33)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m). La valeurs de moment fléchissant est nulle pour les profondeur Z=10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

D'après la (figure *4.34)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans les profondeurs 4m≥Z≥2m, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	1000.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 0.0000	M = 100.0000	1000.000	0.00060764	100.04253047	-20.4433	-0.00028037
Case 3	H = 0.0000	M = 300.0000	1000.000	0.00182462	300.12785114	-61.3313	-0.00084264
Case 4	H = 0.0000	M = 600.0000	1000.000	0.00529183	600.52935930	-122.7423	-0.00328504
Case 5	H = 0.0000	M = 900.0000	1000.000	0.01017741	901.10680628	-198.8800	-0.00635937

Tableau 4.14: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

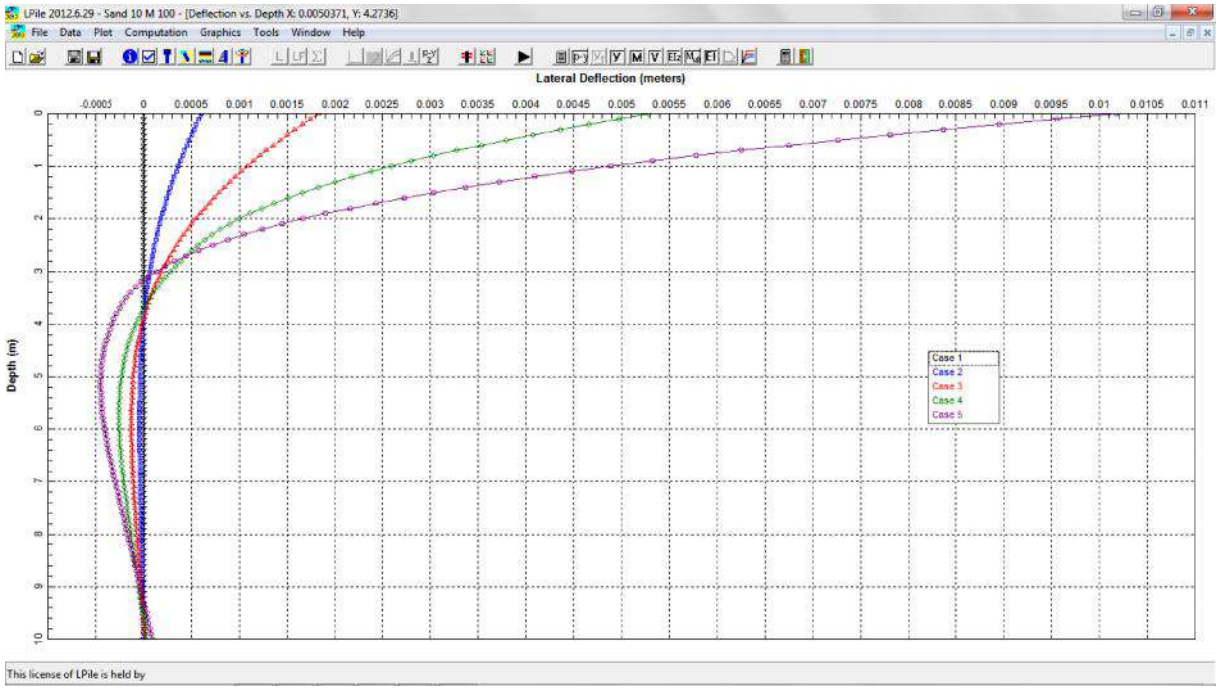


Figure 4.35 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

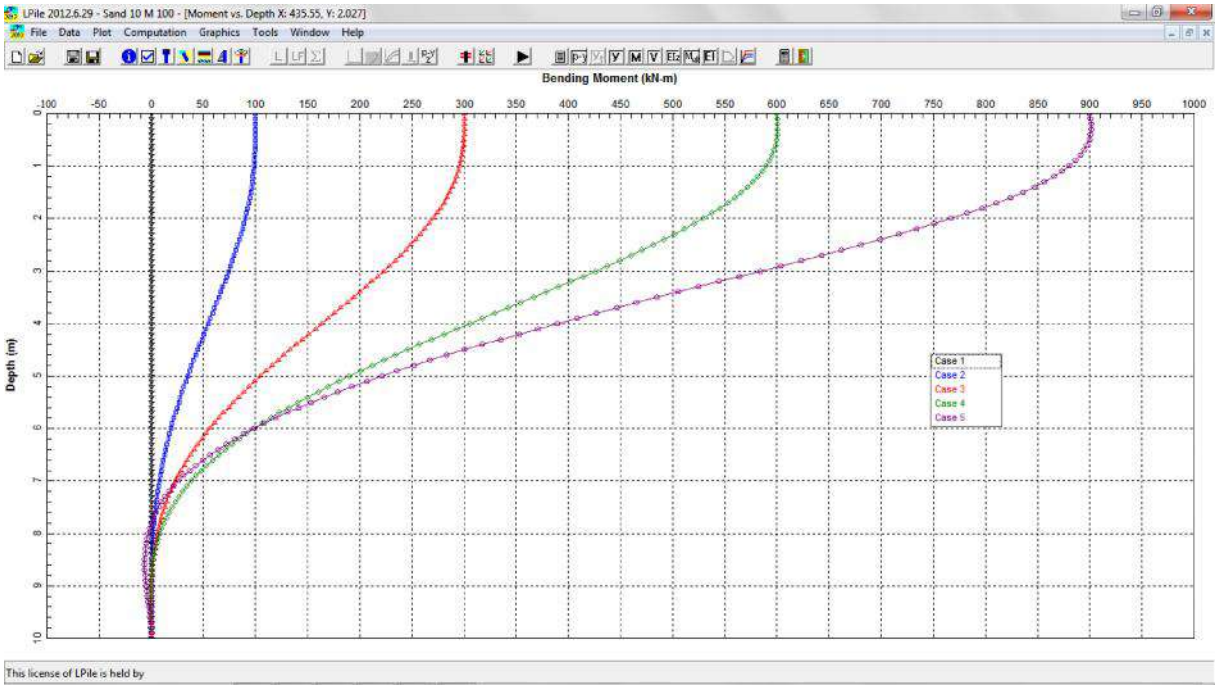


Figure 4.36 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

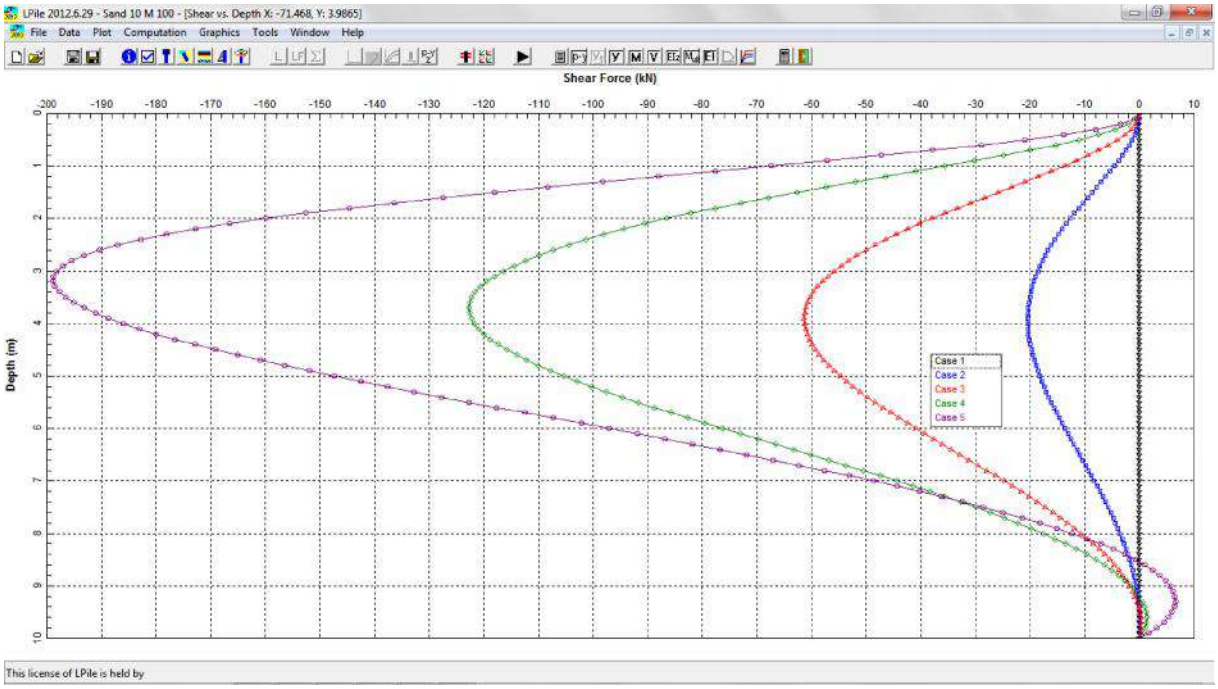


Figure 4.37 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=10.

D'après la (figure *4.35*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).

D'après la (figure *4.36)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z=10 m, et ce quelque soit la valeur du moment adoptée.

D'après la (figure *4.37)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥2m, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour les profondeurs Z=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur du moment adoptée.

Conclusion :

Pour tous les cas de chargement étudié, la variation de chargement latéral et de moment appliqués en tête du pieu influe sur déplacement latéral du pieu, le moment fléchissant et l'effort tranchant de la manière suivante : plus qu'on augmente le chargement latéral ou le moment, le déplacement latéral en tête du pieu augmente, le moment fléchissant maximum augmente et l'effort tranchant maximum augmente.

2.1.3. Effet de l'élancement L/D :

Le type du pieu	pieu en béton armé de section transversale circulaire (pieu foré)
Le diamètre D	1 ml
Le module d'élasticité Ep	20000 MPA
Résistance à la compression du béton	25 MPa
L'élancement L/D	**18**

Tableau 4.15 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =18

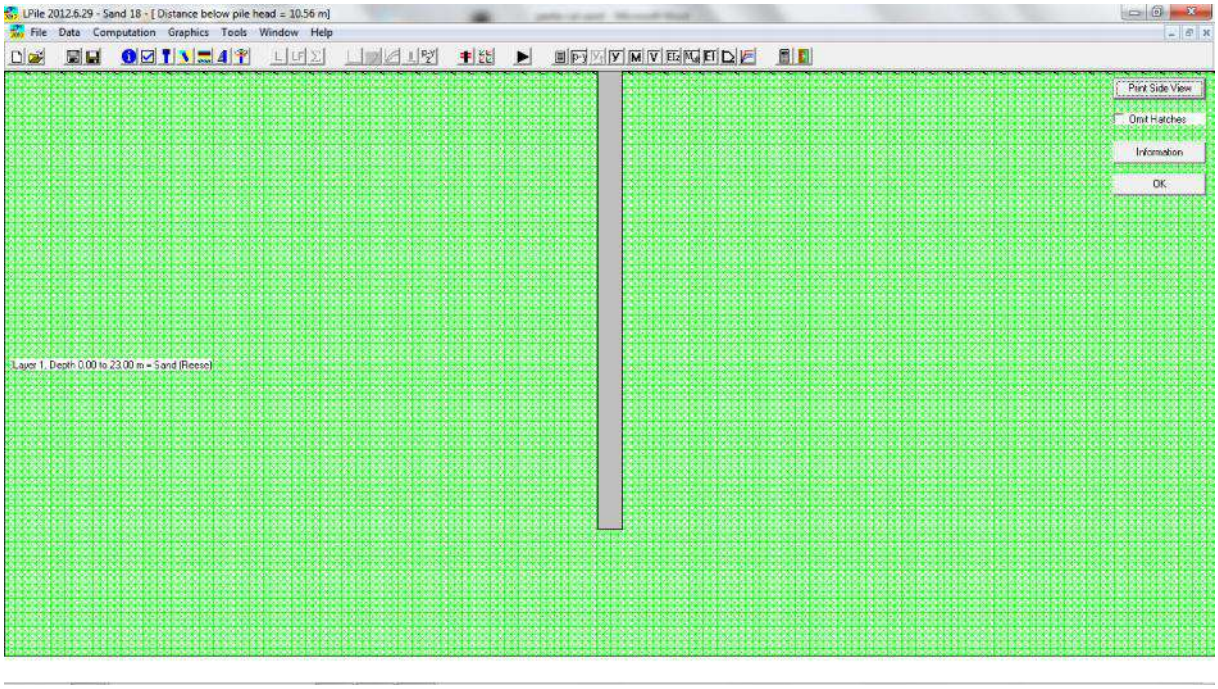


Figure 4.38 : Modèle géométrique monocouche « sable », L/D =18

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 0.0000	0.000	0.01555739	559.85402705	400.0000	-0.00572017
Case 2	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01526675	564.56185770	400.0000	-0.00557399
Case 3	H = 400.0000	M = 0.0000	500.000	0.01367642	590.72690710	400.0000	-0.00474971
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.01205655	624.85710012	400.0000	-0.00396676
Case 5	H = 400.0000	M = 0.0000	1500.000	0.01087021	655.77775591	400.0000	-0.00342576
Case 6	H = 400.0000	M = 0.0000	2000.000	0.00996425	684.43151157	400.0000	-0.00302788

Tableau 4.16: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=18.

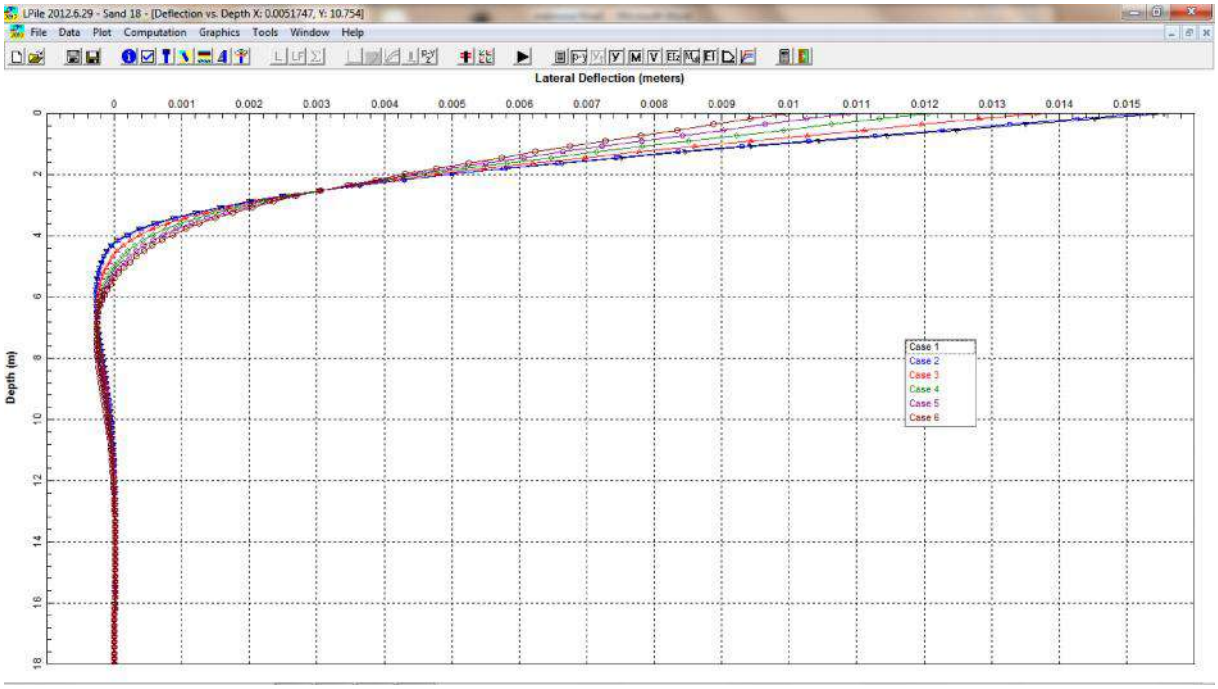


Figure 4.39 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=18.

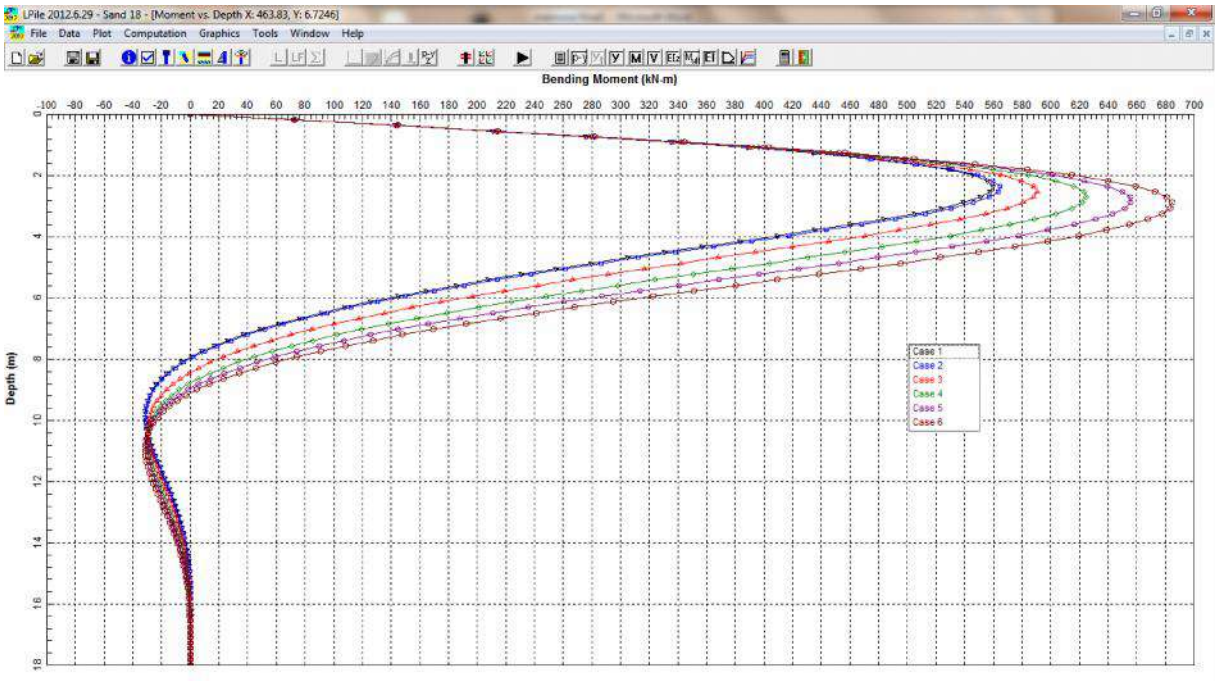


Figure 4.40 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=18.

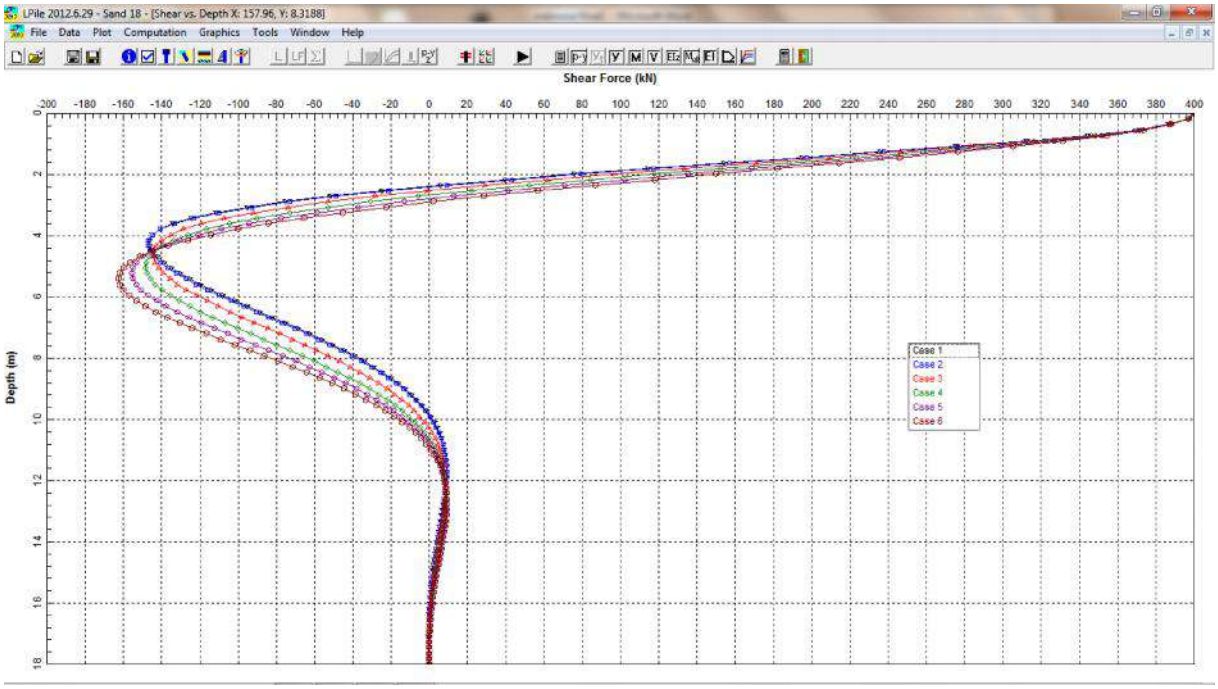


Figure 4.41 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=18.

D'après la (figure *4.39*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.40*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 3m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 18 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.41)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête et les plus petits se produisent dans des profondeurs 6m≥Z≥4m, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée pour la profondeur Z=18 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Le type du pieu	pieu en béton armé de section transversale circulaire (pieu foré)
Le diamètre D	1 ml
Le module d'élasticité Ep	20000 MPA
Résistance à la compression du béton	25 MPa
L'élancement L/D	**25**

Tableau 4.17 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =25

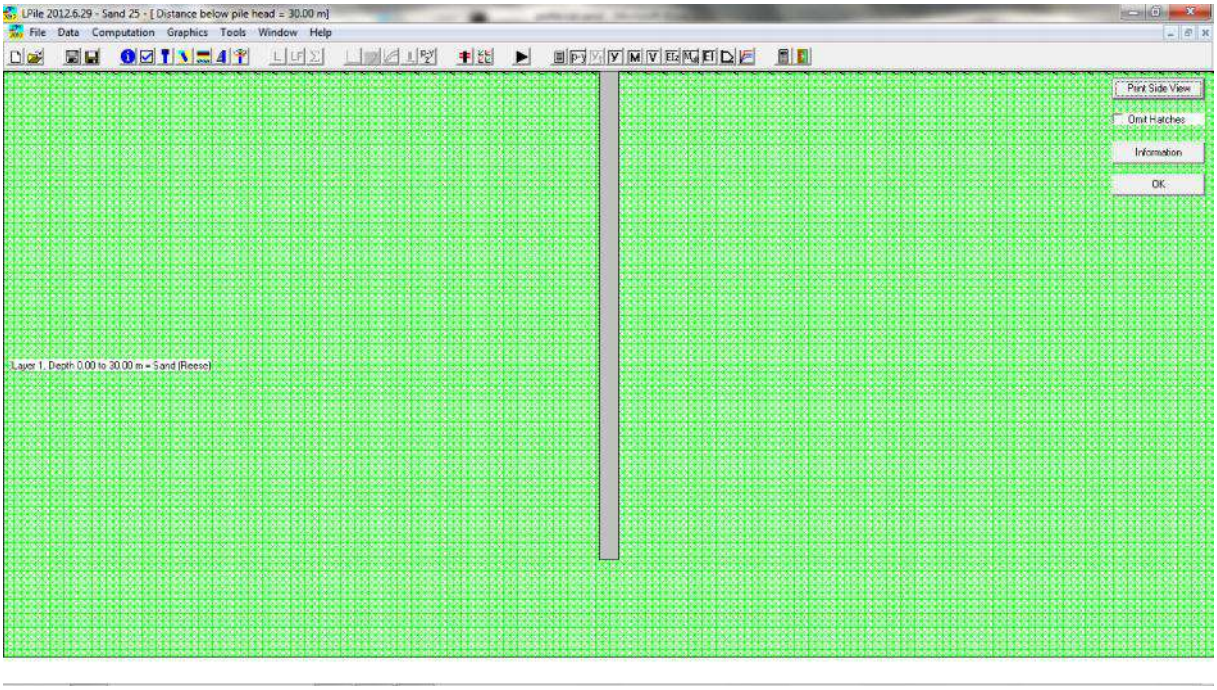


Figure 4.42 : Modèle géométrique monocouche « sable », L/D =25

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 0.0000	0.000	0.01557441	567.35718593	400.0000	-0.00561207
Case 2	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01538581	569.73974165	400.0000	-0.00549203
Case 3	H = 400.0000	M = 0.0000	500.000	0.01397346	598.97725242	400.0000	-0.00486611
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.01240257	629.38402416	400.0000	-0.00414503
Case 5	H = 400.0000	M = 0.0000	1500.000	0.01117318	655.29224927	400.0000	-0.00356793
Case 6	H = 400.0000	M = 0.0000	2000.000	0.01013973	689.90468876	400.0000	-0.00308887

Tableau 4.18: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN),en milieu monocouche « sable », L/D=25.

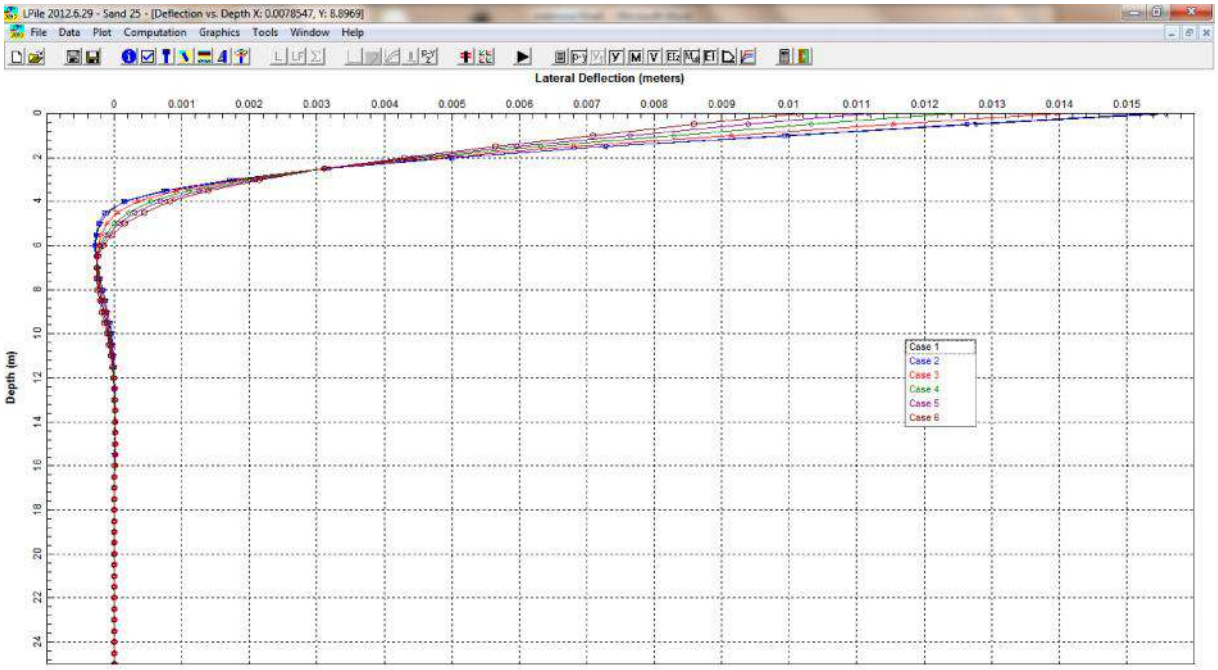


Figure 4.43 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=25.

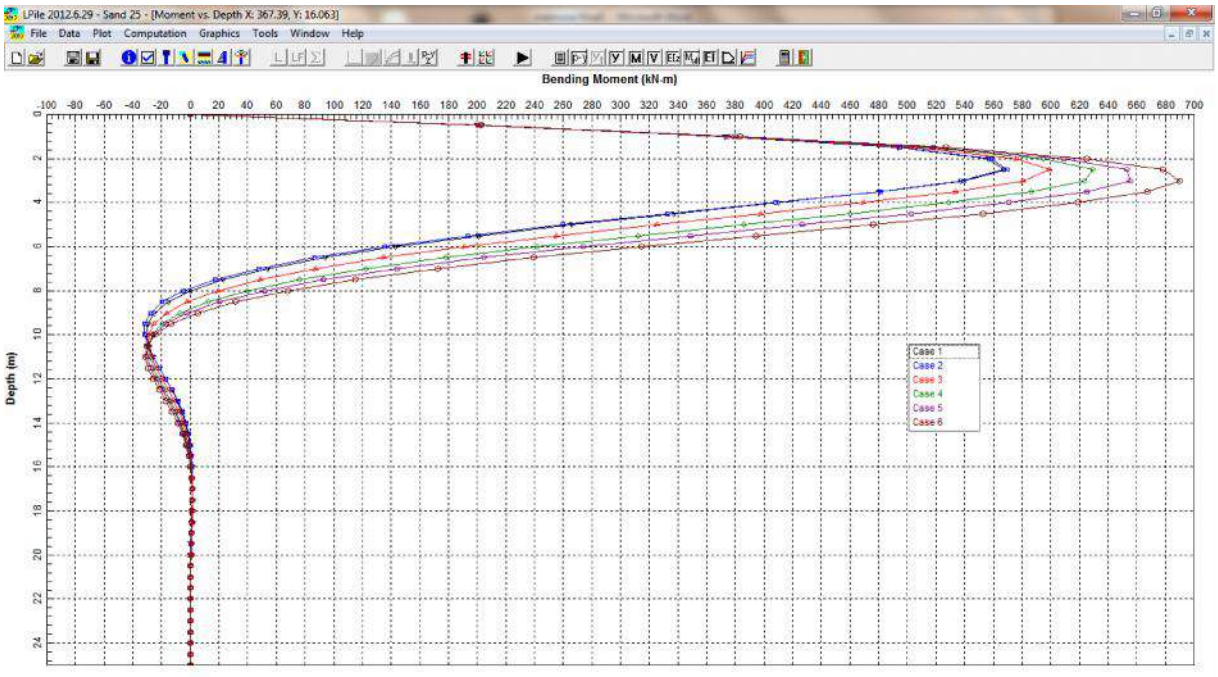


Figure 4.44 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=25.

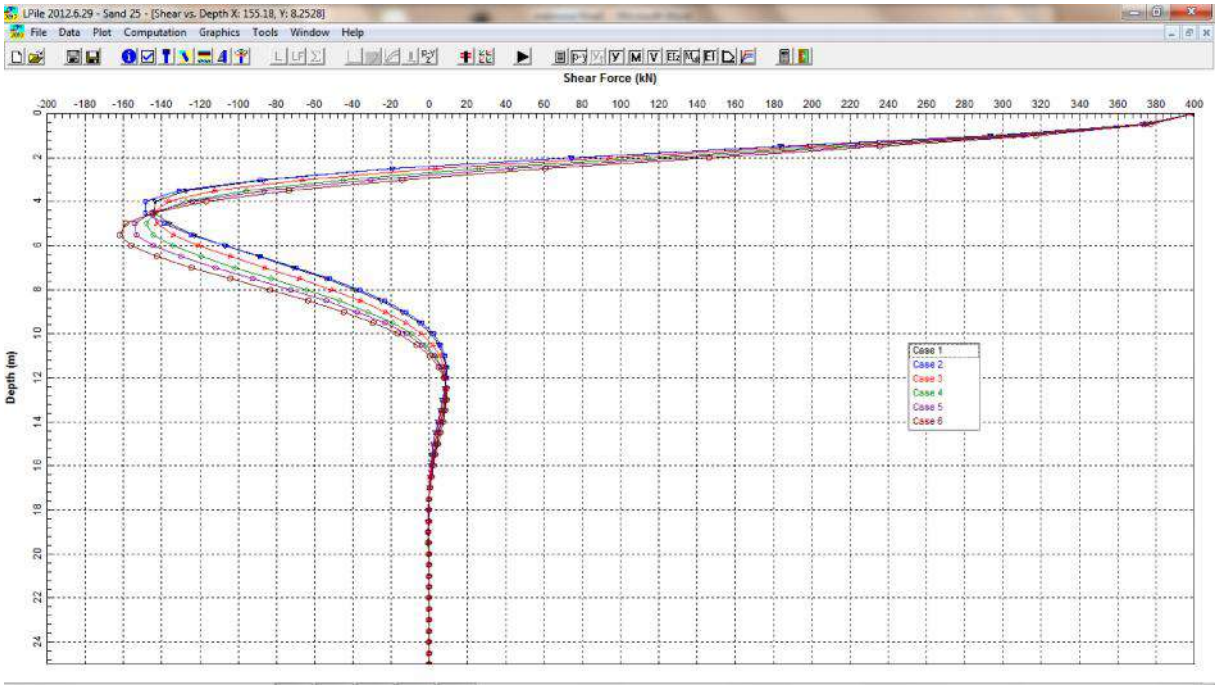


Figure 4.45 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « sable », L/D=25.

D'après la (figure *4.43*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.44*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 3m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z =25 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.45)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête et les plus petits se produisent dans des profondeurs 6m≥Z≥4m, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée pour la profondeur Z=25 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Pour : V =1000 KN, H=400 KN

Profondeur (m)	L/D=10	L/D=18	L/D=25
	Déplacement (m)	*Déplacement (m)*	*Déplacement (m)*
0.00	0.0121	0.0121	0.0124
1.000	0.008156	0.008180	0.008292
2.000	0.004527	0.004548	0.004563
3.000	0.001935	0.001944	0.001941
4.000	0.000531	0.000534	0.000533
5.000	-3.778E-06	4.328E-09	3.881E-06
6.000	-0.000220	-0.000210	-0.000208
7.000	-0.000269	-0.000254	-0.000254
8.000	-0.000230	-0.000215	-0.000215
9.000	-0.000156	-0.000146	-0.000147
10.000	-7.244E-05	-8.187E-05	-8.240E-05
11.000		-3.486E-05	-3.537E-05
12.000		-6.986E-06	-7.493E-06
13.000		5.835E-06	5.315E-06
14.000		9.199E-06	8.678E-06
15.000		7.850E-06	7.427E-06
16.000		4.824E-06	4.770E-06
17.000		1.534E-06	2.363E-06
18.000		-1.692E-06	7.712E-07
19.000			-3.625E-08
20.000			-3.099E-07
21.000			-3.071E-07
22.000			-2.061E-07
23.000			-9.666E-08
24.000			-4.175E-09
25.000			7.817E-08

Tableau 4.19: les résultats obtenus des déplacements latéraux de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « sable », H=400 KN, V=1000KN.

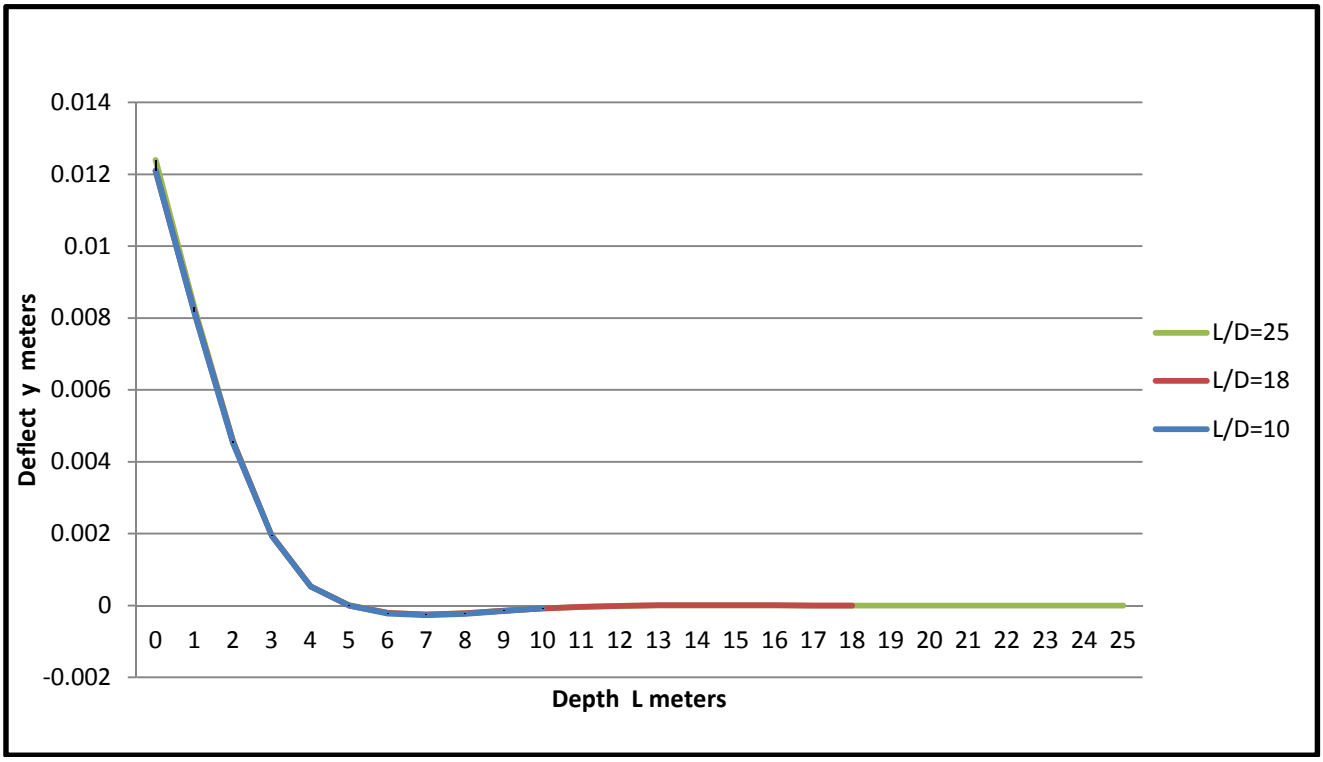


Figure 4.46 : Comparaison des déplacements latéraux du pieu dans le sol monocouche « sable », pour les différents élancements

Conclusion :

D'après la *figure 4.46*, on constate que les courbes de déplacements du pieu sont presque confondus et ce quelque soit le rapport d'élancement **L/D** (D est fixe, L est variable) donc l'élancement n'a pas une influence sur le déplacement du pieu, et ce quelque soit la sollicitation appliquée.

Profondeur (m)	L/D=10	L/D=18	L/D=25
	***moment fléchissant* (kN.m)**	***moment fléchissant* (kN.m)**	***moment fléchissant* (kN.m)**
0.00	-2.162E-09	-9.154E-11	8.132E-11
1.000	372.5095	374.5789	378.6381
2.000	586.9643	589.7086	594.5964
3.000	617.1888	619.2518	623.2359
4.000	524.8811	525.6325	528.7434
5.000	384.0155	383.3879	386.0519
6.000	242.0615	239.7139	241.7675
7.000	126.4155	121.1459	122.5798
8.000	49.2619	38.9808	39.8993
9.000	10.1158	-7.6794	-7.1470
10.000	0.000	-26.8275	-26.5668
11.000		-28.6591	-28.5765
12.000		-22.2020	-22.2121
13.000		-13.7485	-13.7573
14.000		-6.7117	-6.6035
15.000		-2.2762	-1.9149
16.000		-0.2673	0.4673
17.000		0.1362	1.2469
18.000		0.000	1.1683
19.000			0.7817
20.000			0.3971
21.000			0.1355
22.000			0.006455
23.000			-0.0278
24.000			-0.0150
25.000			0.000

Tableau 4.20: les résultats obtenus des moments fléchissants de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « sable », H=300 KN, V=1000KN



Figure 4.47 : Comparaison des moments fléchissants du pieu dans le sol monocouche « sable », pour les différents élancements

Conclusion :

D'après la *figure 4.47*, on constate que les courbes de moment fléchissant du pieu sont presque confondus et ce quelque soit le rapport d'élancement **L/D** (D est fixe, L est variable) pour la profondeur Z ≤ 8 m, après la courbe d'élancement L/D = 10 décroisse progressivement vers le 0 pour la profondeur 8m≤ Z≤10m et les deux autre courbes restent confondus et décroissent progressivement vers le 0 pour la profondeur Z≥16m

Profondeur (m)	L/D=10	L/D=18	L/D=25
	*Effort tranchant (*kN)	*Effort tranchant (*kN)	*Effort tranchant (*kN)
0.00	400.0000	400.0000	400.0000
1.000	304.7888	305.1925	305.5220
2.000	113.6604	114.0120	114.5544
3.000	-45.9329	-46.0588	-45.1755
4.000	-127.4732	-128.1270	-127.2394
5.000	-147.3610	-148.3802	-148.1185
6.000	-132.0545	-133.9994	-134.2090
7.000	-97.2052	-100.9961	-101.4783
8.000	-57.1965	-63.5380	-64.1218
9.000	-22.6259	-31.3638	-31.9240
10.000	0.000	-8.9390	-9.3976
11.000		3.5058	3.1892
12.000		8.1825	8.0246
13.000		8.0681	8.0757
14.000		5.7870	5.9637
15.000		3.1296	3.4639
16.000		1.0563	1.4793
17.000		-0.0371	0.2648
18.000		0.000	-0.2870
19.000			-0.4113
20.000			-0.3296
21.000			-0.1923
22.000			-0.0756
23.000			-0.004762
24.000			0.0194
25.000			0.000

Tableau 4.21: les résultats obtenus des efforts tranchants de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « sable », H=300 KN, V=1000KN

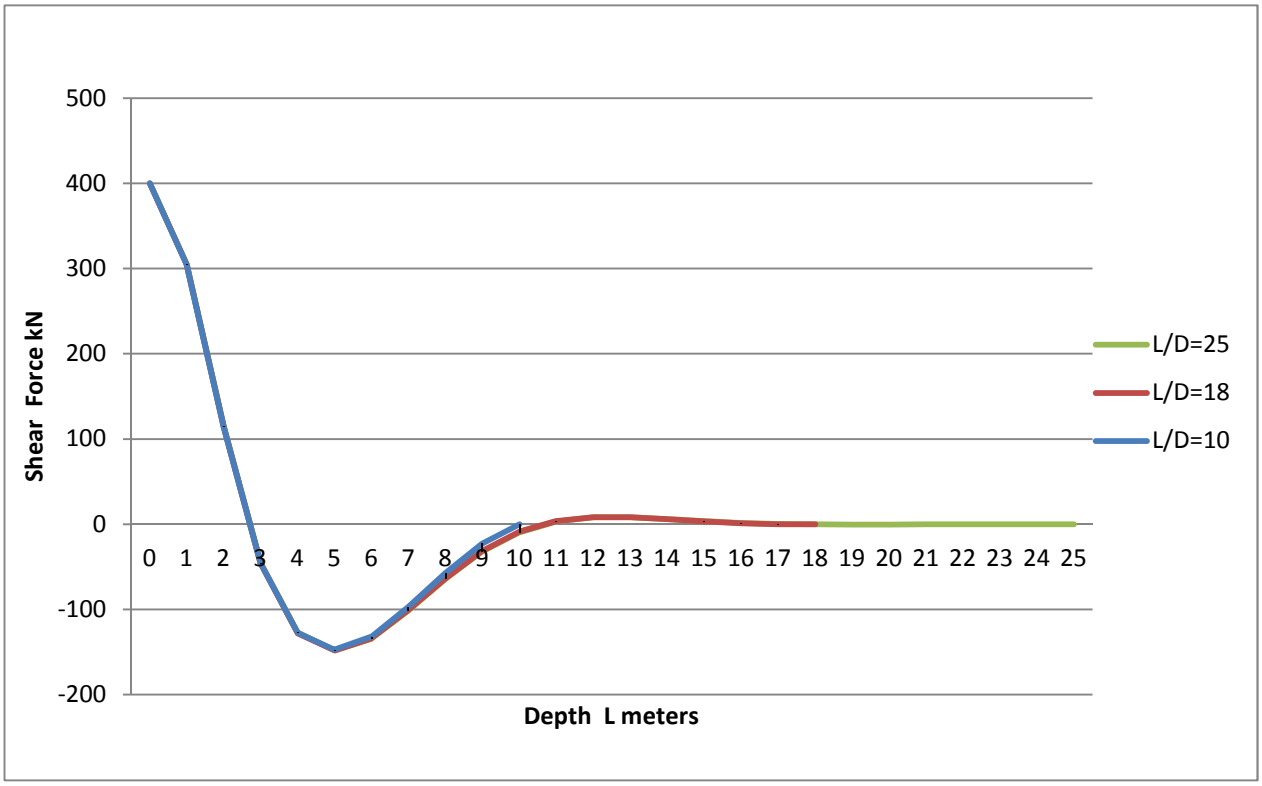


Figure 4.48 : Comparaison des efforts tranchants du pieu dans le sol monocouche « sable », pour les différents élancements

Conclusion

D'après la *figure 4.48*, on constate que les courbes l'effort tranchant du pieu sont presque confondus et ce quelque soit le rapport d'élancement **L/D** (D est fixe, L est variable) pour la profondeur Z ≤ 7 m, après la courbe d'élancement L/D = 10 décroisse progressivement vers le 0 pour la profondeur 8m≤ Z≤10m et les deux autre courbes restent confondus et décroissent progressivement vers le 0 pour la profondeur Z≥16m

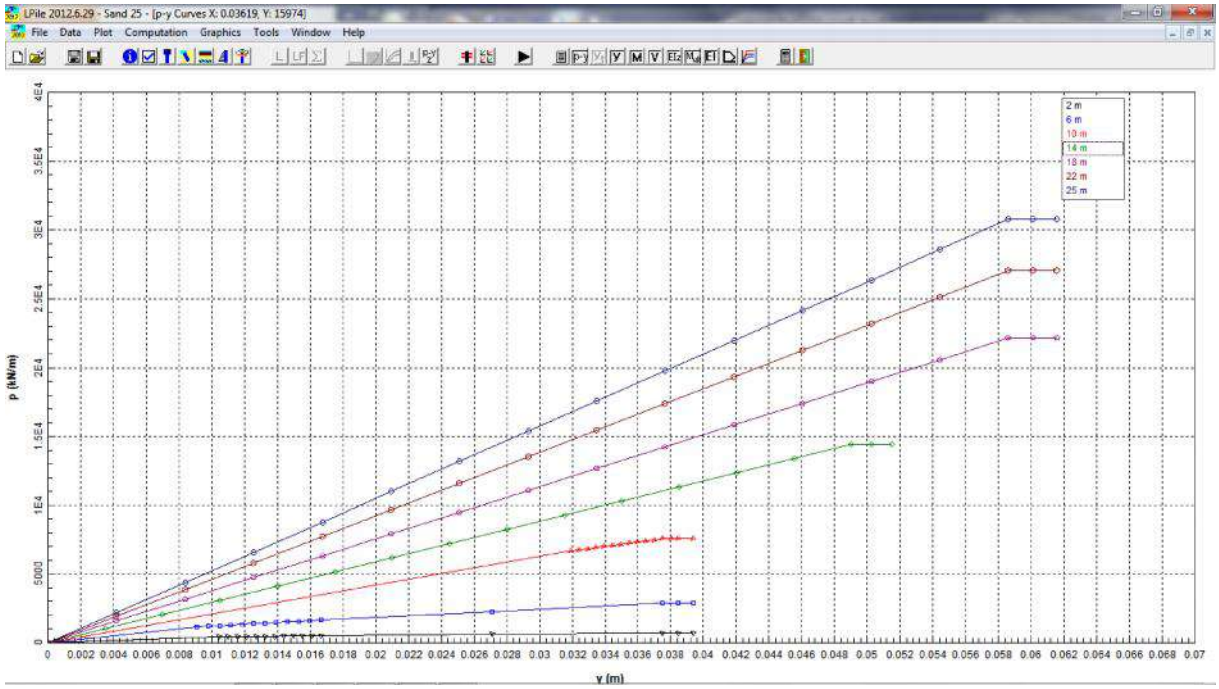


Figure 4.49 : courbes P-Y dans le sol monocouche « sable », pour les différentes profondeurs

Profondeur (m)													
2		6		10		14		18		22		25	
Y (m)	P (KN/m)	Y (m)	P (KN/m)	Y (m)	P (KN/m)	Y (m)	P (KN/m)	Y (m)	P (KN/m)	Y (m)	P (KN/m)	Y (m)	P (KN/m)
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.01044	438.43048	0.00910	1147.19612	0.03190	6699.05259	0.00350	1029.72463	0.00419	1582.44969	0.00419	1934.10518	0.00419	2197.84679
0.01100	446.08305	0.00979	1199.10695	0.03241	6779.01988	0.00700	2059.44927	0.00837	3164.89938	0.00837	3868.21036	0.00837	4395.69359
0.01157	453.47527	0.01048	1249.60731	0.03292	6858.98717	0.01051	3089.17390	0.01256	4747.34908	0.01256	5802.31554	0.01256	6593.54038
0.01214	460.62813	0.01117	1298.82454	0.03343	6938.95446	0.01401	4118.89854	0.01675	6329.79877	0.01675	7736.42072	0.01675	8791.38718
0.01270	467.56002	0.01185	1346.86741	0.03394	7018.92175	0.01751	5148.62317	0.02093	7912.24846	0.02093	9670.52590	0.02093	10989.
0.01327	474.28718	0.01254	1393.82976	0.03445	7098.88904	0.02101	6178.34780	0.02512	9494.69815	0.02512	11605.	0.02512	13187.
0.01384	480.82401	0.01323	1439.79324	0.03495	7178.85633	0.02452	7208.07244	0.02930	11077.	0.02930	13539.	0.02930	15385.
0.01440	487.18338	0.01392	1484.82943	0.03546	7258.82362	0.02802	8237.79707	0.03349	12660.	0.03349	15473.	0.03349	17583.
0.01497	493.37680	0.01460	1529.00154	0.03597	7338.79091	0.03152	9267.52170	0.03768	14242.	0.03768	17407.	0.03768	19781.
0.01553	499.41464	0.01529	1572.36570	0.03648	7418.75820	0.03502	10297.	0.04186	15824.	0.04186	19341	0.04186	21978
0.01610	505.30627	0.01598	1614.97206	0.03699	7498.72549	0.03853	11327.	0.04605	17407.	0.04605	21275.	0.04605	24176.
0.01667	511.06020	0.01667	1656.86566	0.03750	7578.69279	0.04203	12357.	0.05024	18989.	0.05024	23209.	0.05024	26374.
0.02708	615.70588	0.02708	2286.47460	0.03801	7578.69279	0.04553	13386.	0.05442	20572.	0.05442	25143.	0.05442	28572.
0.03750	720.35156	0.03750	2916.08354	0.03750	7578.69279	0.04903	14416.	0.05861	22154.	0.05861	27077.	0.05861	30770.
0.03844	720.35156	0.03844	2916.08354	0.03844	7578.69279	0.05026	14416.	0.06007	22154.	0.06007	27077.	0.06007	30770.
0.03938	720.35156	0.03938	2916.08354	0.03938	7578.69279	0.05149	14416.	0.06154	22154.	0.06154	27077.	0.06154	30770.

Tableau 4.22: les résultats obtenus des pressions P et déplacements Y dans le sol monocouche « sable », pour les différentes profondeurs.

2.2. Argile «Stiff Clay without free water »

2.2.1. Effet de la variation du chargement axial :

Les caractéristiques mécaniques introduites pour le calcul sont résumées dans le tableau suivant :

Le poids volumique de sol γ_s	19 KN/m3
Cohésion C	96 KN/m2
E_{50}	0.005

Tableau 4.23 : Caractéristiques mécaniques de l'argile

Le type du pieu	pieu en béton armé de section transversale circulaire (pieu foré)
Le diamètre D	1 ml
Le module d'élasticité Ep	20000 MPA
Résistance à la compression du béton	25 MPa
L'élancement L/D	**10**

Tableau 4.24 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =10

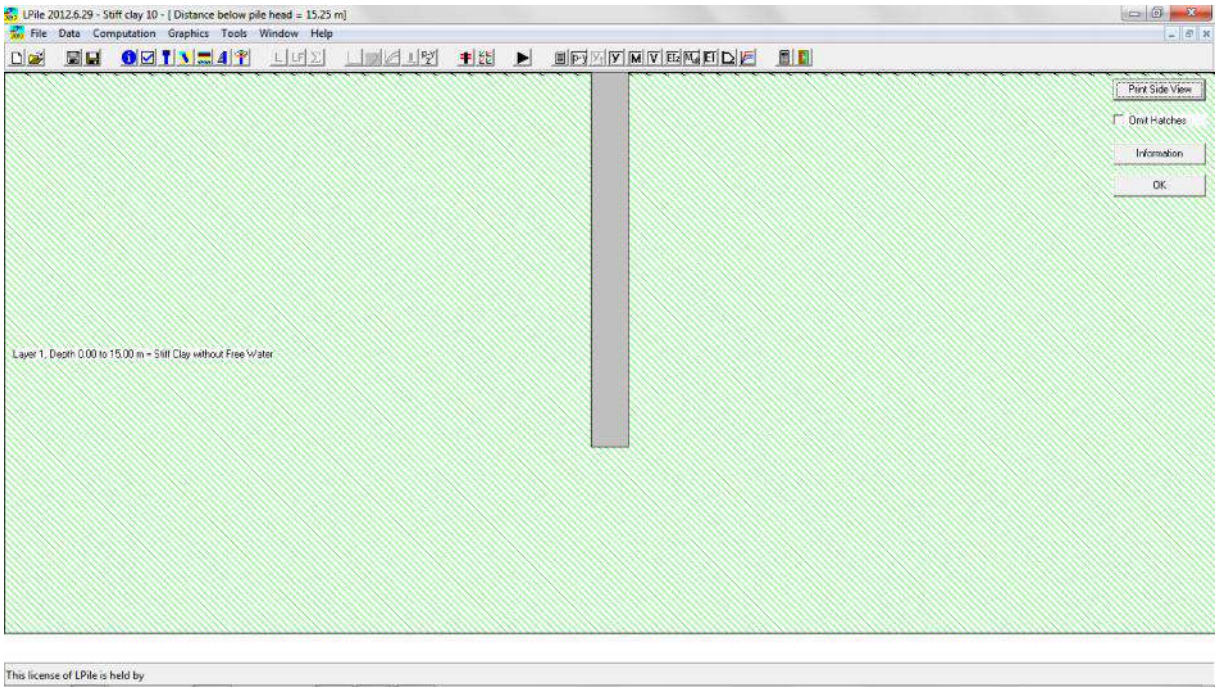


Figure 4.50 : Modèle géométrique monocouche « Argile », L/D =10

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 100.0000	M = 0.0000	0.000	0.00029557	88.43282078	100.0000	-0.00015629
Case 2	H = 100.0000	M = 0.0000	100.000	0.00029570	88.44662518	100.0000	-0.00015636
Case 3	H = 100.0000	M = 0.0000	500.000	0.00029706	88.44118334	100.0000	-0.00015721
Case 4	H = 100.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00029935	88.39999684	100.0000	-0.00015865
Case 5	H = 100.0000	M = 0.0000	1500.000	0.00030173	88.35625968	100.0000	-0.00016014
Case 6	H = 100.0000	M = 0.0000	2000.000	0.00030418	88.31064558	100.0000	-0.00016169

Tableau 4.25: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

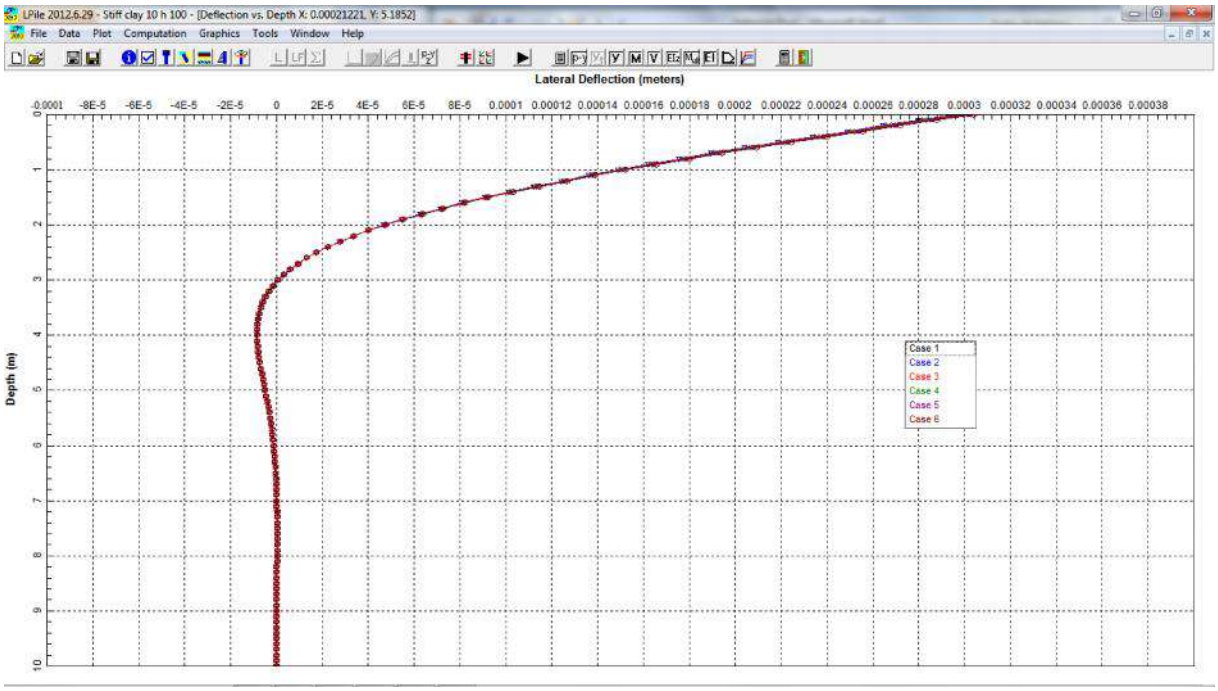


Figure 4.51 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

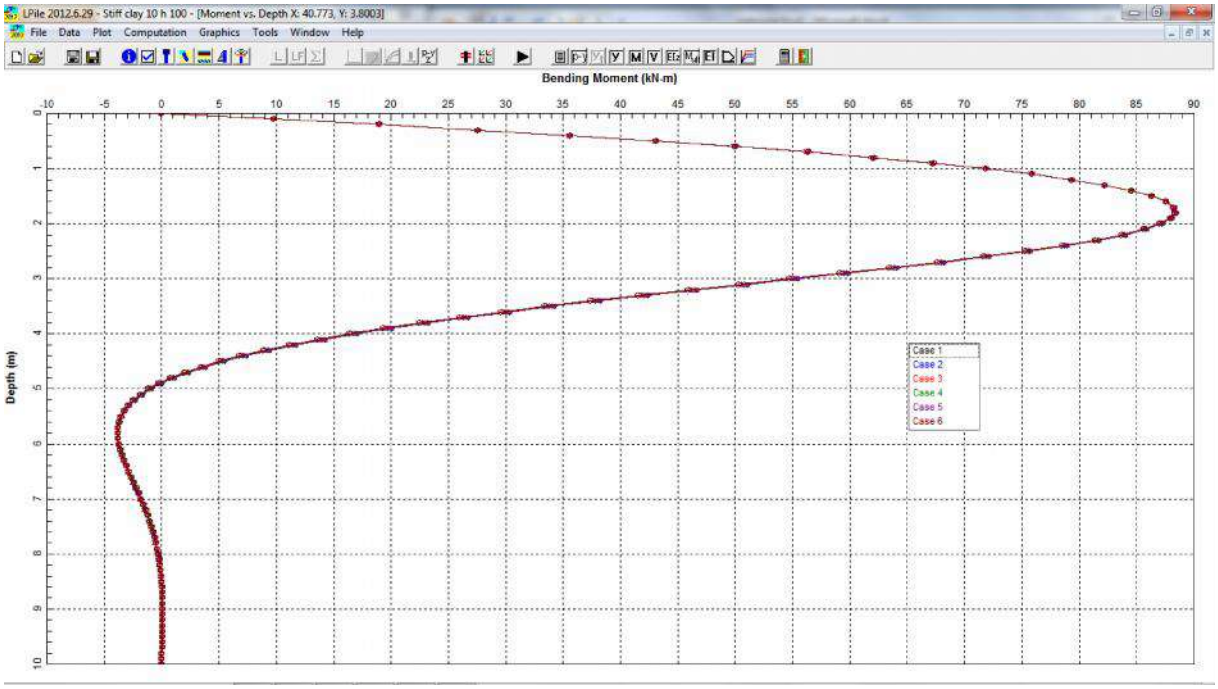


Figure 4.52 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

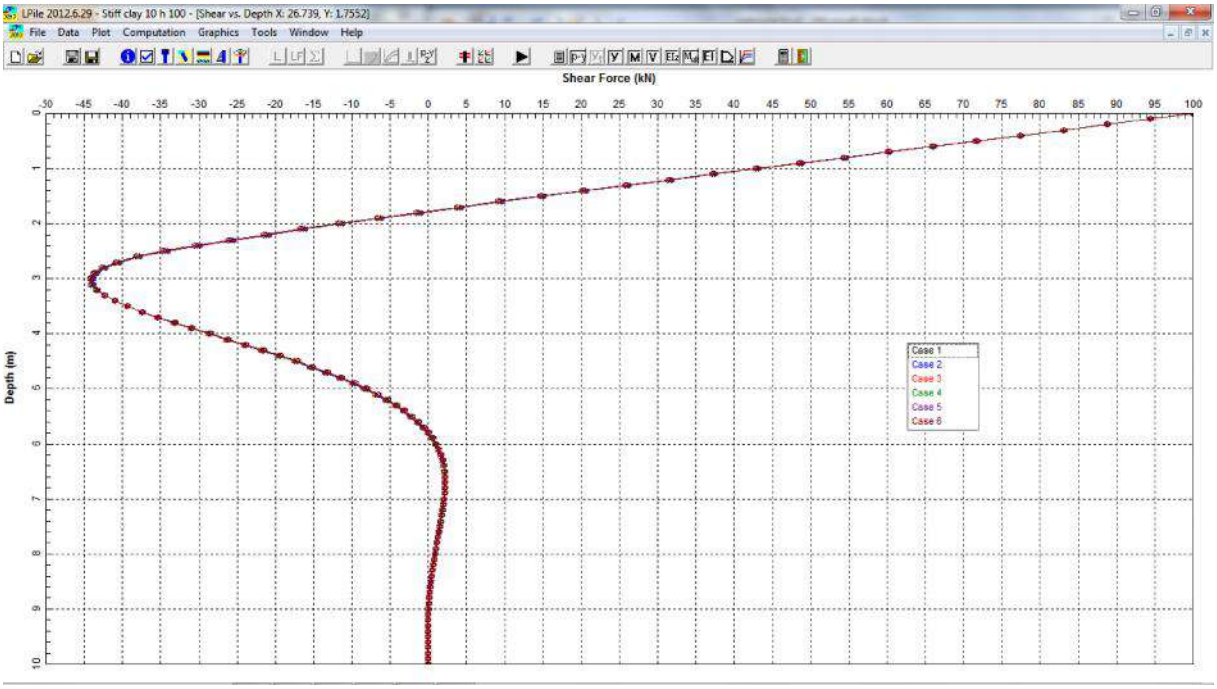


Figure 4.53 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

D'après la (figure *4.51*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (figure *4.52*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 2m≥Z≥1m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.53)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 0.0000	0.000	0.01304513	514.11094863	400.0000	-0.00493543
Case 2	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01267361	518.49426114	400.0000	-0.00476349
Case 3	H = 400.0000	M = 0.0000	500.000	0.01063721	541.83070402	400.0000	-0.00384546
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00859945	569.57715238	400.0000	-0.00297950
Case 5	H = 400.0000	M = 0.0000	1500.000	0.00732767	590.42018617	400.0000	-0.00246783
Case 6	H = 400.0000	M = 0.0000	2000.000	0.00637404	608.47017890	400.0000	-0.00209486

Tableau 4.26: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

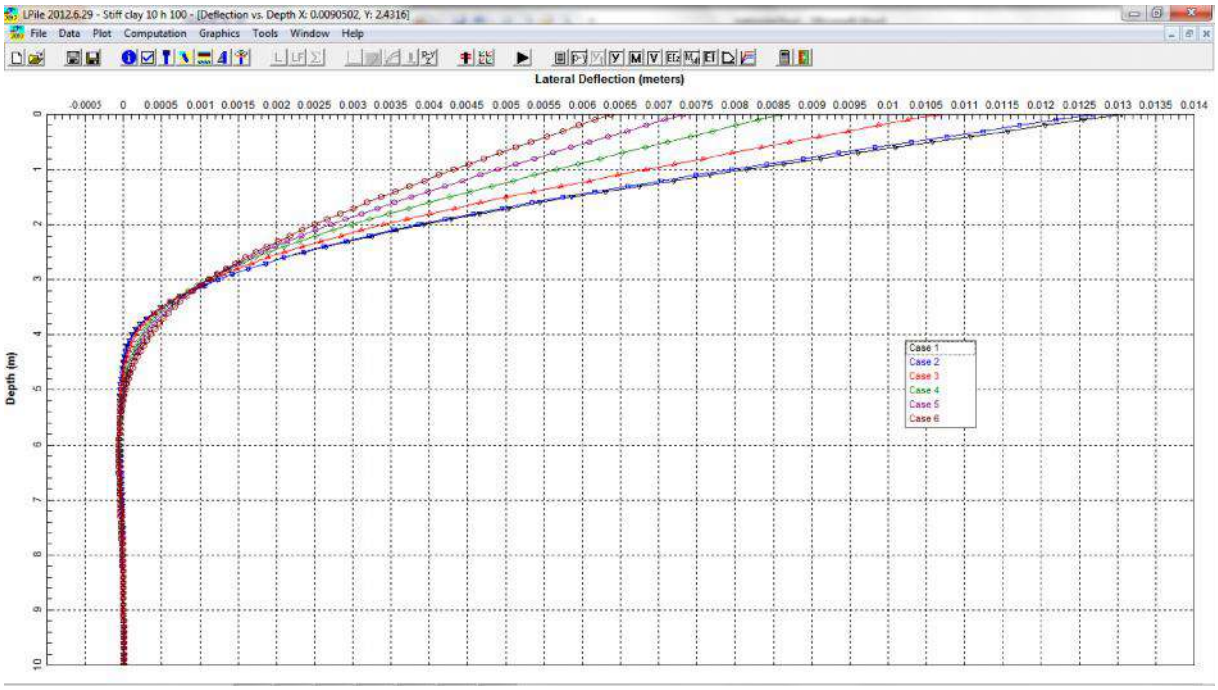


Figure 4.54 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

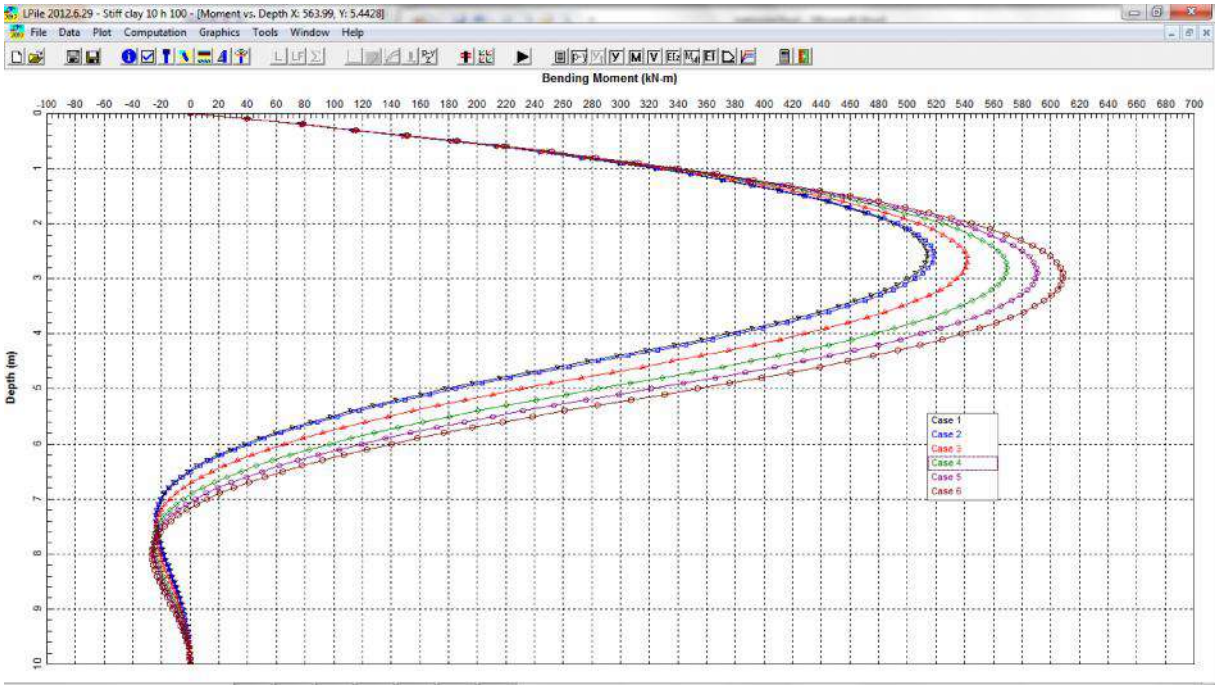


Figure 4.55 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

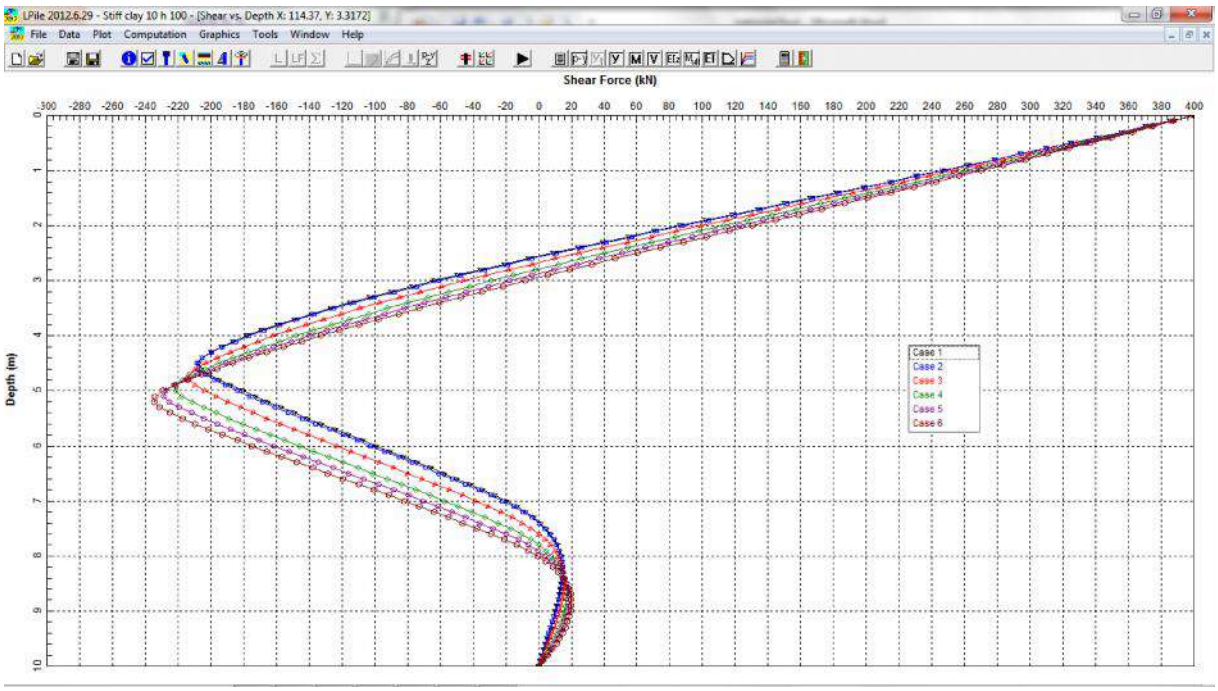


Figure 4.56 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

D'après la (figure *4.54*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.55*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 3m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.56)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z = 10 m et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 800.0000	M = 0.0000	0.000	0.07925713	1266.71441347	800.0000	-0.02476419
Case 2	H = 800.0000	M = 0.0000	100.000	0.07554444	1285.07795671	800.0000	-0.02336051
Case 3	H = 800.0000	M = 0.0000	500.000	0.06539003	1344.54678972	800.0000	-0.01962095
Case 4	H = 800.0000	M = 0.0000	1000.000	0.05758556	1400.04655714	800.0000	-0.01680689
Case 5	H = 800.0000	M = 0.0000	1500.000	0.05269685	1442.95842054	800.0000	-0.01507839
Case 6	H = 800.0000	M = 0.0000	2000.000	0.04912830	1479.09870059	800.0000	-0.01382198

Tableau 4.27: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=800 KN),en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

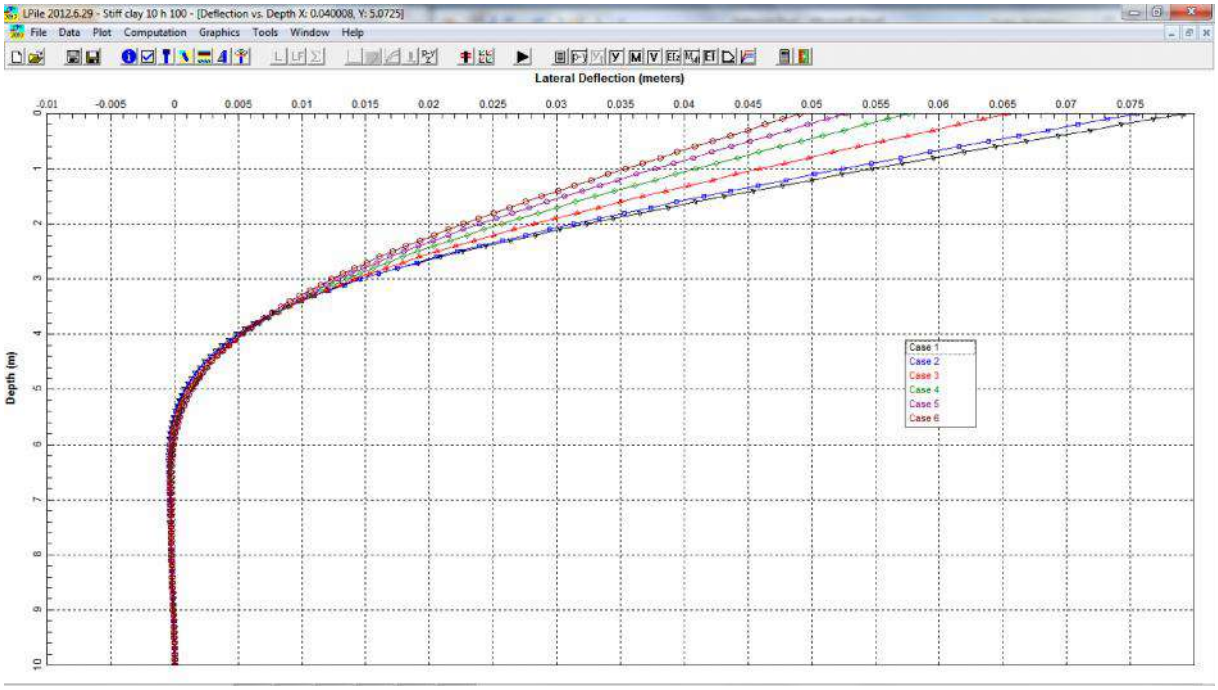


Figure 4.57 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

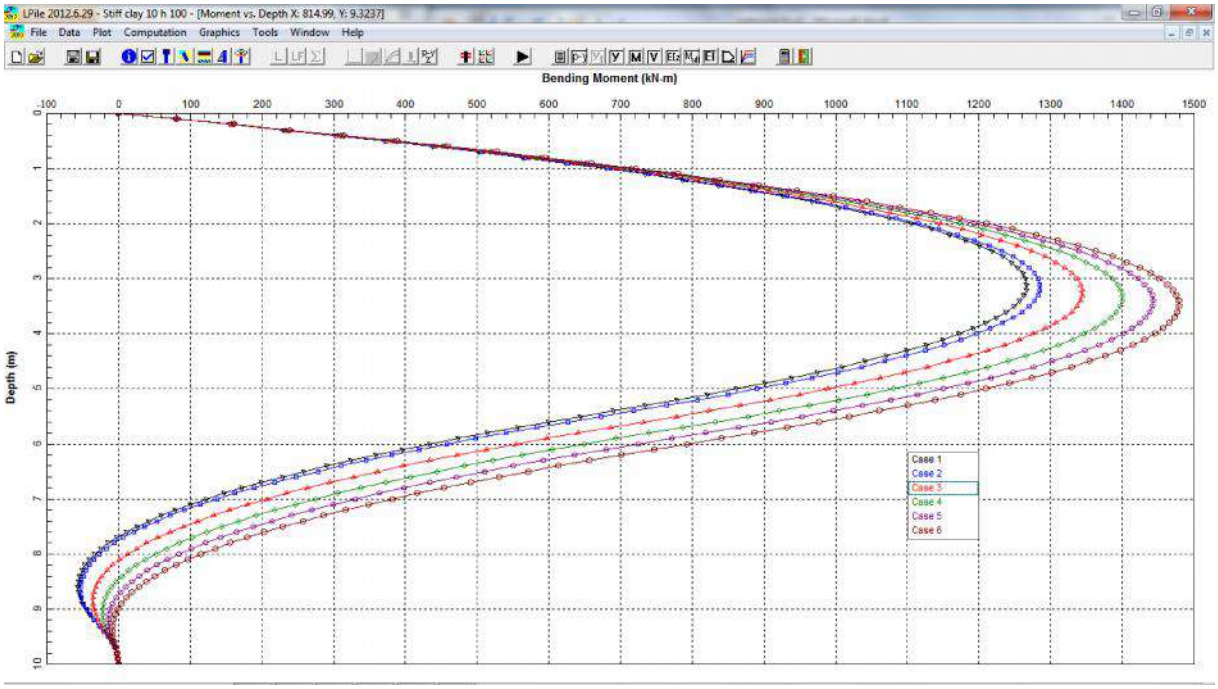


Figure 4.58 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

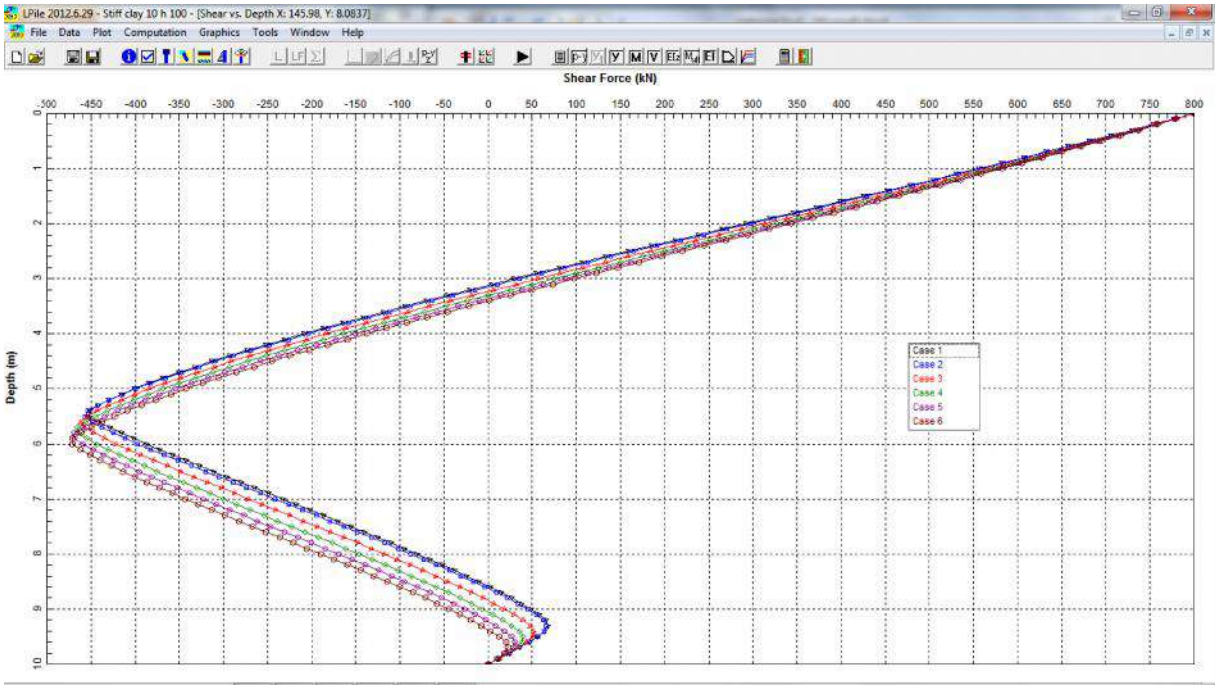


Figure 4.59 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

D'après la (figure *4.54*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.55*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥3m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.56)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 100.0000	0.000	0.00009547	100.00000000	-45.4539	-0.00011034
Case 2	H = 0.0000	M = 100.0000	100.000	0.00009551	100.00000000	-45.4628	-0.00011038
Case 3	H = 0.0000	M = 100.0000	500.000	0.00009604	100.00000000	-45.5463	-0.00011099
Case 4	H = 0.0000	M = 100.0000	1000.000	0.00009693	100.00000000	-45.6649	-0.00011211
Case 5	H = 0.0000	M = 100.0000	1500.000	0.00009785	100.00000000	-45.7864	-0.00011329
Case 6	H = 0.0000	M = 100.0000	2000.000	0.00009880	100.00000000	-45.9109	-0.00011451

Tableau 4.28: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=100 KN.m),en milieu monocouche « Argile», L/D=10.

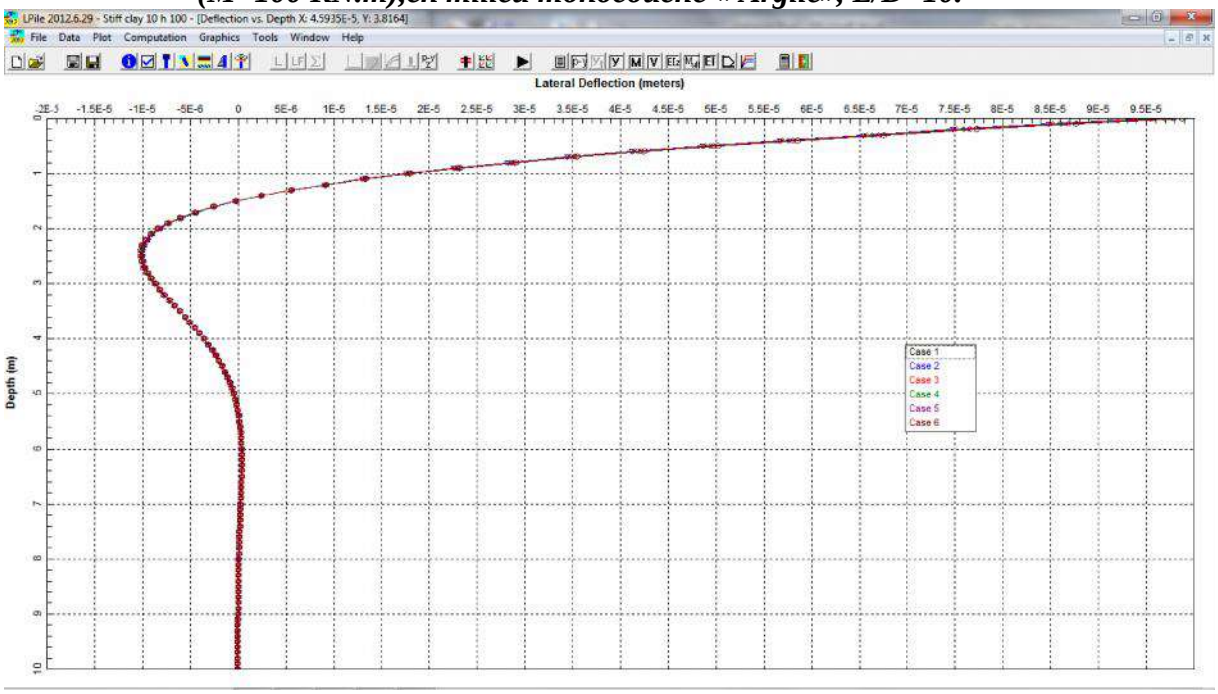


Figure 4.60 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

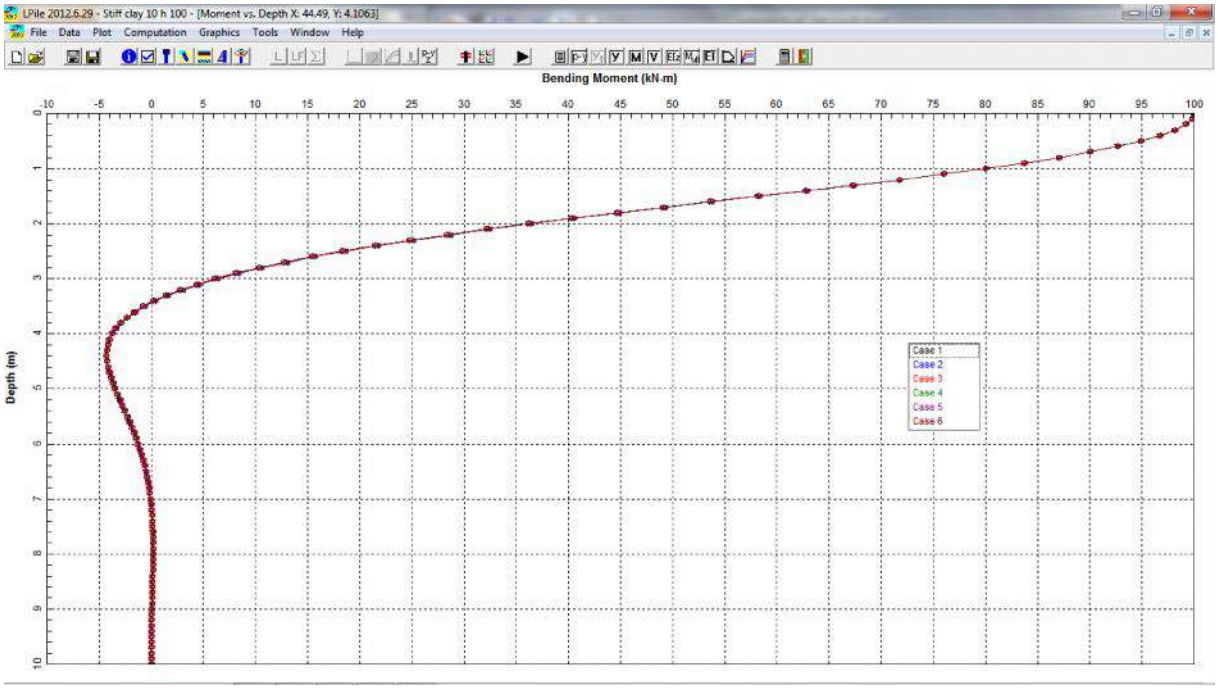


Figure 4.61 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile», L/D=10.

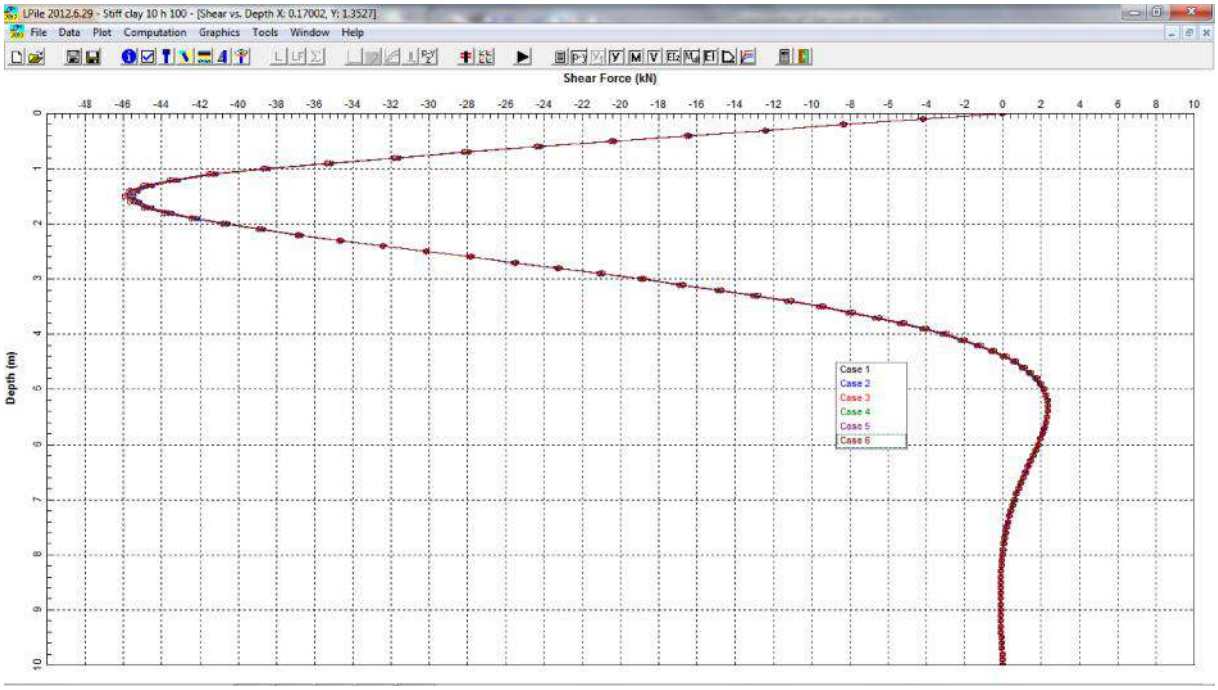


Figure 4.62 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

D'après la (figure *4.60*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (figure *4.61*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.62)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 2m≥Z≥1m, et les courbes des différents cassont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 300.0000	0.000	0.00051710	300.00000000	-117.8786	-0.00043929
Case 2	H = 0.0000	M = 300.0000	100.000	0.00051729	300.00000000	-117.8990	-0.00043941
Case 3	H = 0.0000	M = 300.0000	500.000	0.00051911	300.00000000	-118.0439	-0.00044073
Case 4	H = 0.0000	M = 300.0000	1000.000	0.00052311	300.00000000	-118.2816	-0.00044393
Case 5	H = 0.0000	M = 300.0000	1500.000	0.00052352	300.00000000	-119.0238	-0.00044646
Case 6	H = 0.0000	M = 300.0000	2000.000	0.00052905	300.00000000	-119.2841	-0.00045142

Tableau 4.29: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=300 KN.m),en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

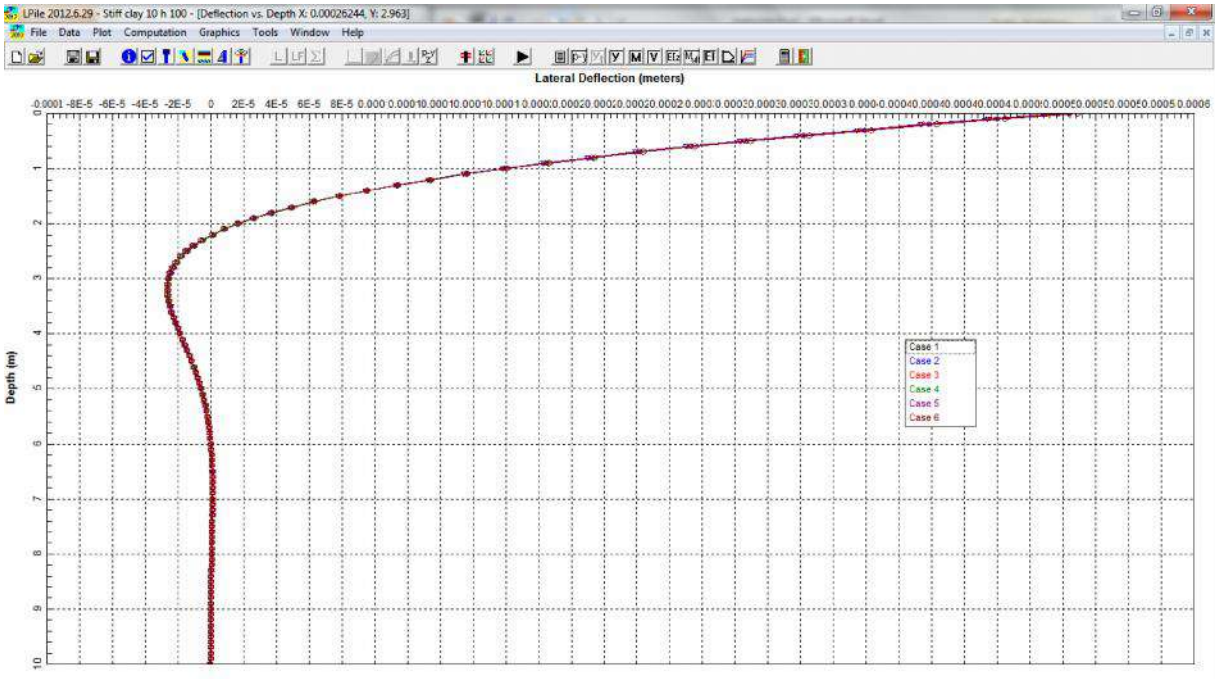


Figure 4.63 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

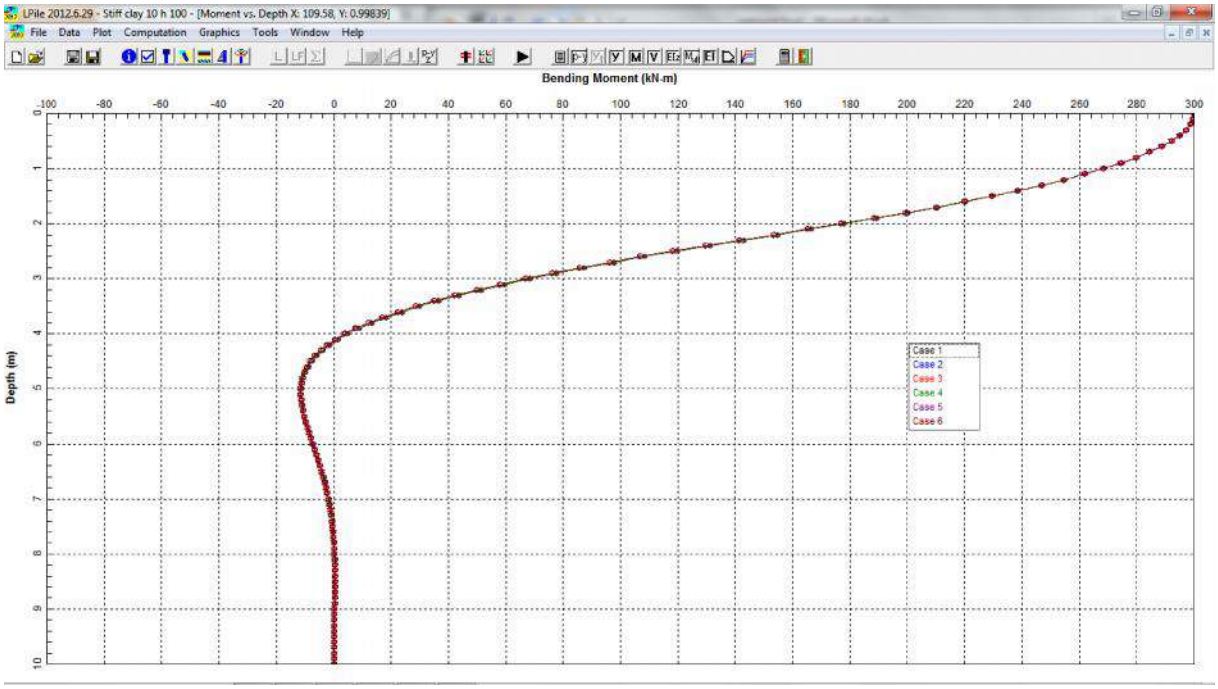


Figure 4.64 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

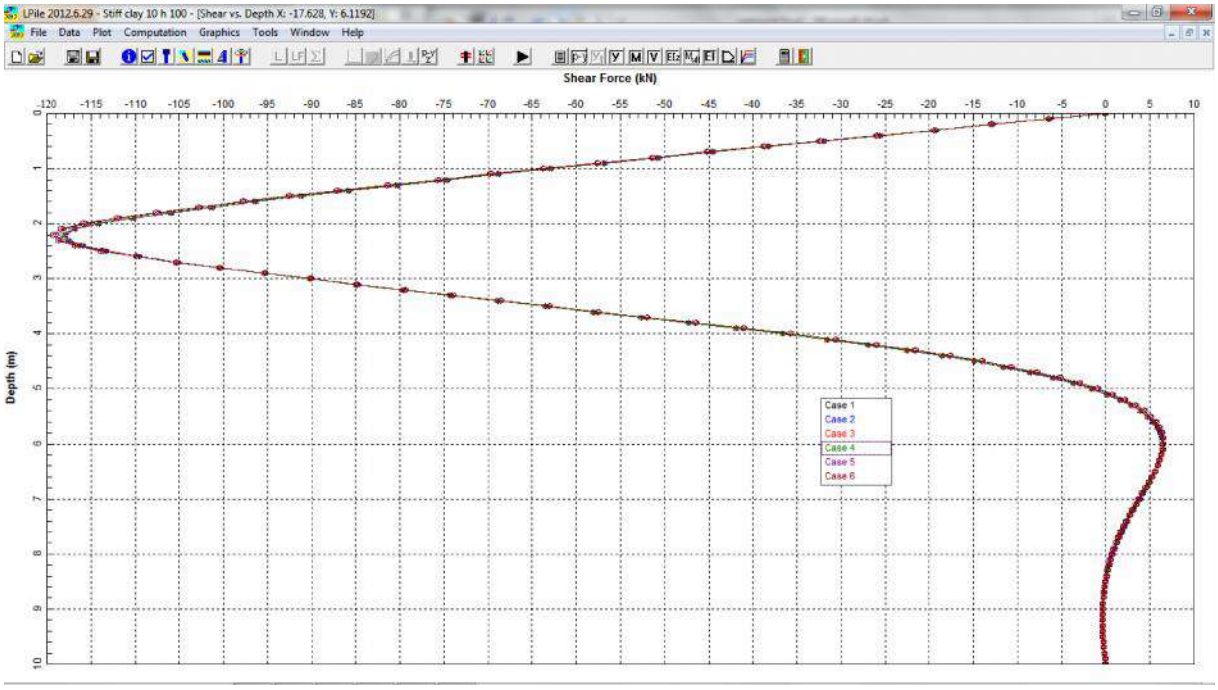


Figure 4.65 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu monocouche « Argile», L/D=10.

D'après la (figure *4.63*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (figure *4.64*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.65)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 3m≥Z≥2m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour les profondursvZ=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 600.0000	0.000	0.00428326	600.00000000	-209.6023	-0.00390815
Case 2	H = 0.0000	M = 600.0000	100.000	0.00410922	600.00000000	-209.3651	-0.00374158
Case 3	H = 0.0000	M = 600.0000	500.000	0.00311790	600.00000000	-205.3486	-0.00293627
Case 4	H = 0.0000	M = 600.0000	1000.000	0.00226446	600.00000000	-203.9470	-0.00211622
Case 5	H = 0.0000	M = 600.0000	1500.000	0.00186213	600.00000000	-204.1873	-0.00160648
Case 6	H = 0.0000	M = 600.0000	2000.000	0.00159772	600.00000000	-202.9704	-0.00120585

Tableau 4.30: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=600 KN.m),en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

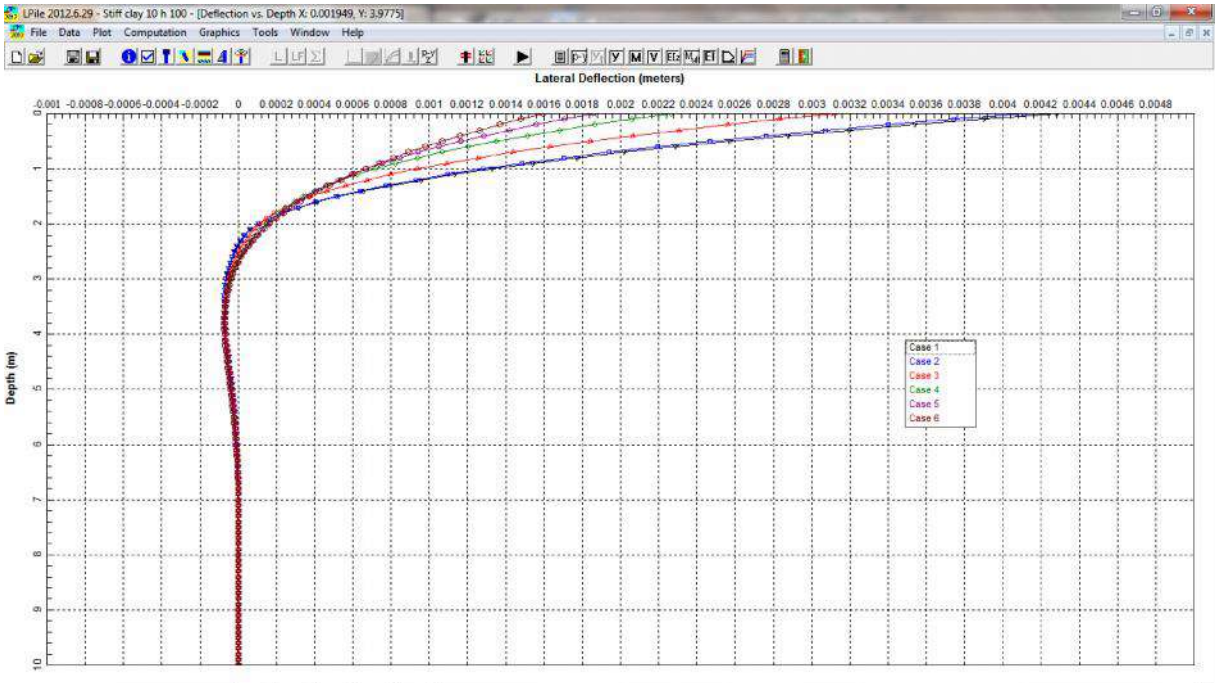


Figure 4.66 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

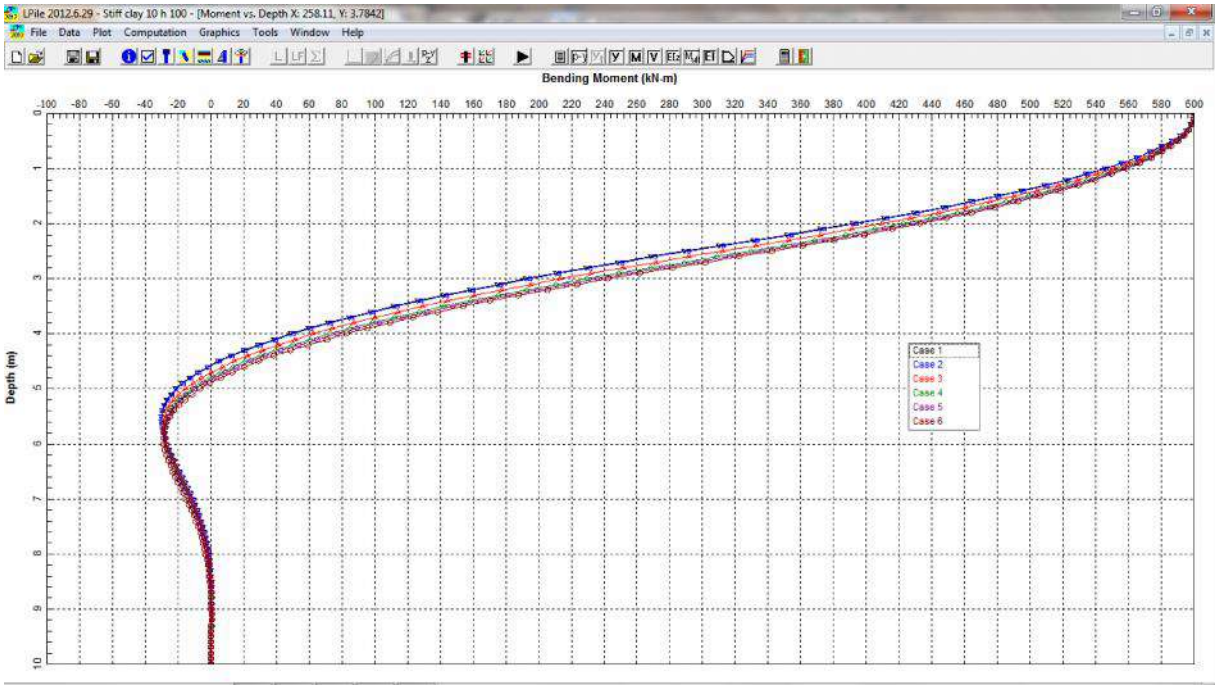


Figure 4.67 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

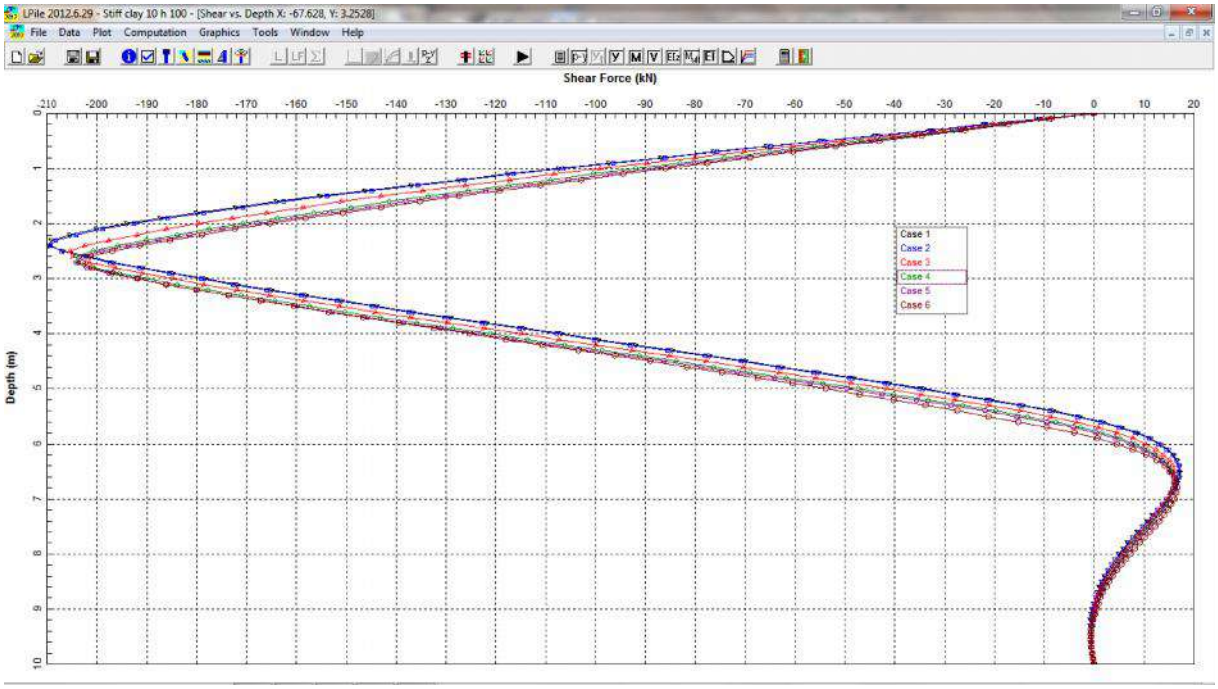


Figure 4.68 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

D'après la (figure *4.66*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.67*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.68),* on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 3m≥Z≥2m. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour les profondeurs Z=0m et Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 100.0000	M = 100.0000	0.000	0.00059531	173.72041863	100.0000	-0.00034792
Case 2	H = 100.0000	M = 100.0000	100.000	0.00059555	173.75413607	100.0000	-0.00034805
Case 3	H = 100.0000	M = 100.0000	500.000	0.00059785	173.84790778	100.0000	-0.00034945
Case 4	H = 100.0000	M = 100.0000	1000.000	0.00060259	173.91431421	100.0000	-0.00035255
Case 5	H = 100.0000	M = 100.0000	1500.000	0.00060807	173.96661738	100.0000	-0.00035619
Case 6	H = 100.0000	M = 100.0000	2000.000	0.00061377	174.01853018	100.0000	-0.00035998

Tableau 4.31: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN , M=100 KN.m),en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

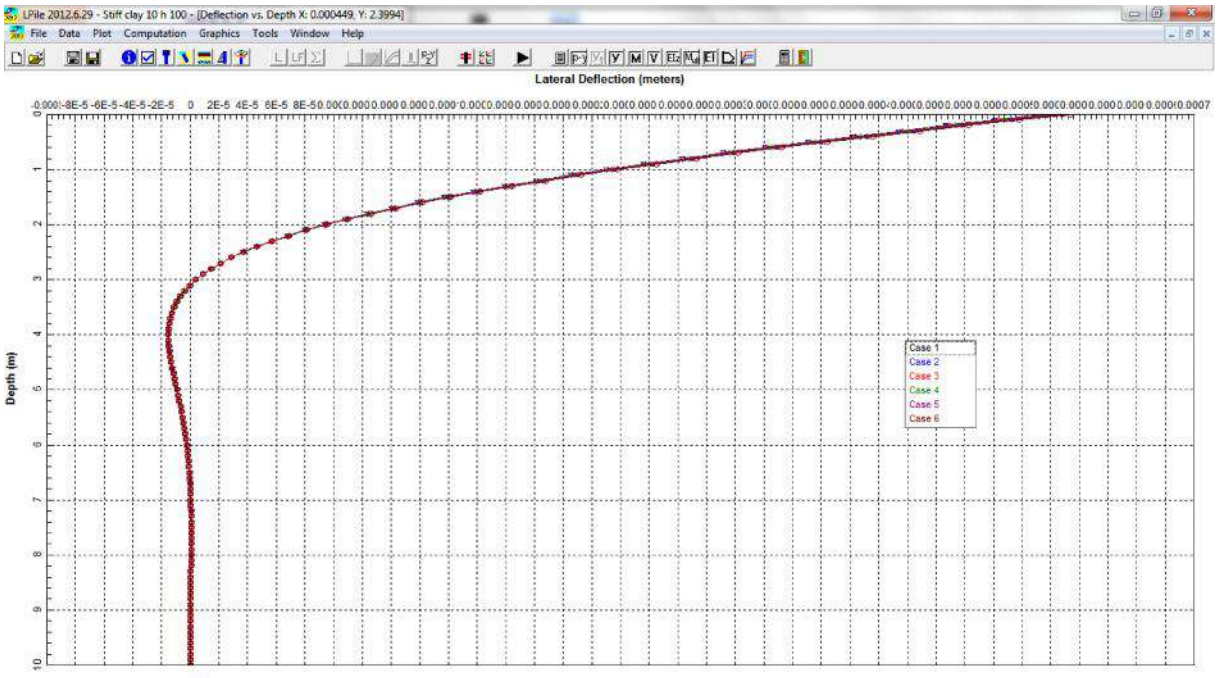


Figure 4.69 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

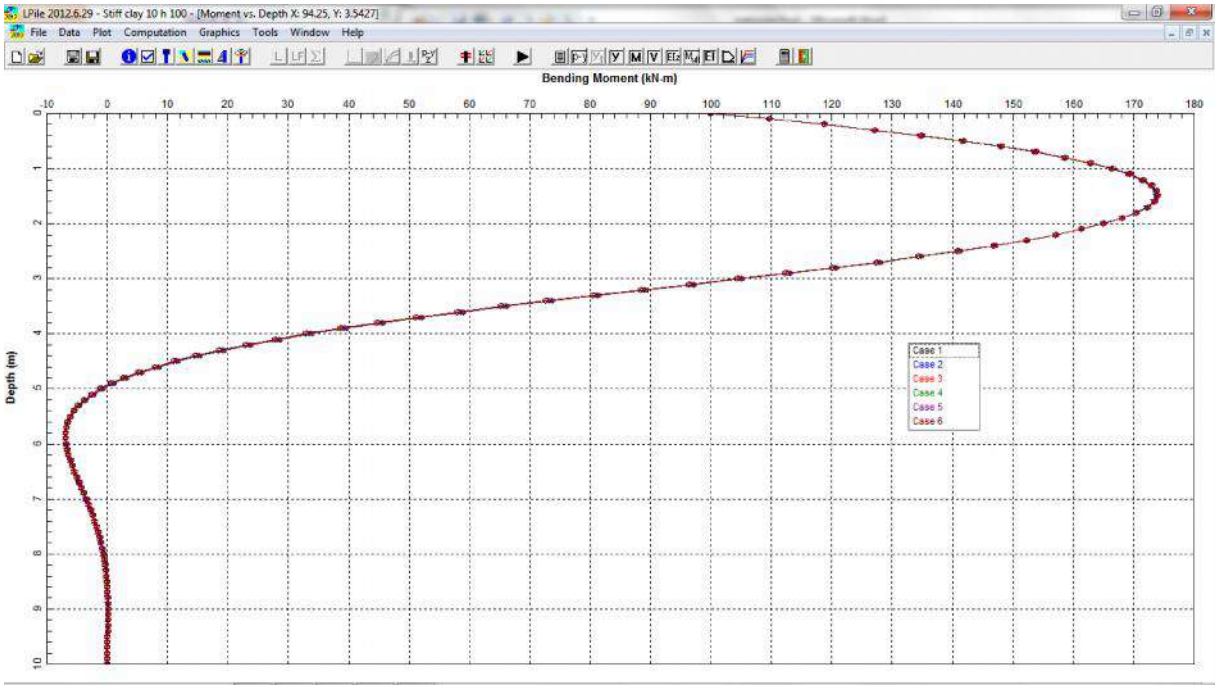


Figure 4.70 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial ((H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

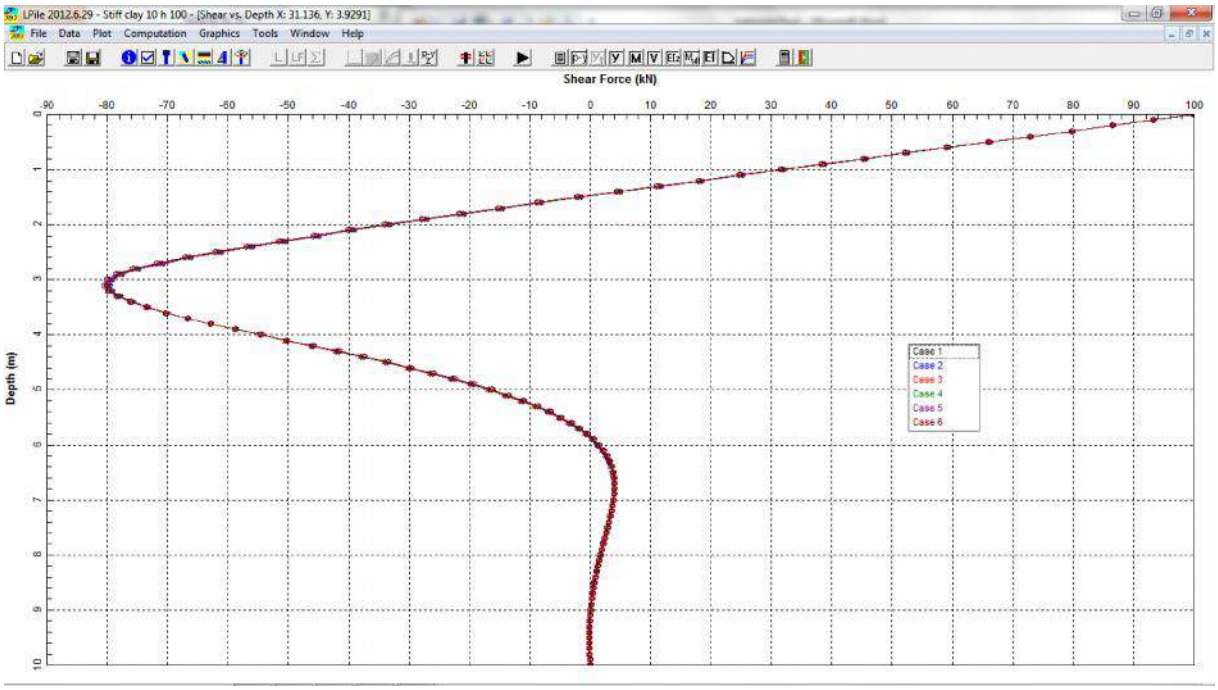


Figure 4.71 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu monocouche « Argile», L/D=10.

D'après la (figure *4.69*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (figure *4.70)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 2m≥Z≥1m, et les courbes des différents cassont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.71)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 600.0000	0.000	0.03093851	1018.37597402	400.0000	-0.01343973
Case 2	H = 400.0000	M = 600.0000	100.000	0.03018942	1022.92127567	400.0000	-0.01305983
Case 3	H = 400.0000	M = 600.0000	500.000	0.02758234	1039.64405798	400.0000	-0.01179764
Case 4	H = 400.0000	M = 600.0000	1000.000	0.02467590	1059.22416603	400.0000	-0.01036856
Case 5	H = 400.0000	M = 600.0000	1500.000	0.02205148	1076.84971607	400.0000	-0.00904009
Case 6	H = 400.0000	M = 600.0000	2000.000	0.01961910	1093.56882420	400.0000	-0.00783986

Tableau 4.32: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN, M=600 KN.m),en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

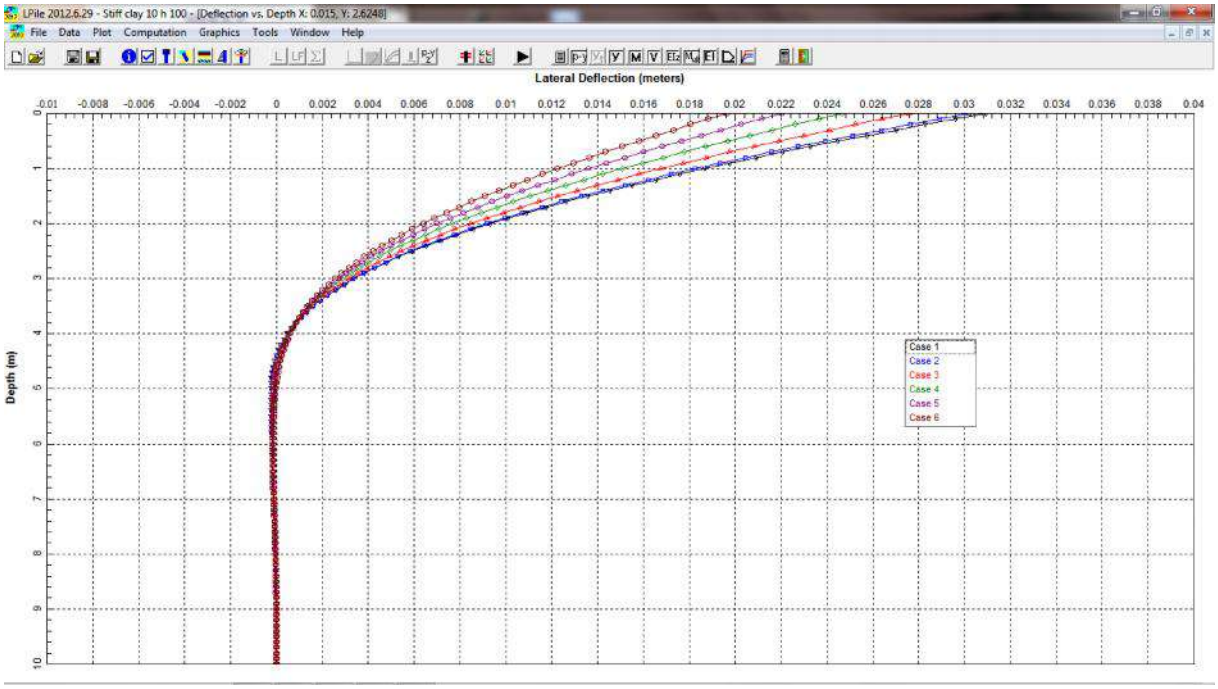


Figure 4.72 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

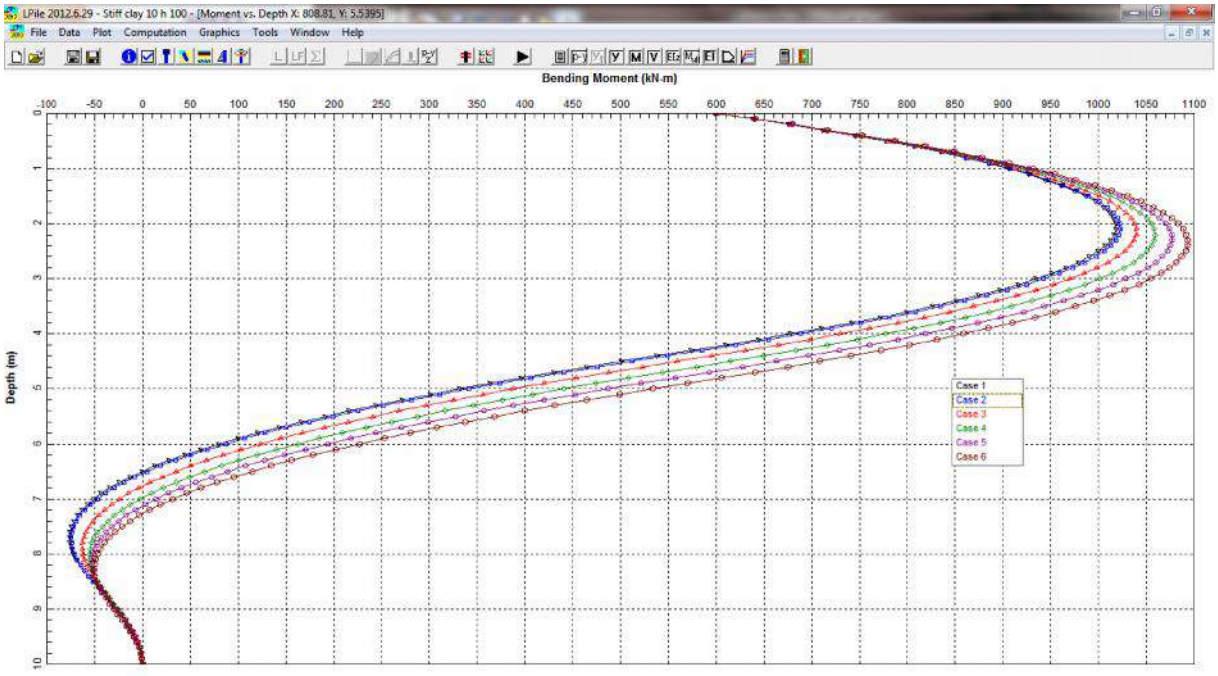


Figure 4.73 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial ((H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

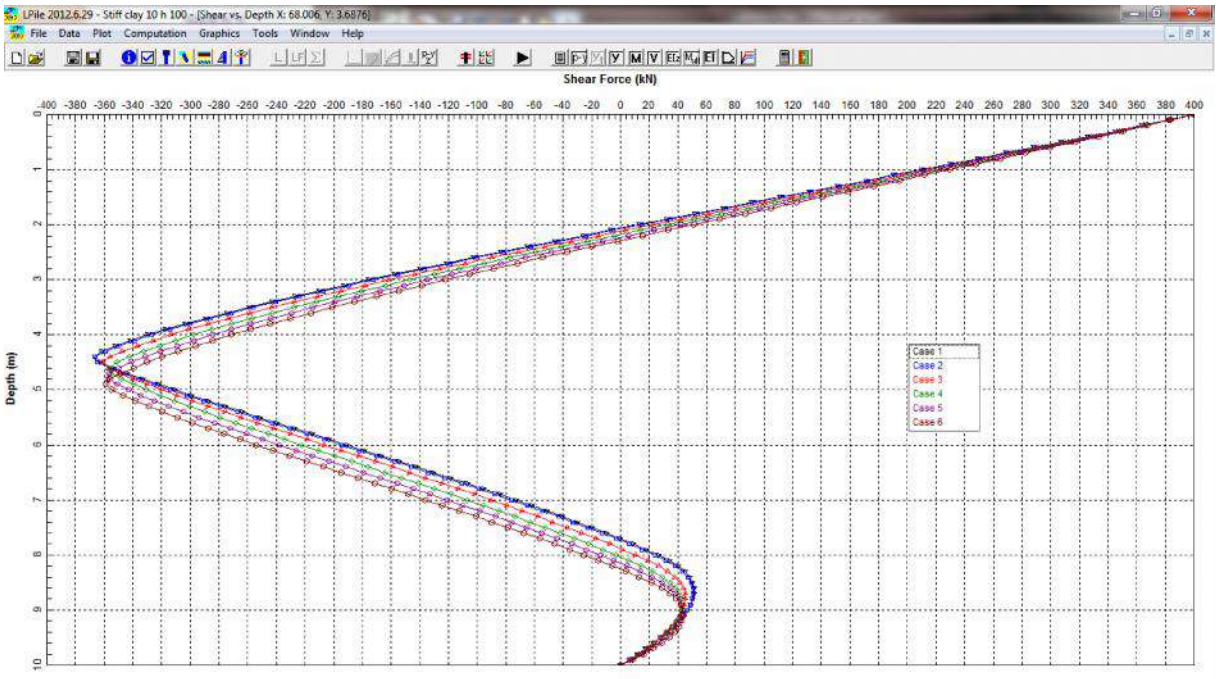


Figure 4.74 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu monocouche « Argile», L/D=10.

D'après la (figure *4.72*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.73)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 3m≥Z≥2m, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.74)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Conclusion :

Pour ces différents cas de chargement H=100 KN, M=100 KN.m, M=300 KN.m, H=100 KN et M=100 KN.m, la variation de chargement axial n'a pas une influence sur le déplacement latéral du pieu, ainsi que le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Par contre, et pour les autres cas de chargement, la variation de chargement axial influe sur déplacement latéral du pieu, le moment fléchissant et l'effort tranchant de la manière suivante : plus qu'on augmente le chargement axial, le déplacement latéral en tête du pieu diminué, le moment fléchissant maximum augmente et l'effort tranchant maximum augmente.

2.2.2. Effet de la variation du chargement latéral :

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	100.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 100.0000	M = 0.0000	100.000	0.00029570	88.44662518	100.0000	-0.00015636
Case 3	H = 200.0000	M = 0.0000	100.000	0.00125841	234.03717020	200.0000	-0.00052110
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01267361	518.49426114	400.0000	-0.00476349
Case 5	H = 600.0000	M = 0.0000	100.000	0.03293202	897.45684222	600.0000	-0.01089807
Case 6	H = 800.0000	M = 0.0000	100.000	0.07554444	1285.07795671	800.0000	-0.02336051

Tableau 4.33: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

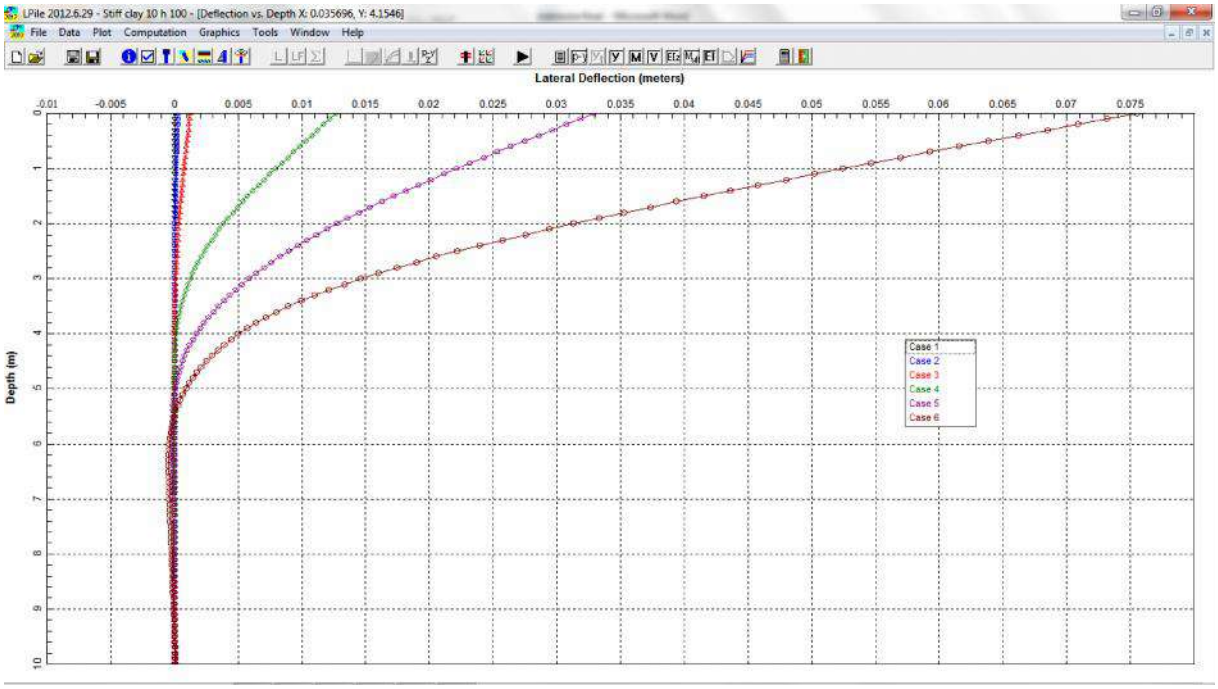


Figure 4.75 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

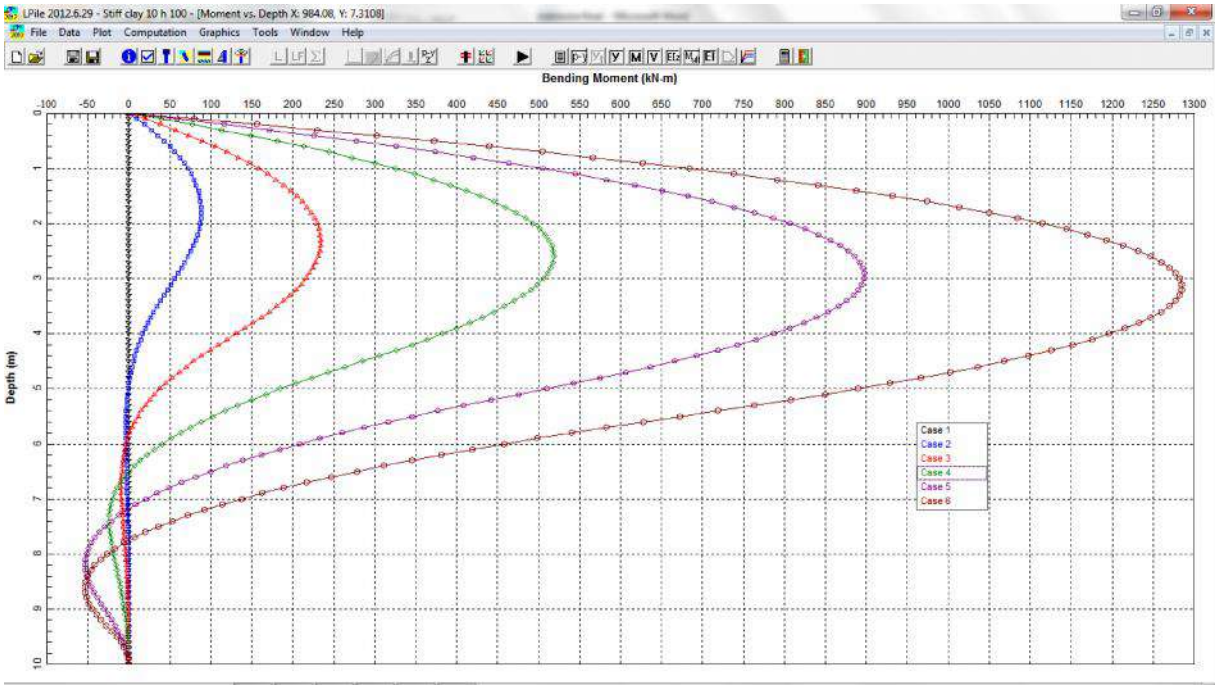


Figure 4.76 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

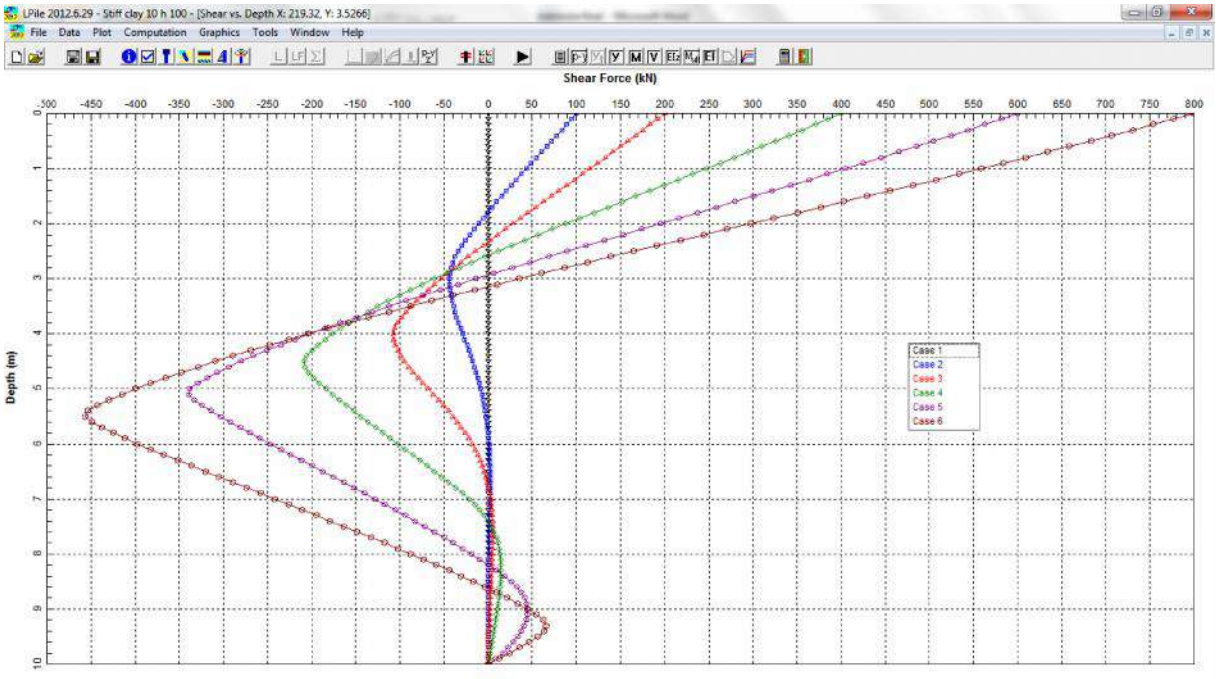


Figure 4.77 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

D'après la (figure *4.75*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).

D'après la (figure *4.76)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥1m, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour les profondeurs Z **=** 0 m et Z=10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

D'après la (figure *4.77)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=**10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	1000.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 100.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00029935	88.39999684	100.0000	-0.00015865
Case 3	H = 200.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00127158	234.37451775	200.0000	-0.00052724
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00859945	569.57715238	400.0000	-0.00297950
Case 5	H = 600.0000	M = 0.0000	1000.000	0.02706701	955.82636311	600.0000	-0.00854864
Case 6	H = 800.0000	M = 0.0000	1000.000	0.05758556	1400.04655714	800.0000	-0.01680689

Tableau 4.34: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=10.

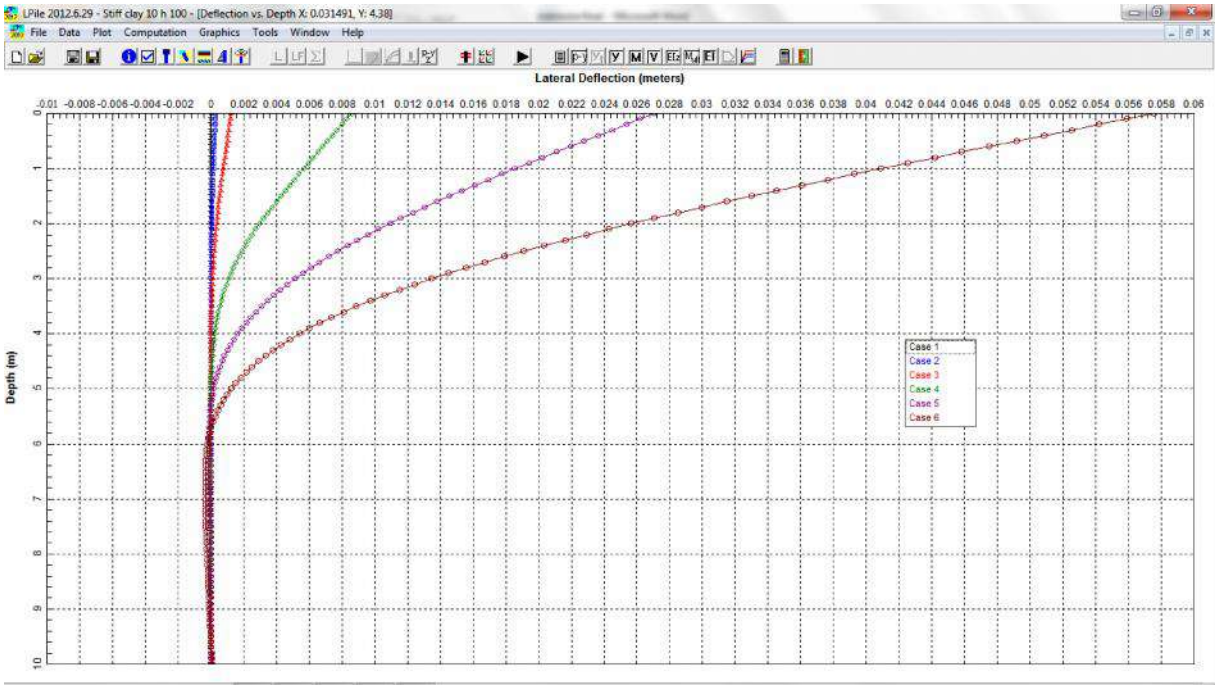


Figure 4.78 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

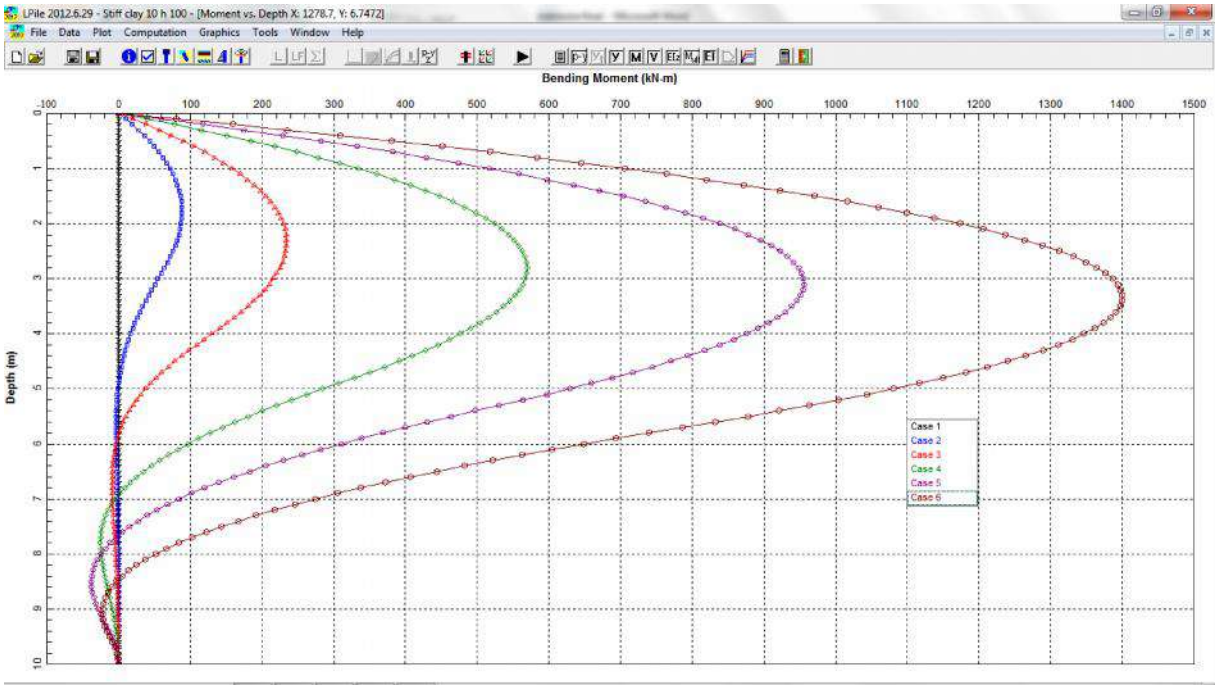


Figure 4.79 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

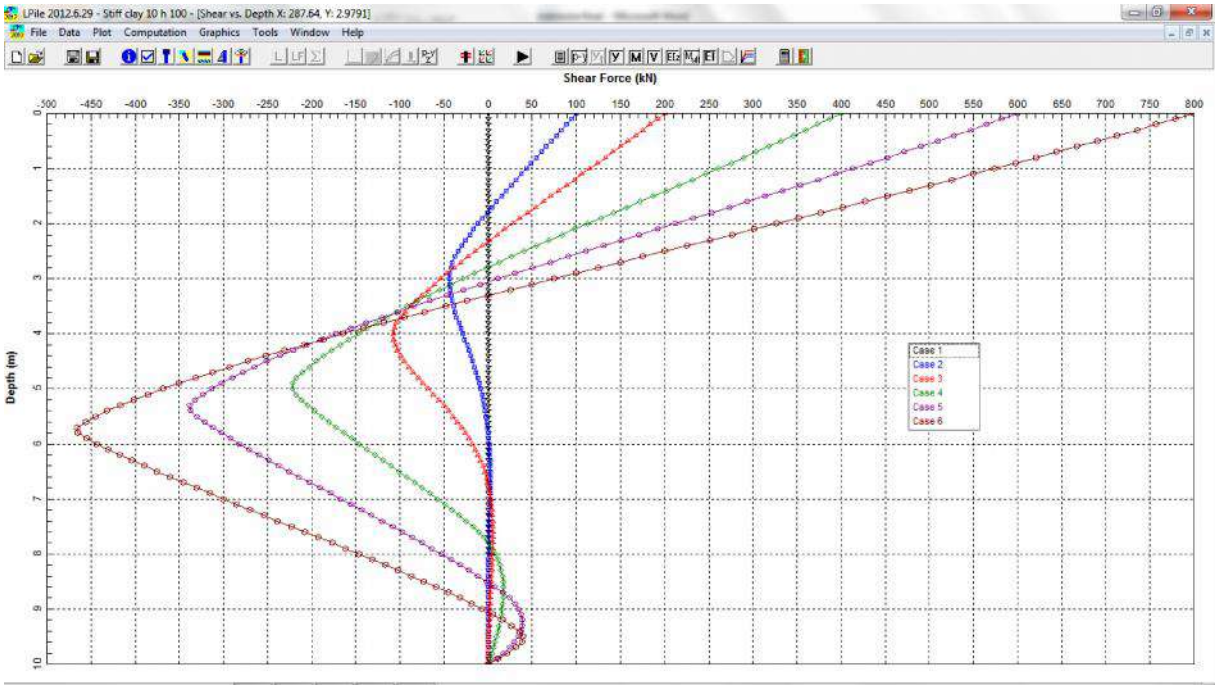


Figure 4.80 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

D'après la (figure *4.78*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).

D'après la (figure *4.79)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥1m, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour les profondeurs Z **=** 0 m et Z=10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

D'après la (figure *4.80)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	100.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 0.0000	M = 100.0000	100.000	0.00009551	100.00000000	-45.4628	-0.00011038
Case 3	H = 0.0000	M = 300.0000	100.000	0.00051729	300.00000000	-117.8990	-0.00043941
Case 4	H = 0.0000	M = 600.0000	100.000	0.00410922	600.00000000	-209.3651	-0.00374158
Case 5	H = 0.0000	M = 900.0000	100.000	0.00893686	900.00000000	-299.4094	-0.00682829

Tableau 4.35: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

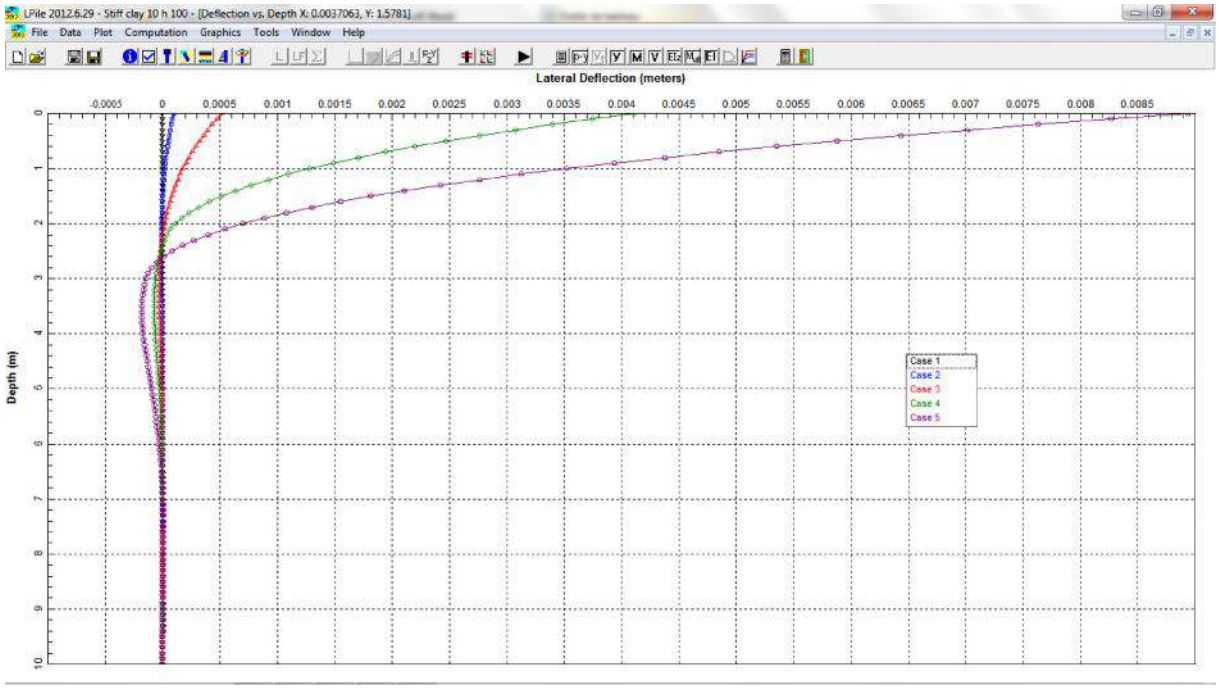


Figure 4.81 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

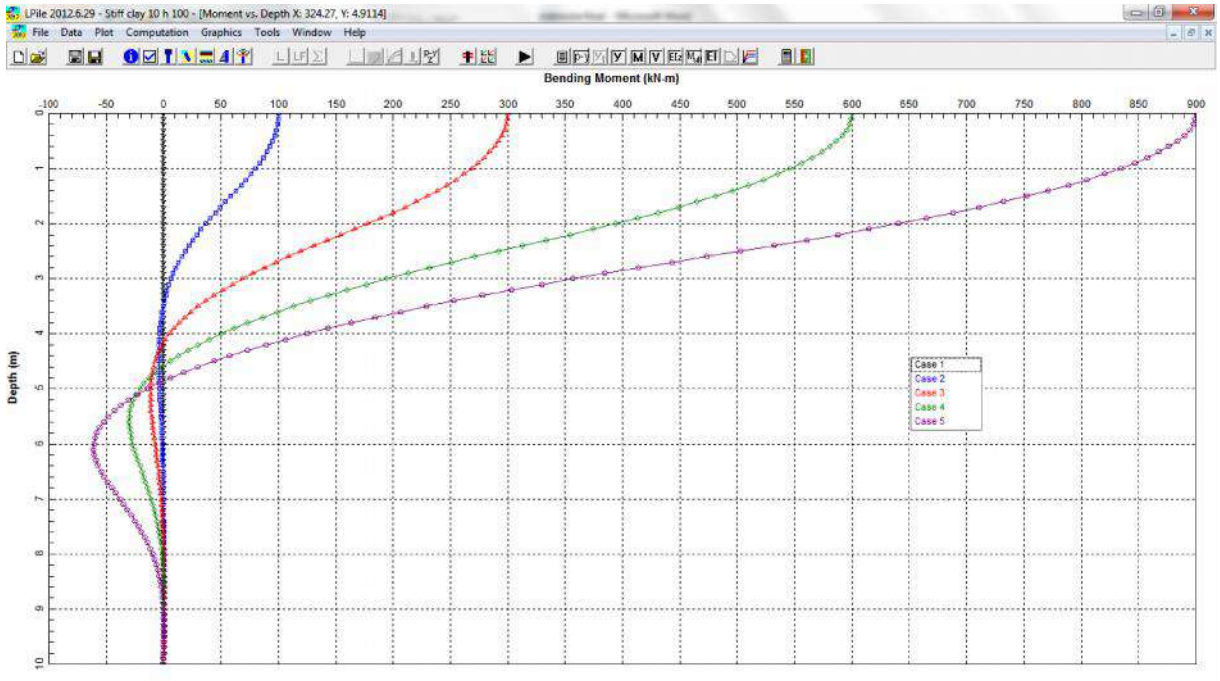


Figure 4.82 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

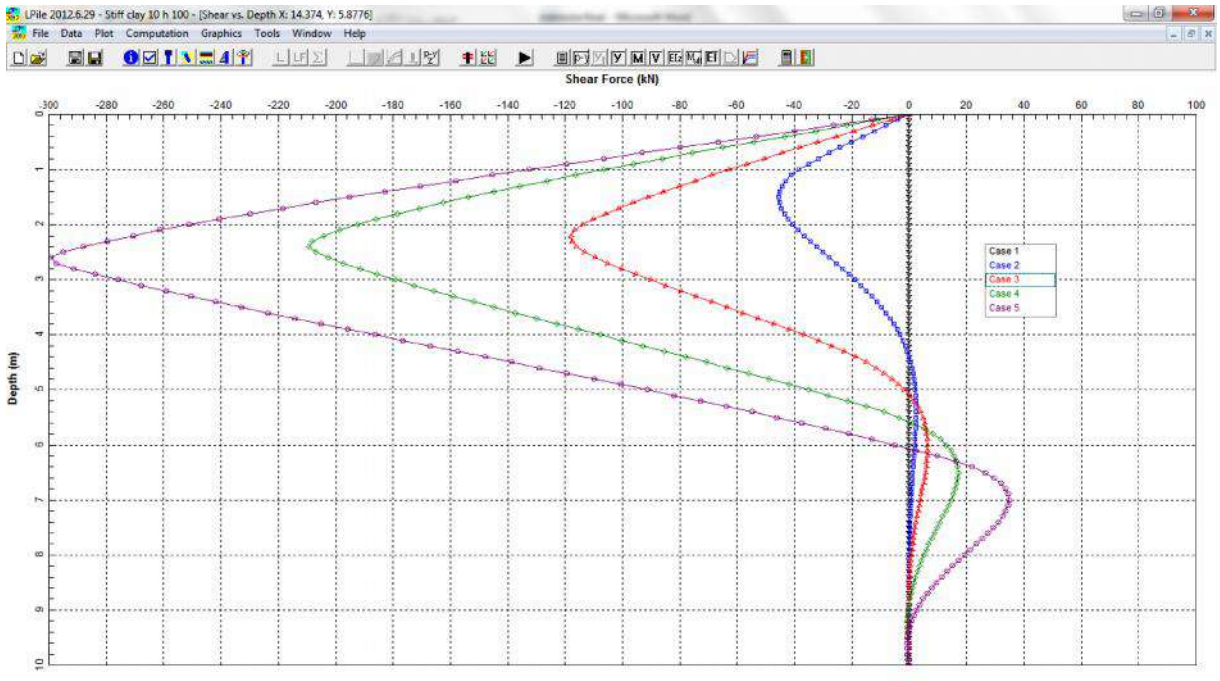


Figure 4.83 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

D'après la (figure *4.81*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).

D'après la (figure *4.82)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z=10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

D'après la (figure *4.83)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥1m, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveaudu moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour les profondeurs Z=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	1000.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 0.0000	M = 100.0000	1000.000	0.00009693	100.00000000	-45.6649	-0.00011211
Case 3	H = 0.0000	M = 300.0000	1000.000	0.00052311	300.00000000	-118.2816	-0.00044393
Case 4	H = 0.0000	M = 600.0000	1000.000	0.00226446	600.00000000	-203.9470	-0.00211622
Case 5	H = 0.0000	M = 900.0000	1000.000	0.00617745	900.00000000	-283.1396	-0.00487445

Tableau 4.36: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

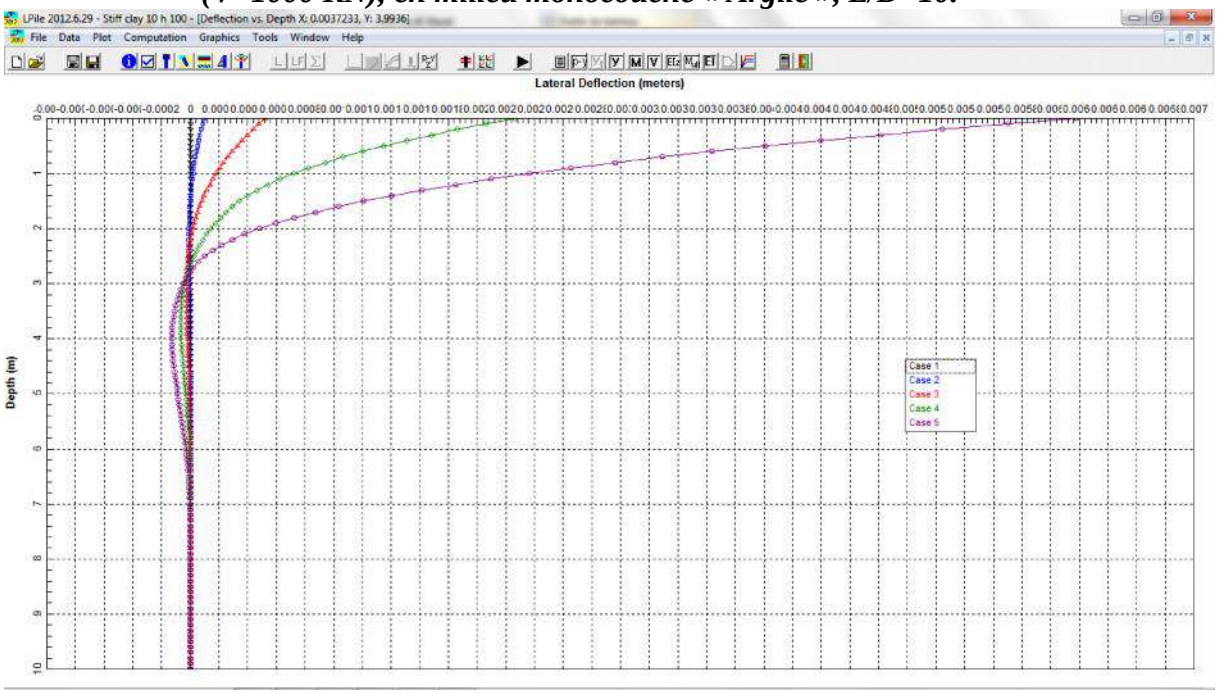


Figure 4.84 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

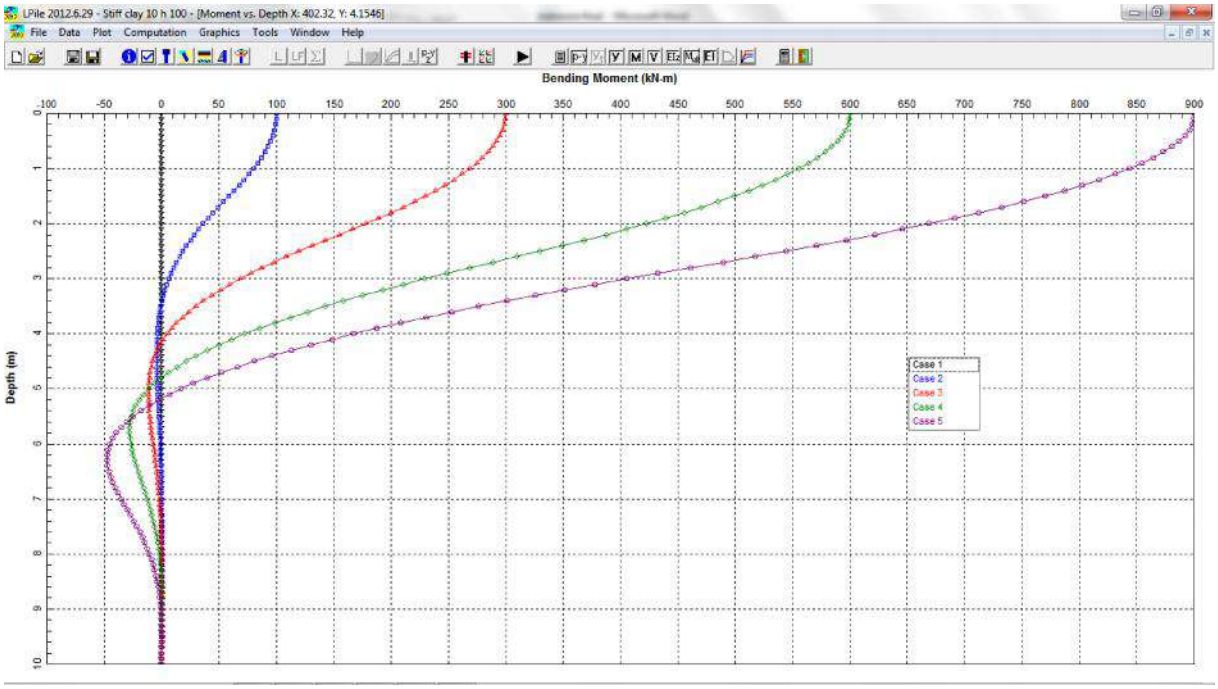


Figure 4.85 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

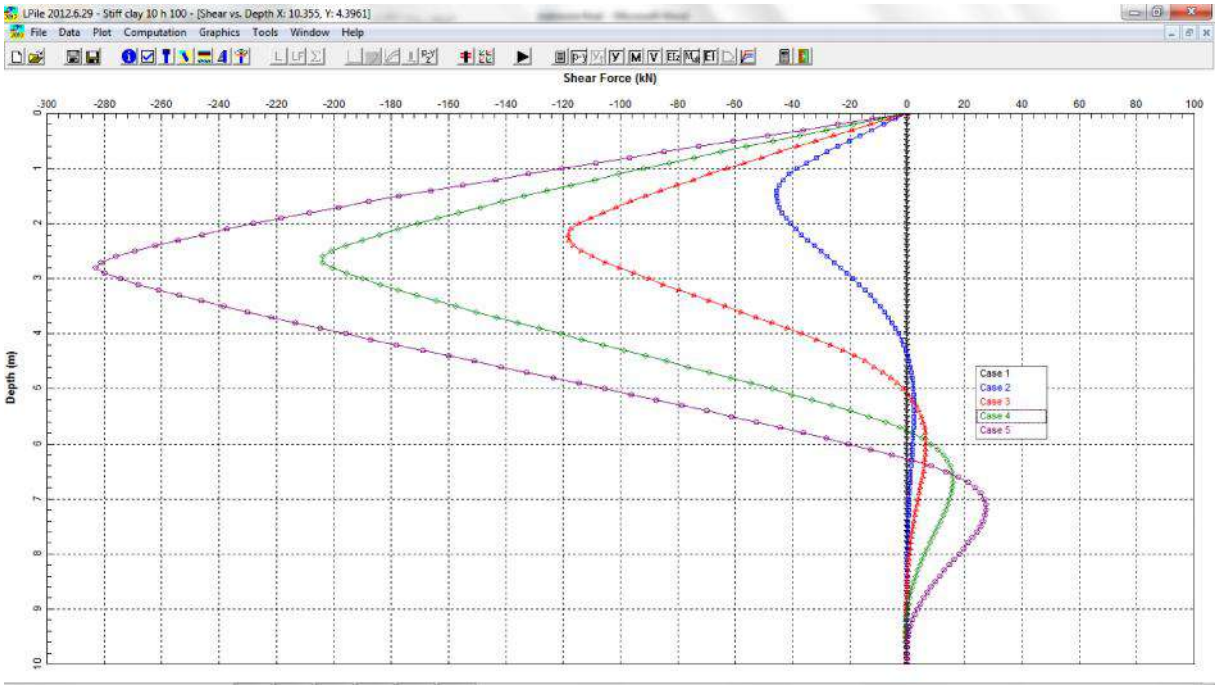


Figure 4.86 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=10.

D'après la (figure *4.84*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).

D'après la (figure *4.85)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z=10 m, et ce quelque soit la valeur du moment adoptée.

D'après la (figure *4.86)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥2m, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour les profondeurs Z=0 m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur du moment adoptée.

Conclusion :

Pour tous les cas de chargement étudié, la variation de chargement latéral et de moment appliqués en tête du pieu influe sur déplacement latéral du pieu, le moment fléchissant et l'effort tranchant de la manière suivante : plus qu'on augmente le chargement latéral ou le moment, le déplacement latéral en tête du pieu augmente, le moment fléchissant maximum augmente et l'effort tranchant maximum augmente.

2.2.3. Effet de l'élancement L/D :

Le type du pieu	pieu en béton armé de section transversale circulaire (pieu foré)
Le diamètre D	1 ml
Le module d'élasticité Ep	20000 MPA
Résistance à la compression du béton	25 MPa
L'élancement L/D	**18**

Tableau 4.37 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =18

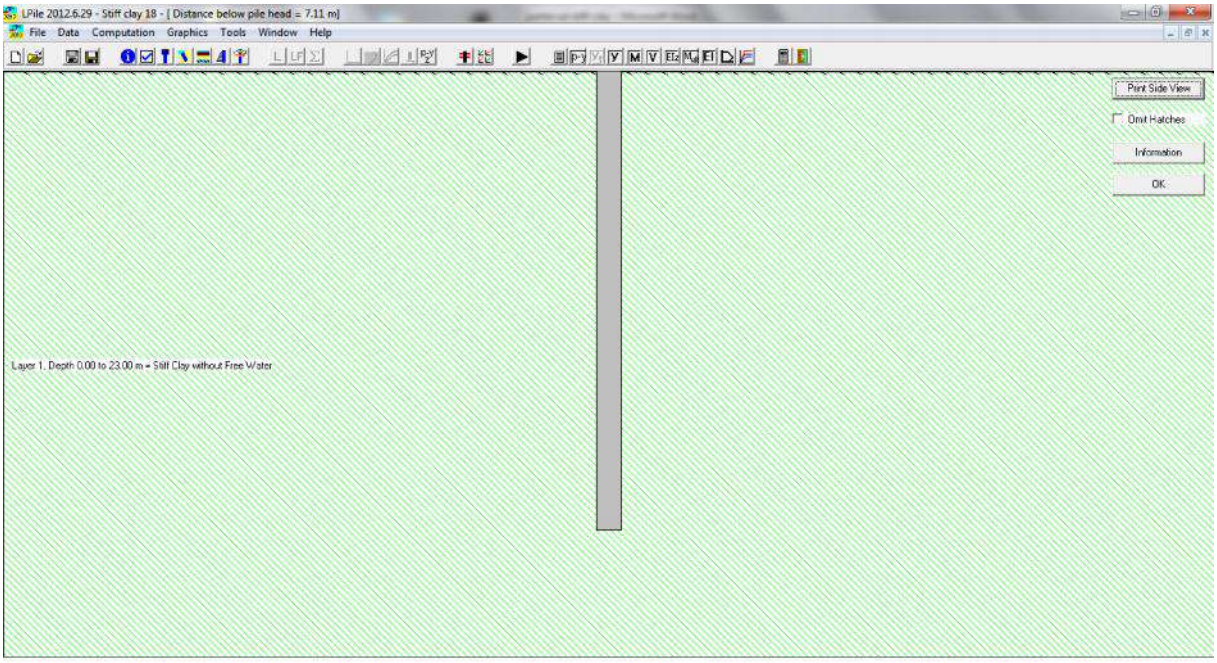


Figure 4.49 : Modèle géométrique monocouche « Argile », L/D =18

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 0.0000	0.000	0.01285372	515.63607085	400.0000	-0.00481804
Case 2	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01244752	520.57327680	400.0000	-0.00464518
Case 3	H = 400.0000	M = 0.0000	500.000	0.01060912	542.39353444	400.0000	-0.00380556
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00882039	566.35012321	400.0000	-0.00306946
Case 5	H = 400.0000	M = 0.0000	1500.000	0.00738483	588.66062194	400.0000	-0.00247532
Case 6	H = 400.0000	M = 0.0000	2000.000	0.00642307	608.09406116	400.0000	-0.00210921

Tableau 4.87: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=18.

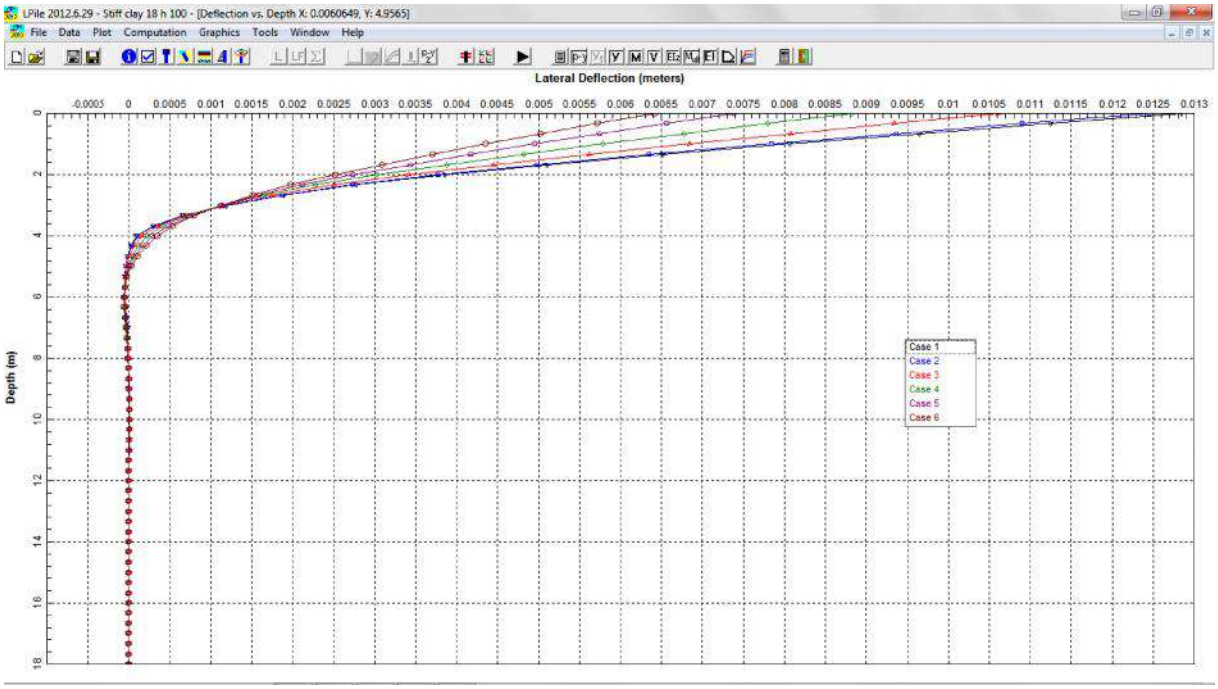


Figure 4.88 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=18.

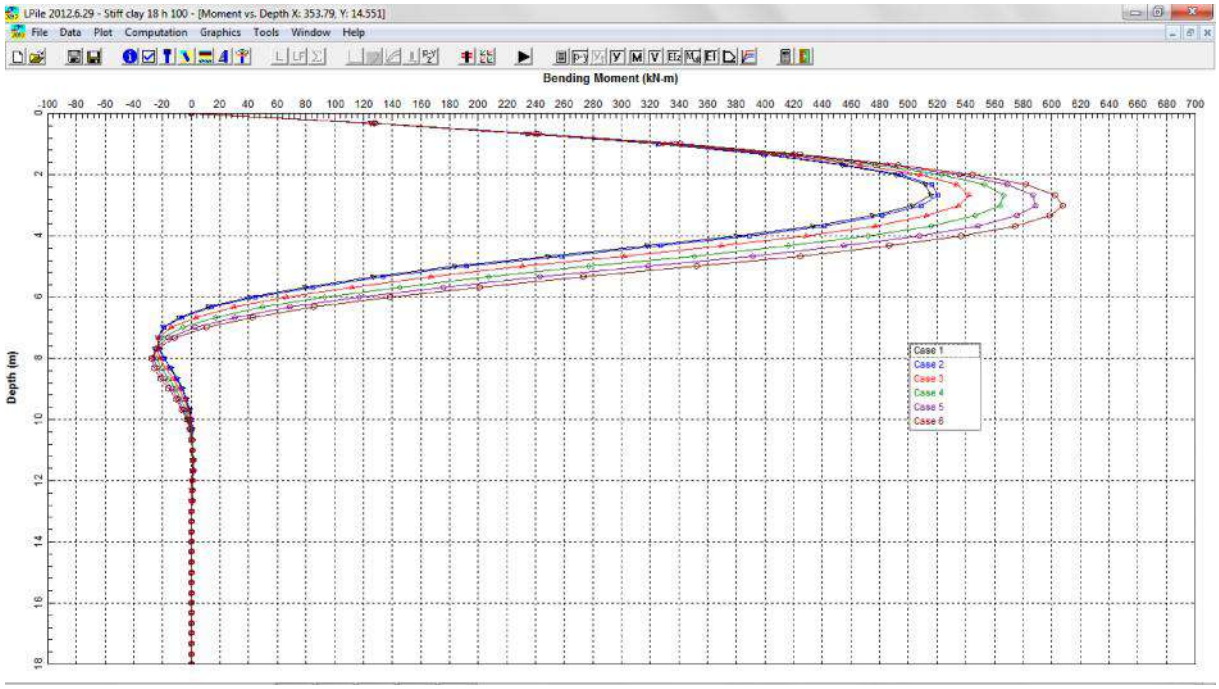


Figure 4.89 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=18.

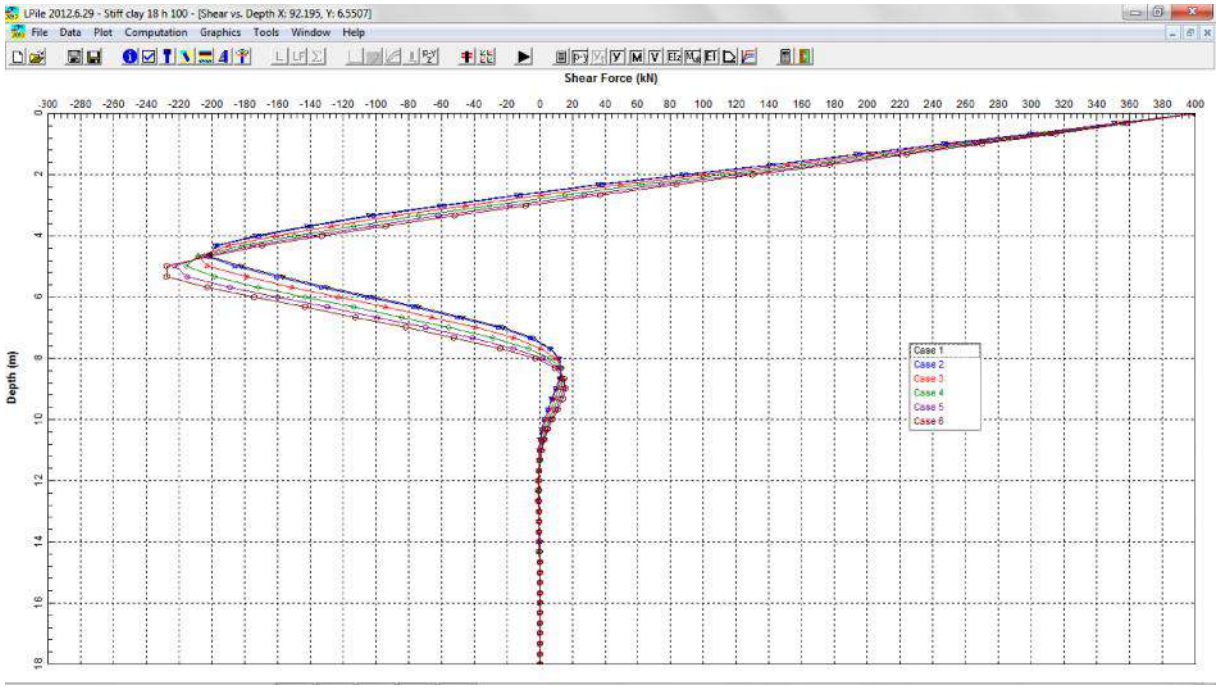


Figure 4.90 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=18.

D'après la (figure *4.88),* on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.89*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 18 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.90),* on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z = 18 m et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Le type du pieu	pieu en béton armé de section transversale circulaire (pieu foré)
Le diamètre D	1 ml
Le module d'élasticité Ep	20000 MPA
Résistance à la compression du béton	25 MPa
L'élancement L/D	**25**

Tableau 4.39: Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =25

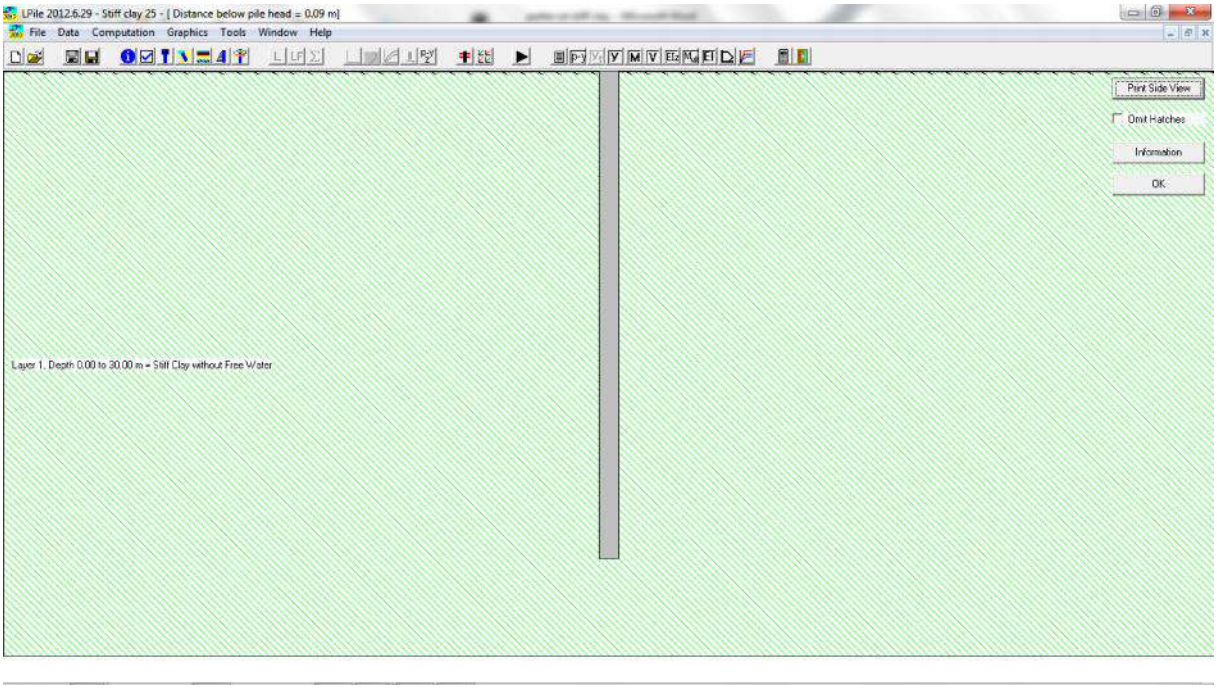


Figure 4.91 : Modèle géométrique monocouche « Argile », L/D =25

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 0.0000	0.000	0.01297618	514.78021520	400.0000	-0.00478624
Case 2	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01254444	519.61785653	400.0000	-0.00461325
Case 3	H = 400.0000	M = 0.0000	500.000	0.01086938	538.71562357	400.0000	-0.00393596
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00876215	563.92513887	400.0000	-0.00298924
Case 5	H = 400.0000	M = 0.0000	1500.000	0.00747188	588.00139385	400.0000	-0.00250537
Case 6	H = 400.0000	M = 0.0000	2000.000	0.00638128	609.99783205	400.0000	-0.00209091

Tableau 4.40: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=25.

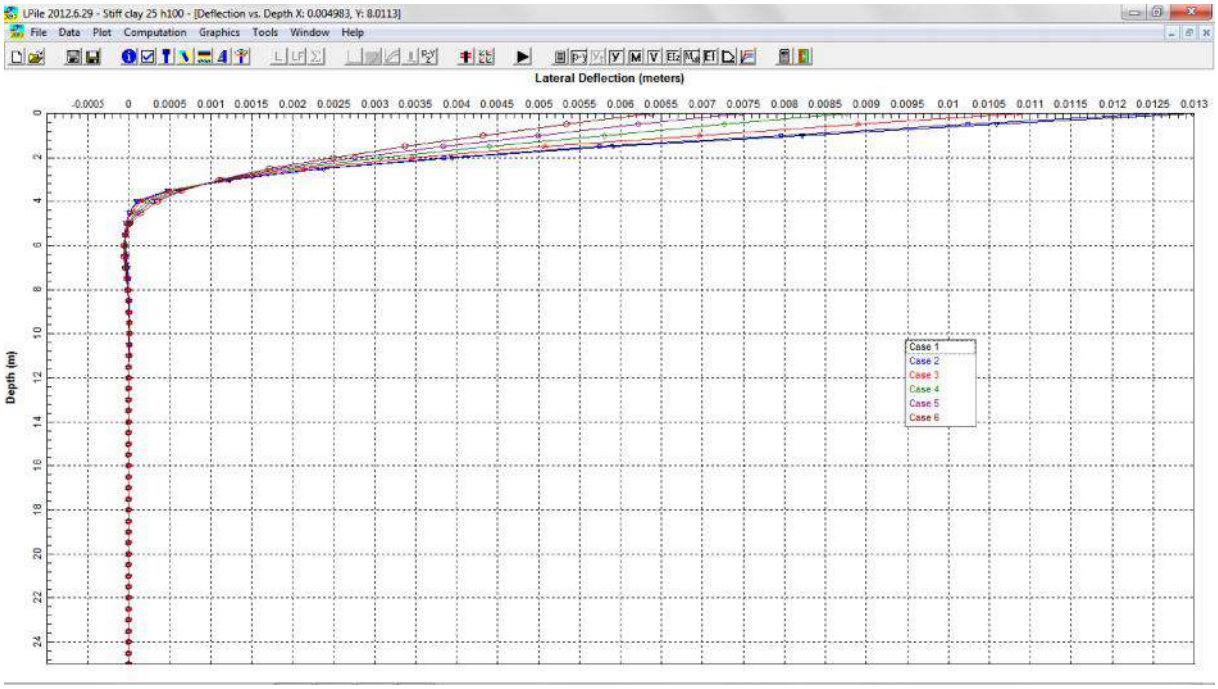


Figure 4.92 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile », L/D=25.

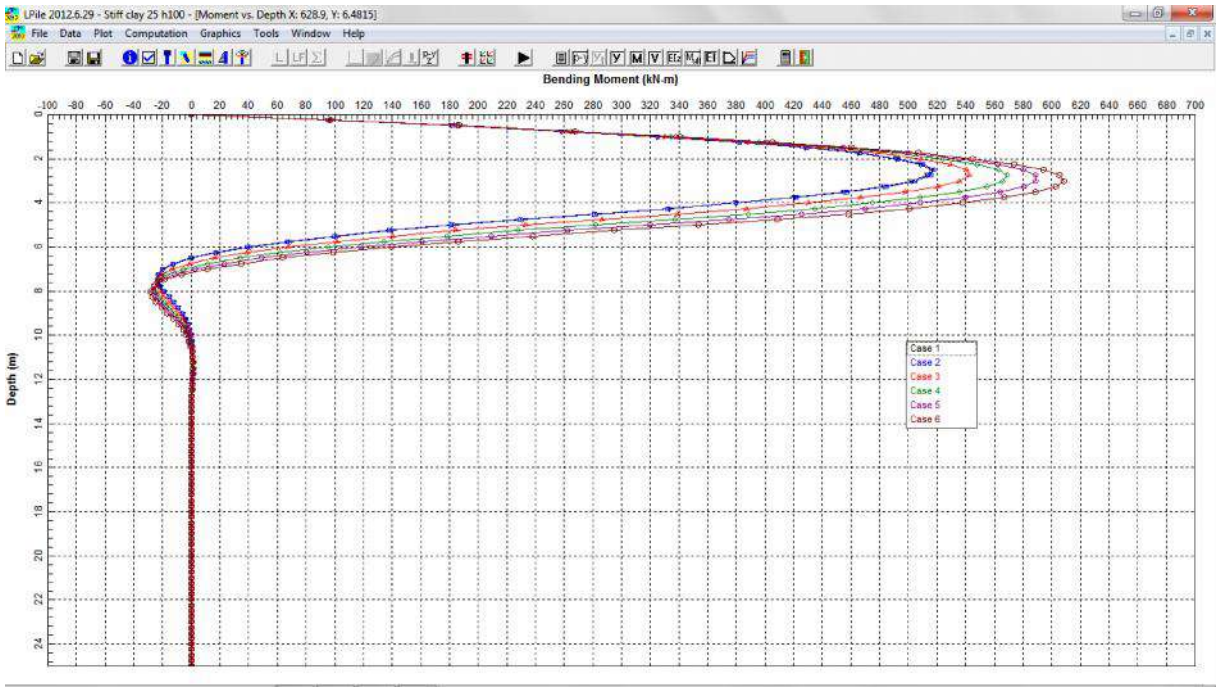


Figure 4.93 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=25.

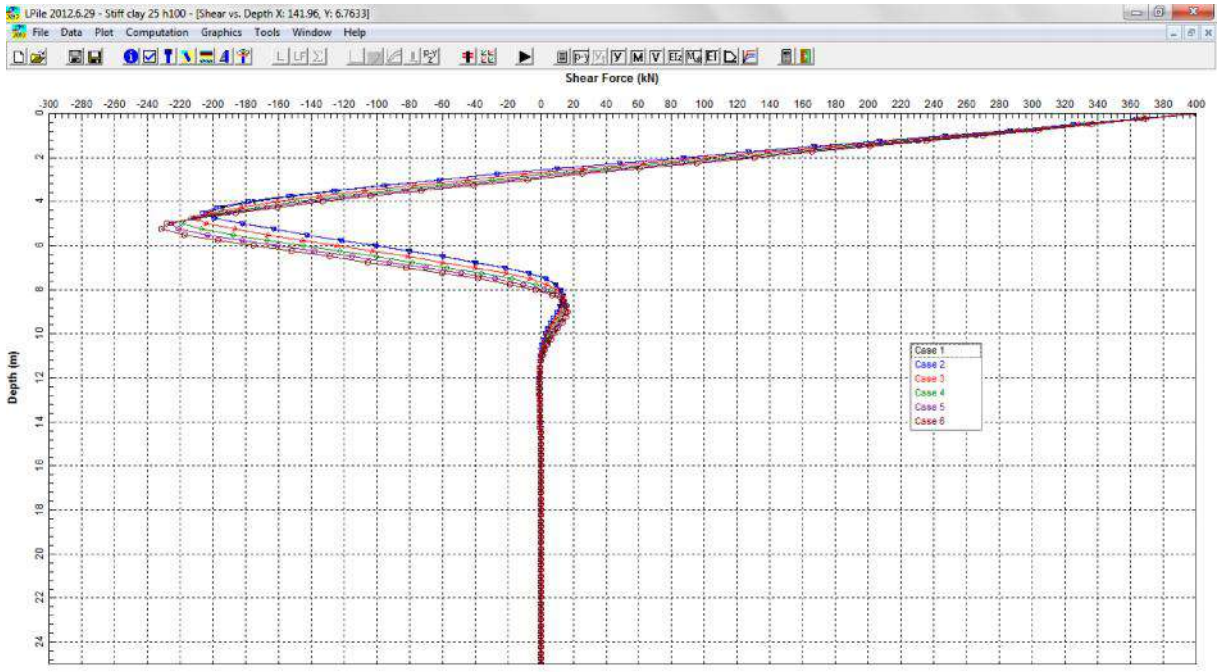


Figure 4.94: Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu monocouche « Argile», L/D=25.

D'après la (figure *4.92)*, on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.93*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z **=** 25 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.94)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, la valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z **=** 25 m et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Pour : H= 100 KN, V=1000 KN

Profondeur (m)	L/D=10	L/D=18	L/D=25
	Déplacement (m)	*Déplacement (m)*	*Déplacement (m)*
0.00	0.008601	0.008820	0.008762
1.000	0.005667	0.005788	0.005804
2.000	0.002977	0.003027	0.003070
3.000	0.001094	0.001117	0.001135
4.000	0.000235	0.000226	0.000223
5.000	-7.397E-06	-9.126E-06	-8.815E-06
6.000	-5.489E-05	-5.344E-05	-5.197E-05
7.000	-3.188E-05	-3.011E-05	-2.911E-05
8.000	-7.573E-06	-6.720E-06	-6.529E-06
9.000	1.966E-06	1.433E-06	1.286E-06
10.000	4.970E-06	1.722E-06	1.608E-06
11.000		5.999E-07	5.748E-07
12.000		1.994E-08	3.093E-08
13.000		-8.322E-08	-7.253E-08
14.000		-4.277E-08	-3.944E-08
15.000		-7.491E-09	-7.868E-09
16.000		3.142E-09	2.224E-09
17.000		2.689E-09	2.261E-09
18.000		2.244E-10	7.448E-10
19.000			1.321E-11
20.000			-1.069E-10
21.000			-5.318E-11
22.000			-9.189E-12
23.000			3.797E-12
24.000			3.284E-12
25.000			0.000

Tableau 4.41: les résultats obtenus des déplacements latéraux de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « Argile», H=400 KN, V=1000KN

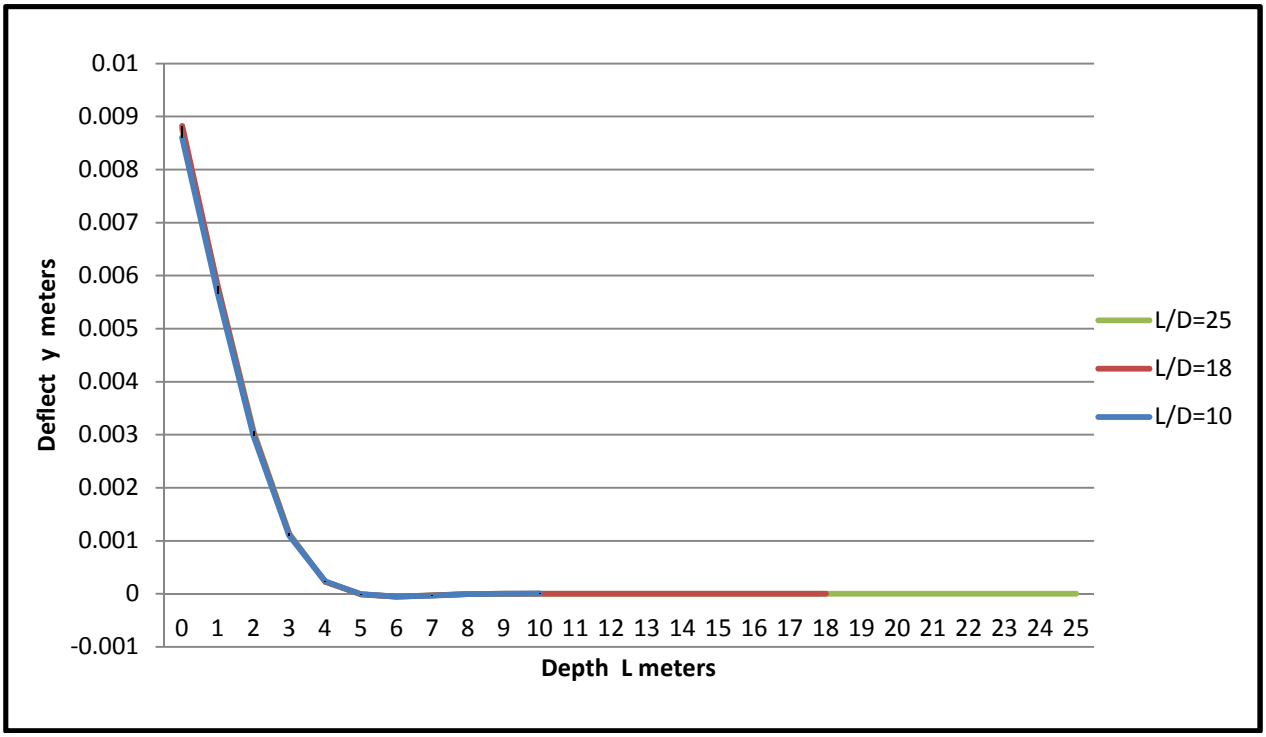


Figure 4.95 : Comparaison des déplacements latéraux du pieu dans le sol monocouche « Argile », pour les différents élancements

Conclusion :

D'après la *figure 4.95*, on constate que les courbes de déplacements du pieu sont presque confondus et ce quelque soit le rapport d'élancement **L/D** (D est fixe, L est variable) donc l'élancement n'a pas une influence sur le déplacement du pieu, et ce quelque soit la sollicitation appliquée.

Profondeur (m)	L/D=10	L/D=18	L/D=25
	***moment fléchissant* (kN.m)**	***moment fléchissant* (kN.m)**	***moment fléchissant* (kN.m)**
0.00	6.357E-10	-2.746E-10	-3.050E-11
1.000	334.5870	334.4787	334.8758
2.000	524.1546	523.1540	523.6534
3.000	566.6239	564.1119	563.9251
4.000	476.2705	471.7011	469.9579
5.000	283.7302	277.3938	274.0110
6.000	96.2847	92.6397	91.2980
7.000	-4.8313	-6.1061	-5.6150
8.000	-24.2758	-24.4625	-23.3224
9.000	-8.9594	-11.1152	-10.6380
10.000	0.000	-1.5243	-1.5526
11.000		0.9910	0.8728
12.000		0.7083	0.6540
13.000		0.1846	0.1806
14.000		-0.0214	-0.0129
15.000		-0.0387	-0.0336
16.000		-0.0153	-0.0141
17.000		-0.002098	-0.001666
18.000		0.000	0.001351
19.000			0.000900
20.000			0.000226
21.000			-2.855E-05
22.000			-4.794E-05
23.000			-1.876E-05
24.000			-2.522E-06
25.000			0.000

Tableau 4.42: les résultats obtenus des moments fléchissants de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « Argile », H=100 KN, V=1000KN

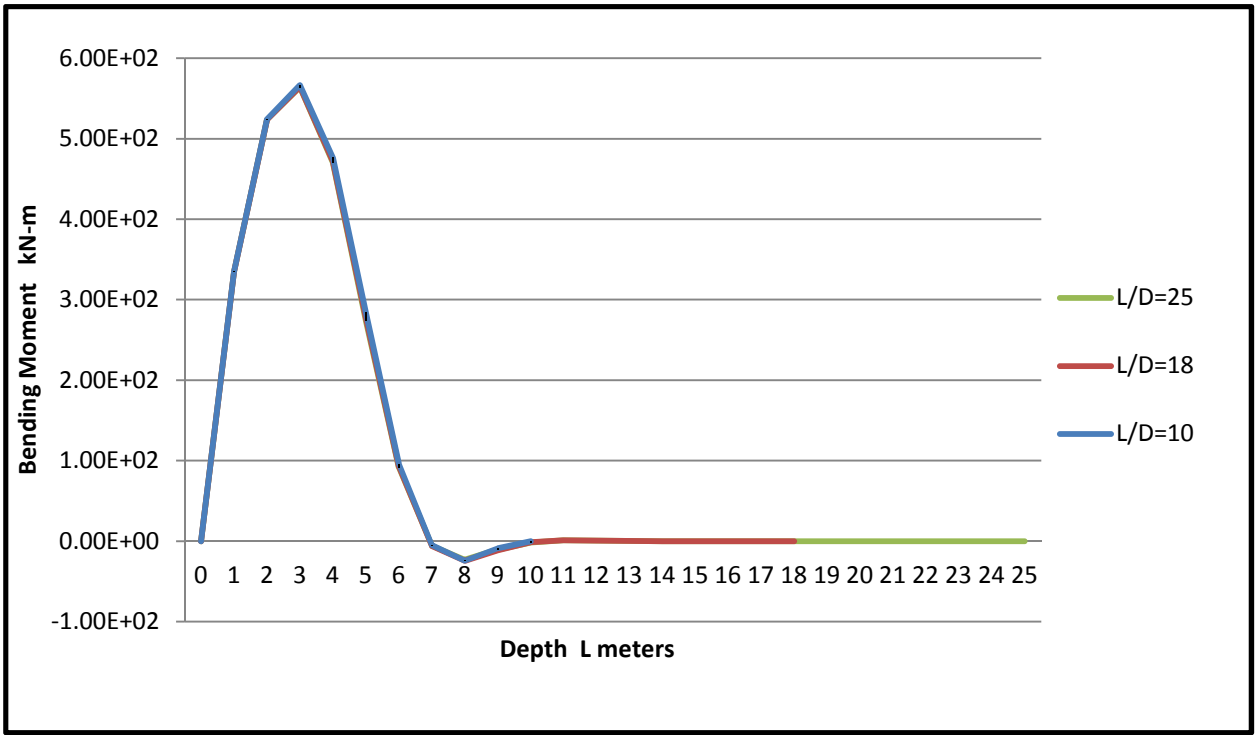


Figure 4.96 : Comparaison des moments fléchissants du pieu dans le sol monocouche « Argile », pour les différents élancements

Conclusion :

D'après la *figure 4.96*, on constate que les courbes de moment fléchissant du pieu sont presque confondus et ce quelque soit le rapport d'élancement **L/D** (D est fixe, L est variable) , ces courbes décroissent progressivement vers le 0 pour la profondeur Z≥10m

Profondeur (m)	L/D=10	L/D=18	L/D=25
	*Effort tranchant (*kN)	*Effort tranchant (*kN)	*Effort tranchant (*kN)
0.00	400.0000	400.0000	400.0000
1.000	260.6827	259.9512	260.1392
2.000	112.7439	111.5707	111.4352
3.000	-28.9861	-30.5590	-31.1887
4.000	-147.9099	-149.5614	-150.3575
5.000	-220.4422	-215.7660	-209.7485
6.000	-145.6561	-142.9003	-140.7242
7.000	-57.2417	-55.4477	-54.1846
8.000	7.9243	6.3668	4.7646
9.000	15.6500	13.4768	12.5057
10.000	0.000	5.4899	5.3180
11.000		0.5354	0.6468
12.000		-0.5932	-0.4983
13.000		-0.3656	-0.3369
14.000		-0.0827	-0.0857
15.000		0.0170	0.0102
16.000		0.0205	0.0179
17.000		0.006368	0.007022
18.000		0.000	0.000645
19.000			-0.000758
20.000			-0.000461
21.000			-0.000106
22.000			1.942E-05
23.000			2.493E-05
24.000			8.102E-06
25.000			0.000

Tableau 4.43: les résultats obtenus des efforts tranchants de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu monocouche « Argile », H=100 KN, V=1000KN

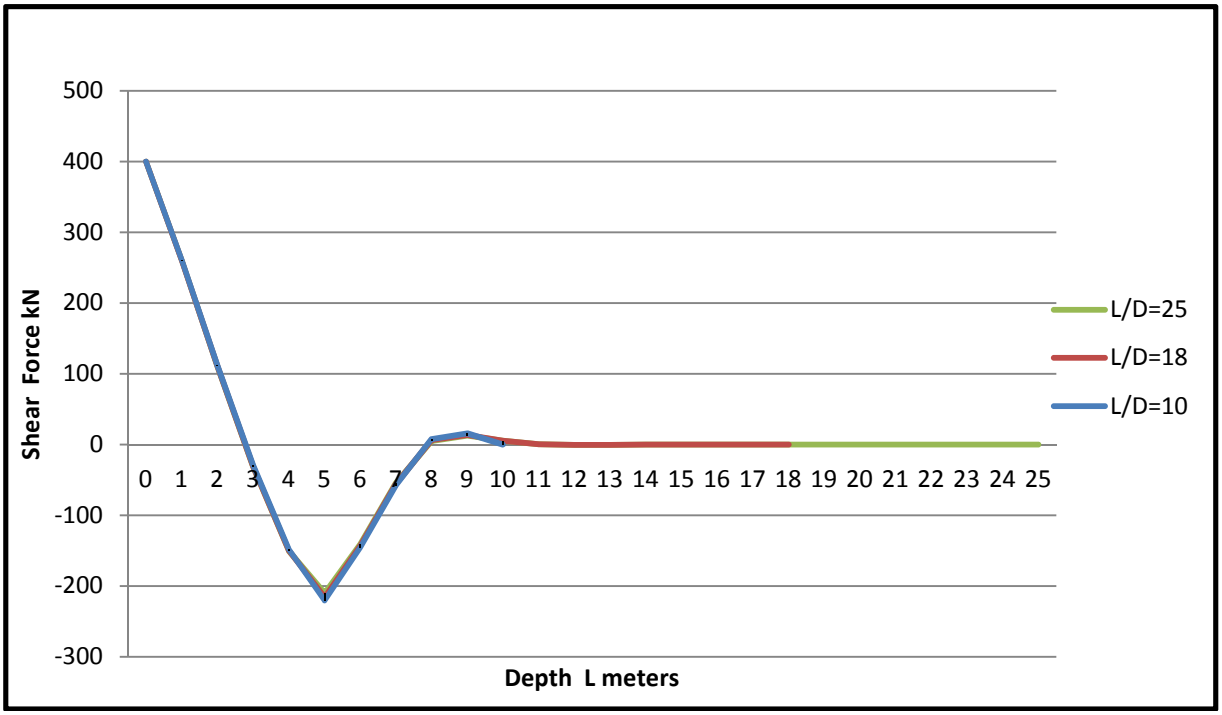


Figure 4.97 : Comparaison des efforts tranchants du pieu dans le sol monocouche « Argile », pour les différents élancements

Conclusion

D'après la *figure 4.97*, on constate que les courbes de l'effort tranchant du pieu sont presque confondus et ce quelque soit le rapport d'élancement **L/D** (D est fixe, L est variable) , ces courbes décroissent progressivement vers le 0 pour la profondeur Z≥10m

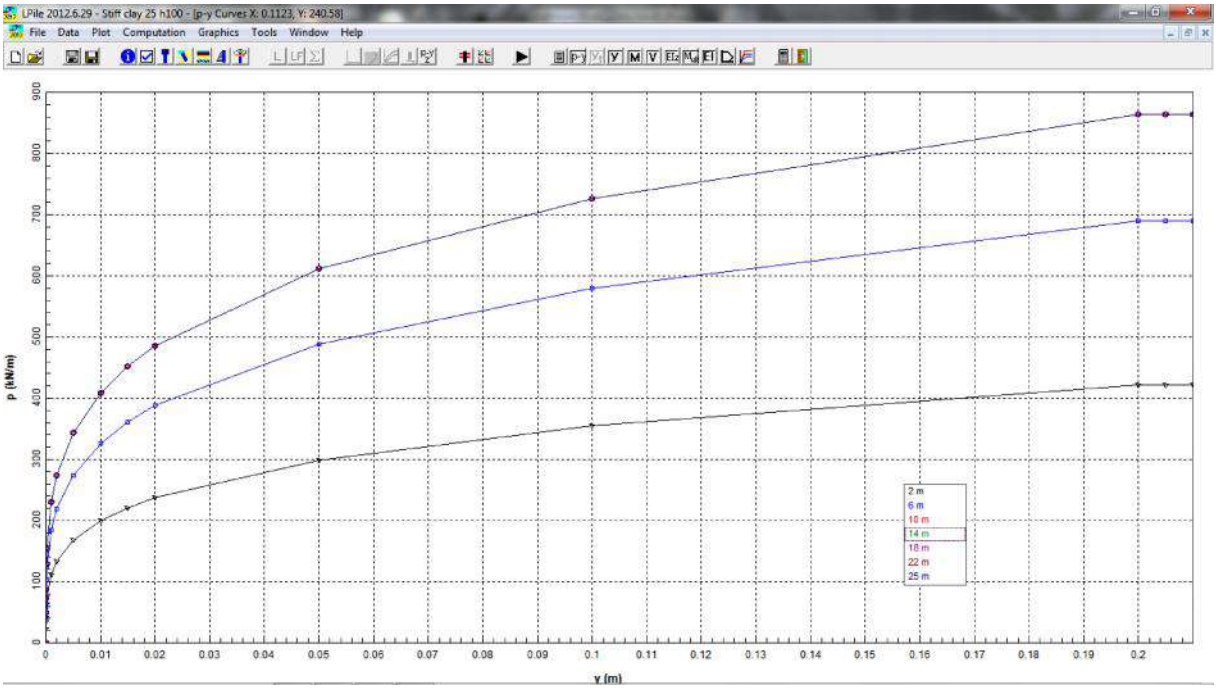


Figure 4.98 : courbes P-Y dans le sol monocouche « Argile », pour les différentes profondeurs

Profondeur (m)													
2		6		10		14		18		22		25	
Déplac Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplac Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplac Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplac Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplac Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplac Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplac Y (m)	Pression P (KN/m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.00E-06	23.7308	2.00E-06	38.80155	2.00E-06	48.58629	2.00E-06	48.58629	2.00E-06	48.58629	2.00E-06	48.58629	2.00E-06	48.58629
0.00001	35.48583	0.00001	58.02185	0.00001	72.65345	0.00001	72.65345	0.00001	72.65345	0.00001	72.65345	0.00001	72.65345
0.00002	42.2	0.00002	69	0.00002	86.4	0.00002	86.4	0.00002	86.4	0.00002	86.4	0.00002	86.4
0.0001	63.10372	0.0001	103.17907	0.0001	129.19814	0.0001	129.19814	0.0001	129.19814	0.0001	129.19814	0.0001	129.19814
0.0002	75.04339	0.0002	122.70128	0.0002	153.64334	0.0002	153.64334	0.0002	153.64334	0.0002	153.64334	0.0002	153.64334
0.001	112.21604	0.001	183.48121	0.001	229.75038	0.001	229.75038	0.001	229.75038	0.001	229.75038	0.001	229.75038
0.002	133.44812	0.002	218.19716	0.002	273.22079	0.002	273.22079	0.002	273.22079	0.002	273.22079	0.002	273.22079
0.005	167.80212	0.005	274.3684	0.005	343.55696	0.005	343.55696	0.005	343.55696	0.005	343.55696	0.005	343.55696
0.01	199.55148	0.01	326.28086	0.01	408.56038	0.01	408.56038	0.01	408.56038	0.01	408.56038	0.01	408.56038
0.015	220.84002	0.015	361.08913	0.015	452.14638	0.015	452.14638	0.015	452.14638	0.015	452.14638	0.015	452.14638
0.02	237.30804	0.02	388.01552	0.02	485.86291	0.02	485.86291	0.02	485.86291	0.02	485.86291	0.02	485.86291
0.05	298.39906	0.05	487.90368	0.05	610.94026	0.05	610.94026	0.05	610.94026	0.05	610.94026	0.05	610.94026
0.1	354.85829	0.1	580.21853	0.1	726.5345	0.1	726.5345	0.1	726.5345	0.1	726.5345	0.1	726.5345
0.2	422	0.2	690	0.2	864	0.2	864	0.2	864	0.2	864	0.2	864
0.205	422	0.205	690	0.205	864	0.205	864	0.205	864	0.205	864	0.205	864
0.21	422	0.21	690	0.21	864	0.21	864	0.21	864	0.21	864	0.21	864

Tableau 4.44: les résultats obtenus des pressions P et déplacements Y dans le sol monocouche « sable », pour les différentes profondeurs

3. Comportement non linéaire du sol-pieudans un sol multicouche :

Dans cette étape, l'étude sera menée en considérant le pieu situé dans un sol multicouche en mettant l'accent sur l'effet de la variation du chargement axial, du chargement latéral et de l'élancement du pieu sur leur comportement.

3.1. Effet de la variation du chargement axial :

Les caractéristiques mécaniques introduites pour le calcul sont résumées dans le *tableau suivant* :

Sable	**Le poids volumique de sol γ_s**	26 KN/m3
	L'angle de frottement φ	35°
	Le coefficient k	21 000 KN/m3
Argile	**Le poids volumique de sol γ_s**	19 KN/m3
	Cohésion C	96 KN/m2
	E_{50}	0.005

Tableau 4.45 : Caractéristiques mécaniques du sable et de l'argile

Le type du pieu	pieu en béton armé de section transversale circulaire (pieu foré)
Le diamètre D	1 ml
Le module d'élasticité Ep	20000 MPA
Résistance à la compression du béton	25 MPa
L'élancement L/D	**10**

Tableau 4.46 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =10

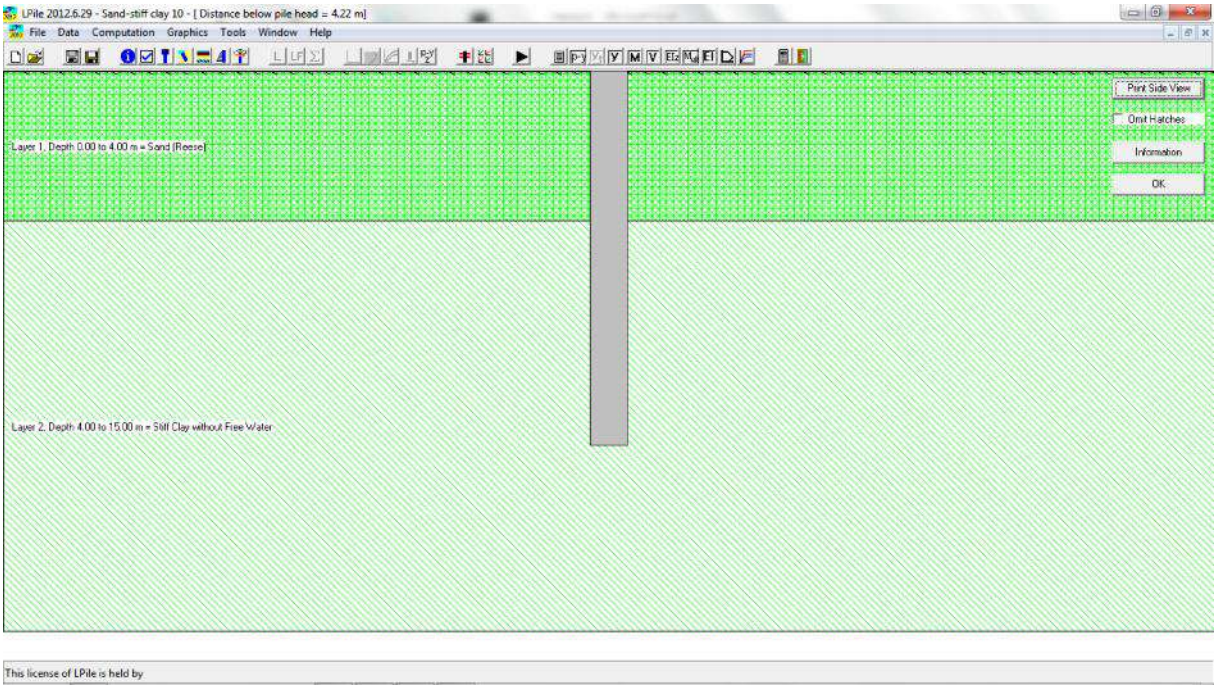


Figure 4.99 : Modèle géométrique multicouche, L/D =10

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 100.0000	M = 0.0000	0.000	0.00189159	208.16872428	-109.9233	-0.00058041
Case 2	H = 100.0000	M = 0.0000	100.000	0.00189260	208.24999202	-109.9750	-0.00058075
Case 3	H = 100.0000	M = 0.0000	500.000	0.00189923	208.37574578	-110.1801	-0.00058323
Case 4	H = 100.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00191192	208.21100325	-110.3449	-0.00058803
Case 5	H = 100.0000	M = 0.0000	1500.000	0.00192699	207.88061466	-110.4367	-0.00059369
Case 6	H = 100.0000	M = 0.0000	2000.000	0.00194282	207.50989509	-110.5105	-0.00059963

Tableau 4.47: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

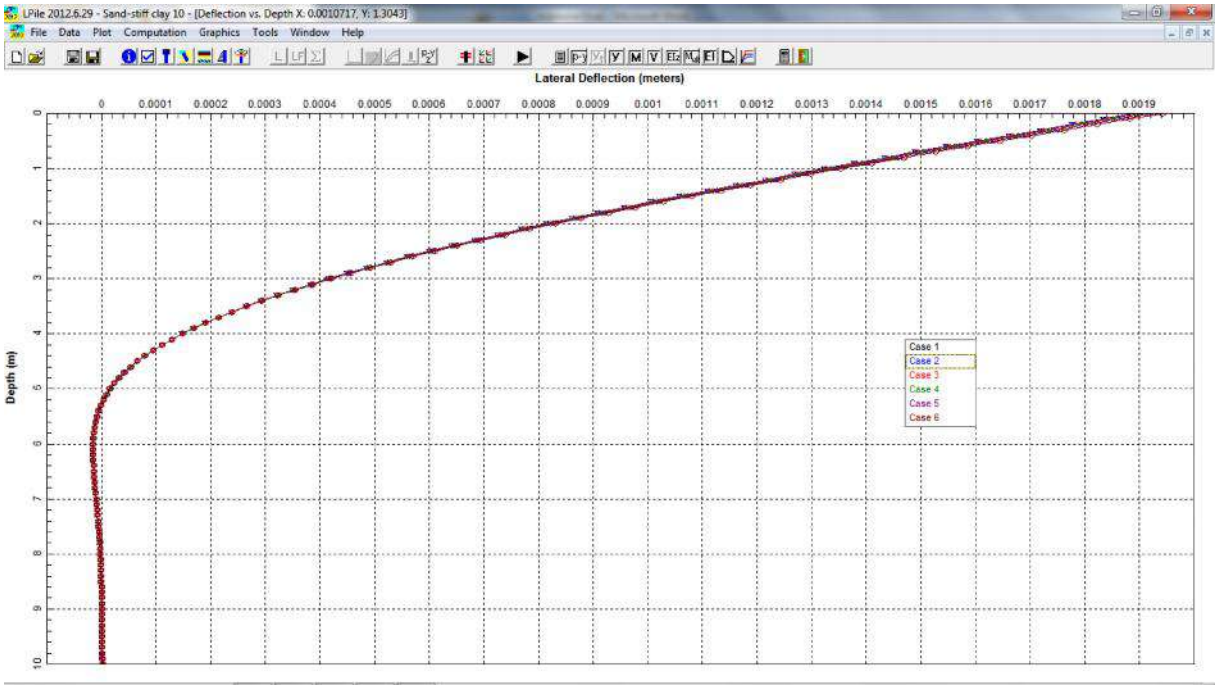


Figure 4.100 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

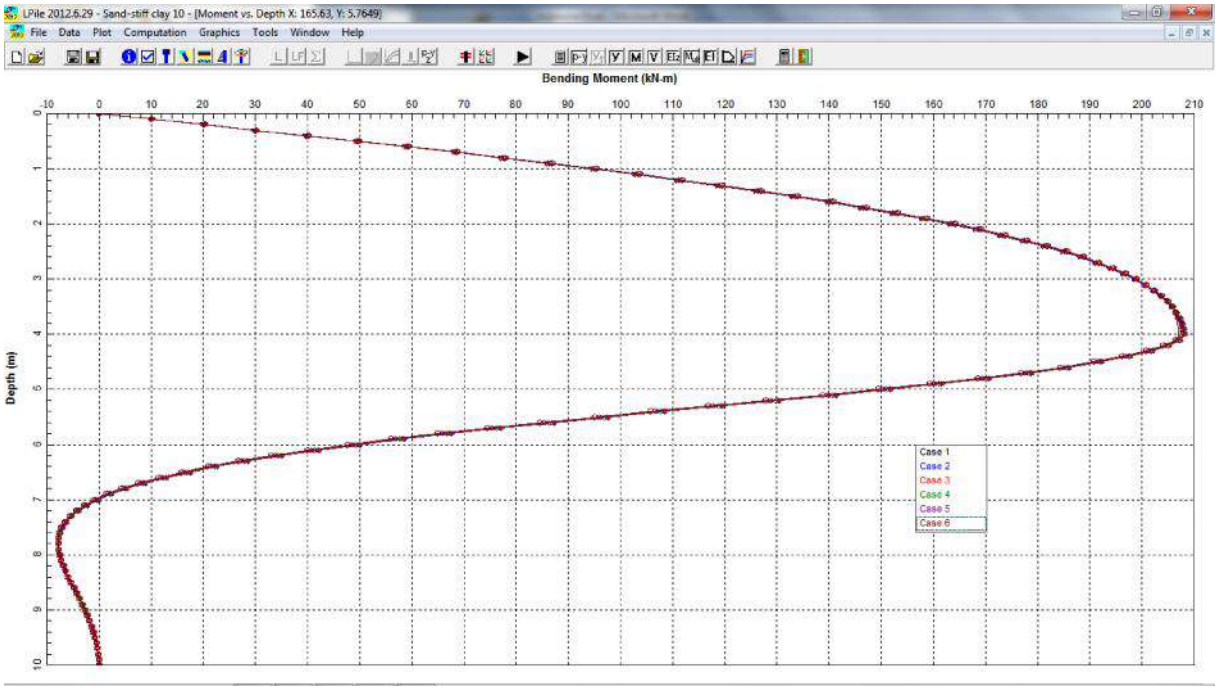


Figure 4.101 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

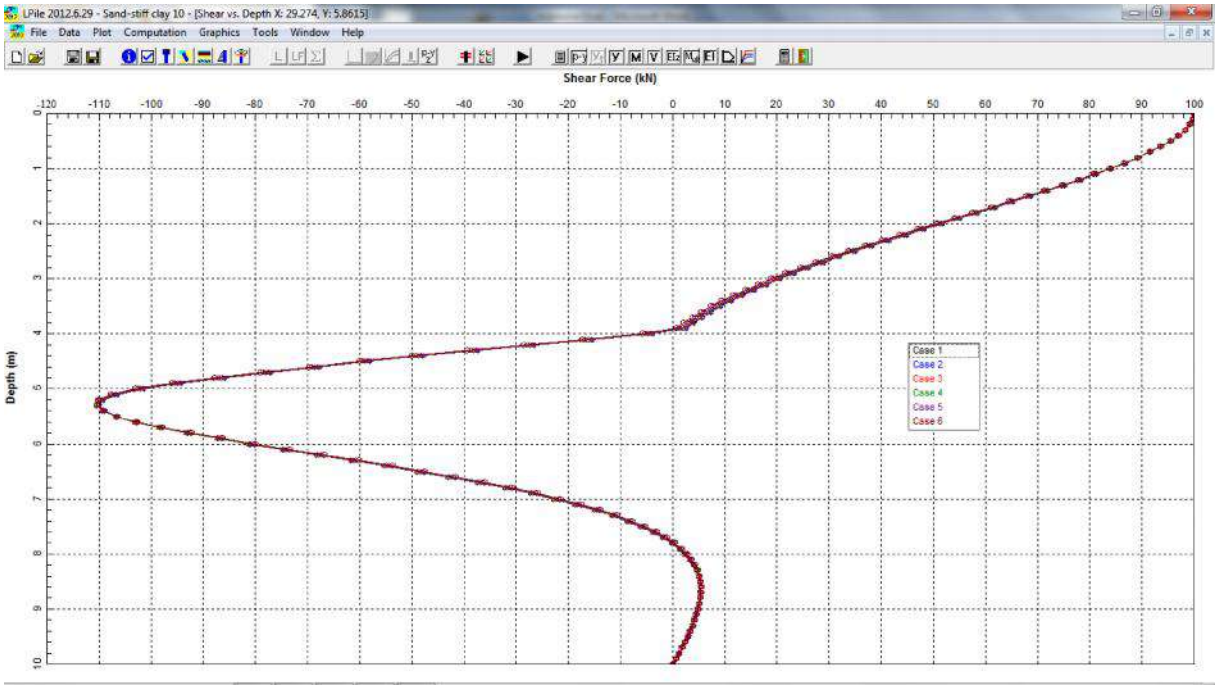


Figure 4.102 Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.100*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (figure *4.101*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 6m≥Z≥5m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.102)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 5m≥Z≥4m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 0.0000	0.000	0.01531404	562.45336756	400.0000	-0.00560863
Case 2	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01502427	567.46843437	400.0000	-0.00546894
Case 3	H = 400.0000	M = 0.0000	500.000	0.01353774	594.51870710	400.0000	-0.00472478
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.01194321	631.08746292	400.0000	-0.00396955
Case 5	H = 400.0000	M = 0.0000	1500.000	0.01074782	666.09201160	400.0000	-0.00344214
Case 6	H = 400.0000	M = 0.0000	2000.000	0.00978820	699.80544810	400.0000	-0.00303375

Tableau 4.48: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

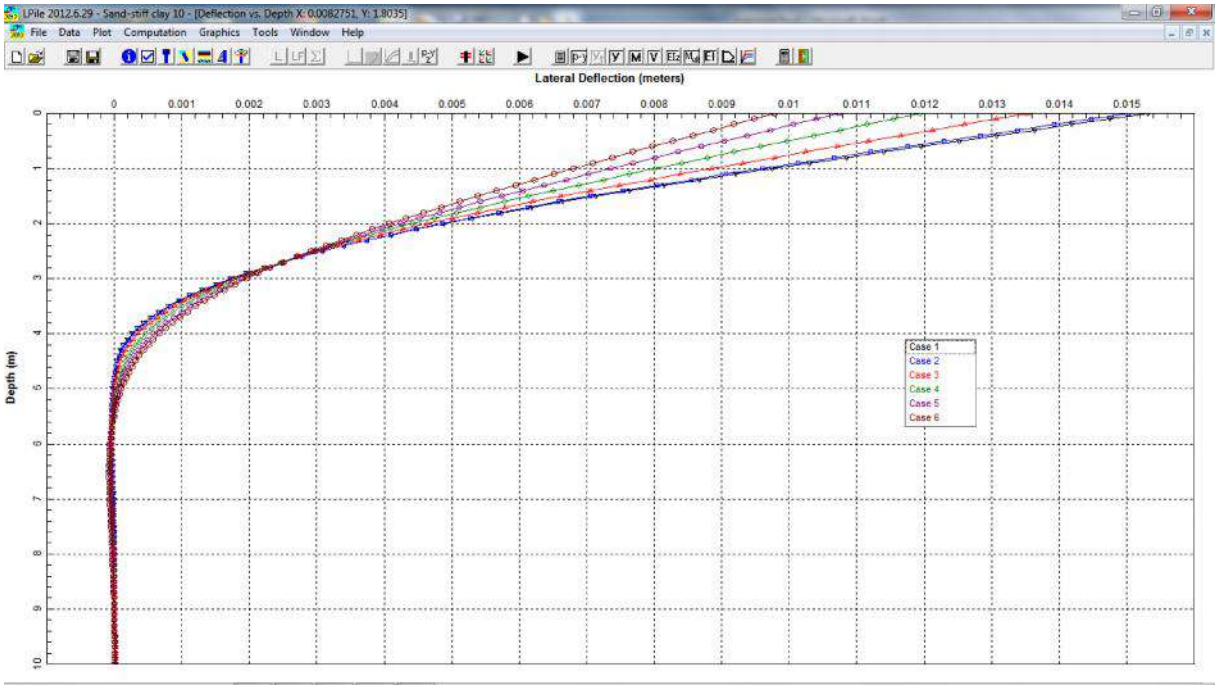


Figure 4.103 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

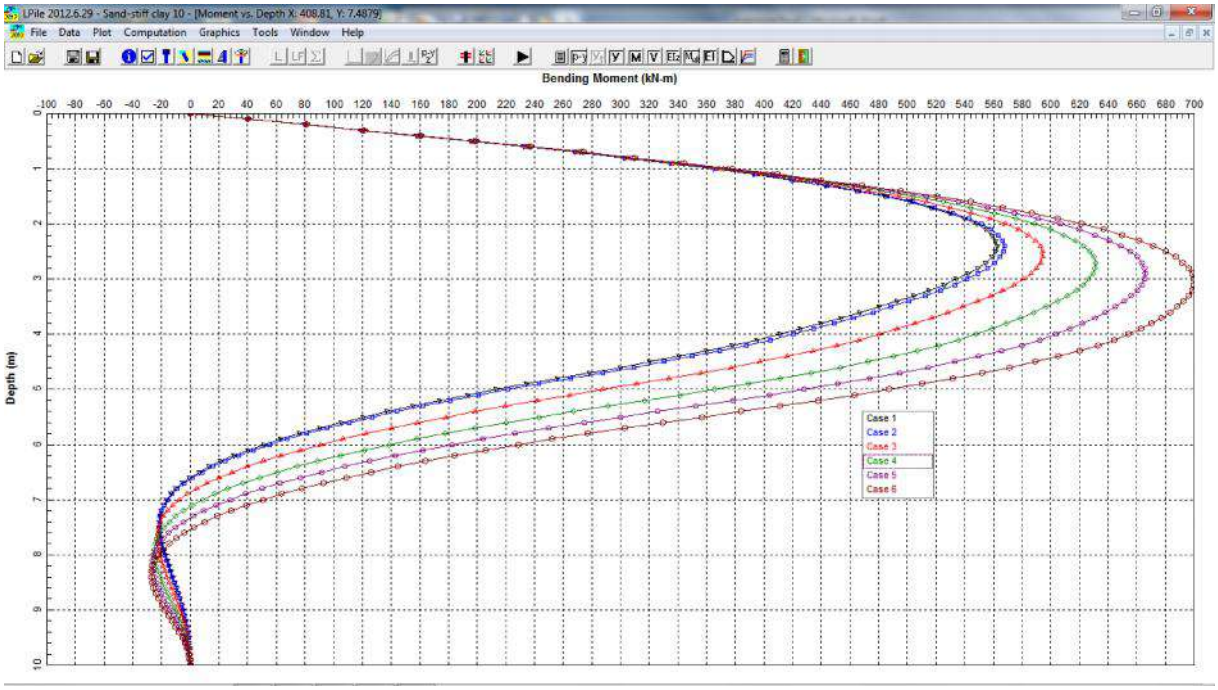


Figure 4.104 Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

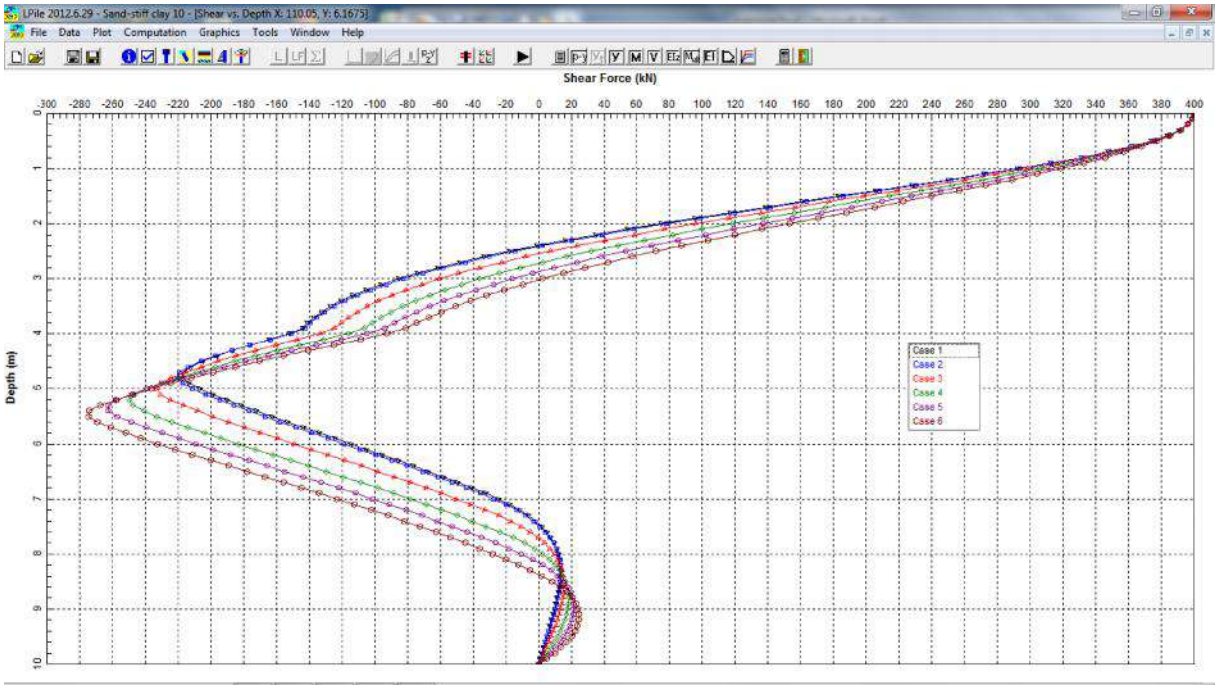


Figure 4.105 Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.103*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.104*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour les profondeurs Z=0m, Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.105)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 800.0000	M = 0.0000	0.000	0.04735501	1246.67341653	800.0000	-0.01790171
Case 2	H = 800.0000	M = 0.0000	100.000	0.04537718	1258.85262033	800.0000	-0.01699911
Case 3	H = 800.0000	M = 0.0000	500.000	0.03956506	1299.64370695	800.0000	-0.01433189
Case 4	H = 800.0000	M = 0.0000	1000.000	0.03541022	1336.15896705	800.0000	-0.01244831
Case 5	H = 800.0000	M = 0.0000	1500.000	0.03283119	1363.89858957	800.0000	-0.01129627
Case 6	H = 800.0000	M = 0.0000	2000.000	0.03060494	1389.80574075	800.0000	-0.01031025

Tableau 4.49: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=800 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

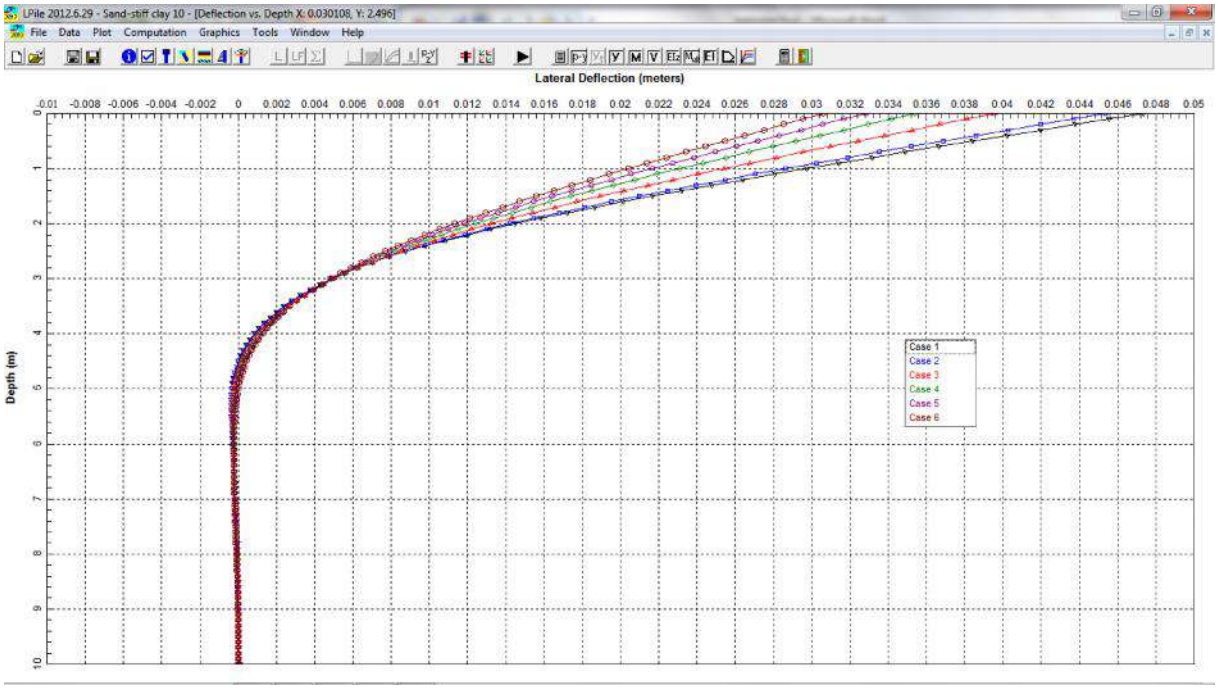


Figure 4.106 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

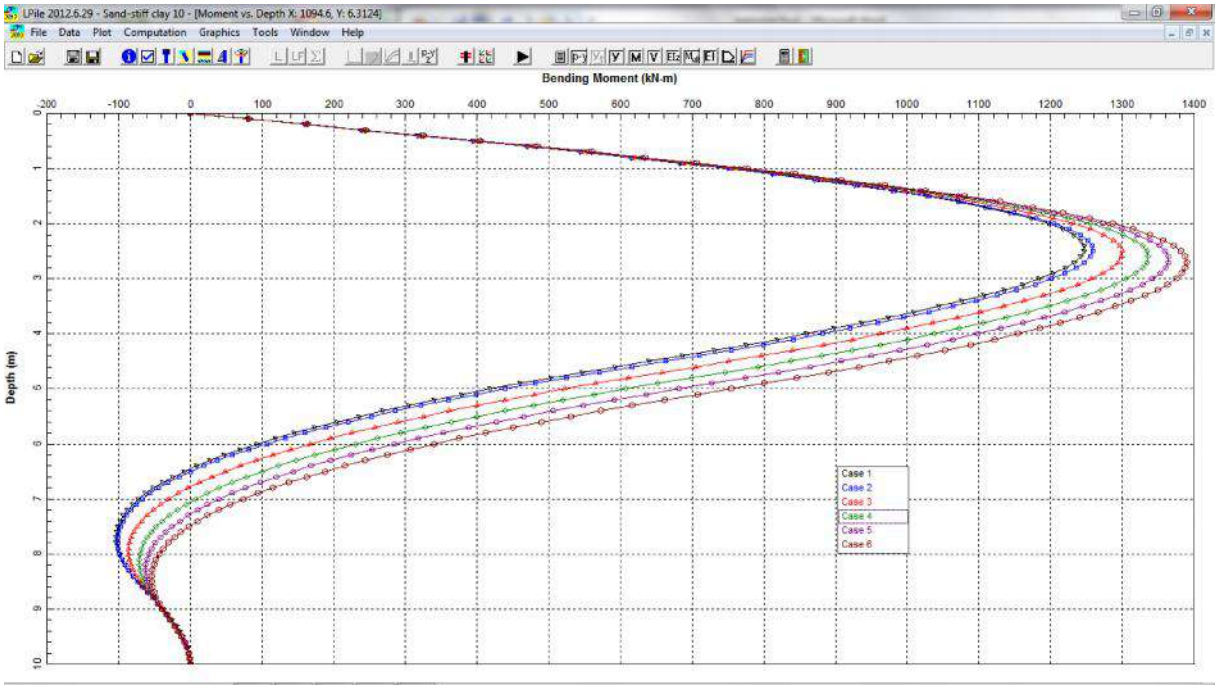


Figure 4.107 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN),en milieu multicouche, L/D=10.

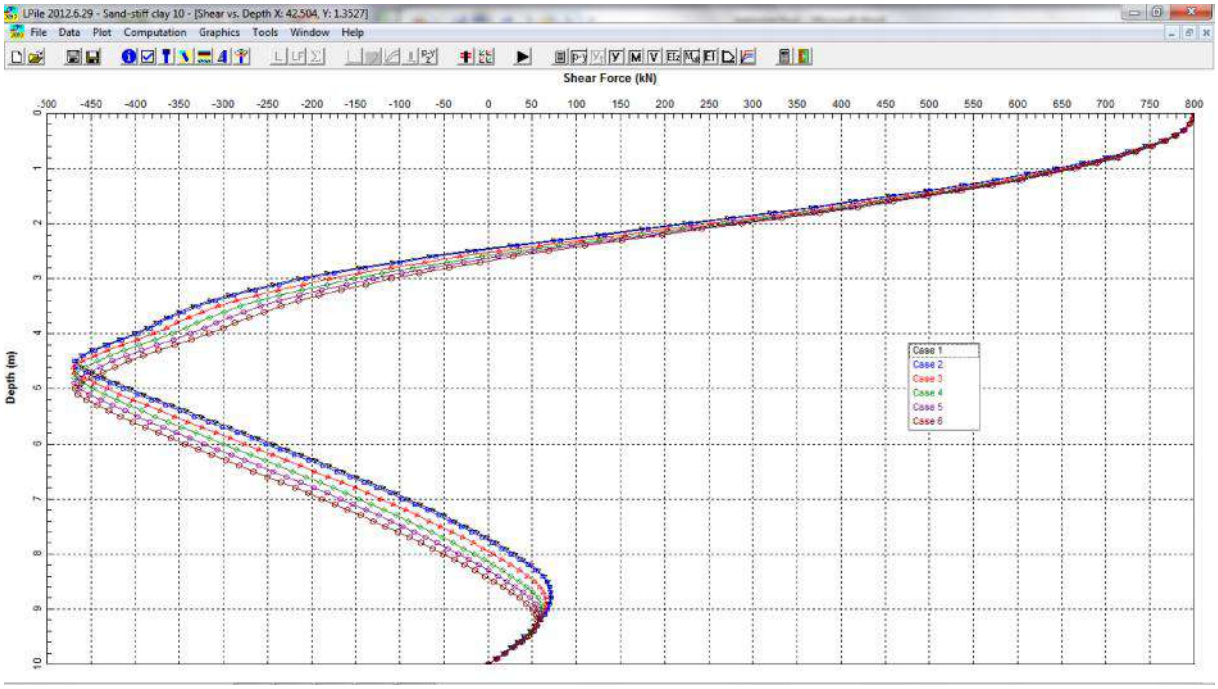


Figure 4.108 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=800 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.106*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.107*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 3m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour les profondeurs Z=0m, Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.108)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m))	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 100.0000	0.000	0.00056587	100.00000000	-34.4411	-0.00026367
Case 2	H = 0.0000	M = 100.0000	100.000	0.00056627	100.00260471	-34.4620	-0.00026383
Case 3	H = 0.0000	M = 100.0000	500.000	0.00056969	100.01445690	-34.5347	-0.00026545
Case 4	H = 0.0000	M = 100.0000	1000.000	0.00057529	100.04077808	-34.6054	-0.00026834
Case 5	H = 0.0000	M = 100.0000	1500.000	0.00058111	100.07198925	-34.6753	-0.00027137
Case 6	H = 0.0000	M = 100.0000	2000.000	0.00058713	100.11248146	-34.7447	-0.00027450

Tableau 4.50: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

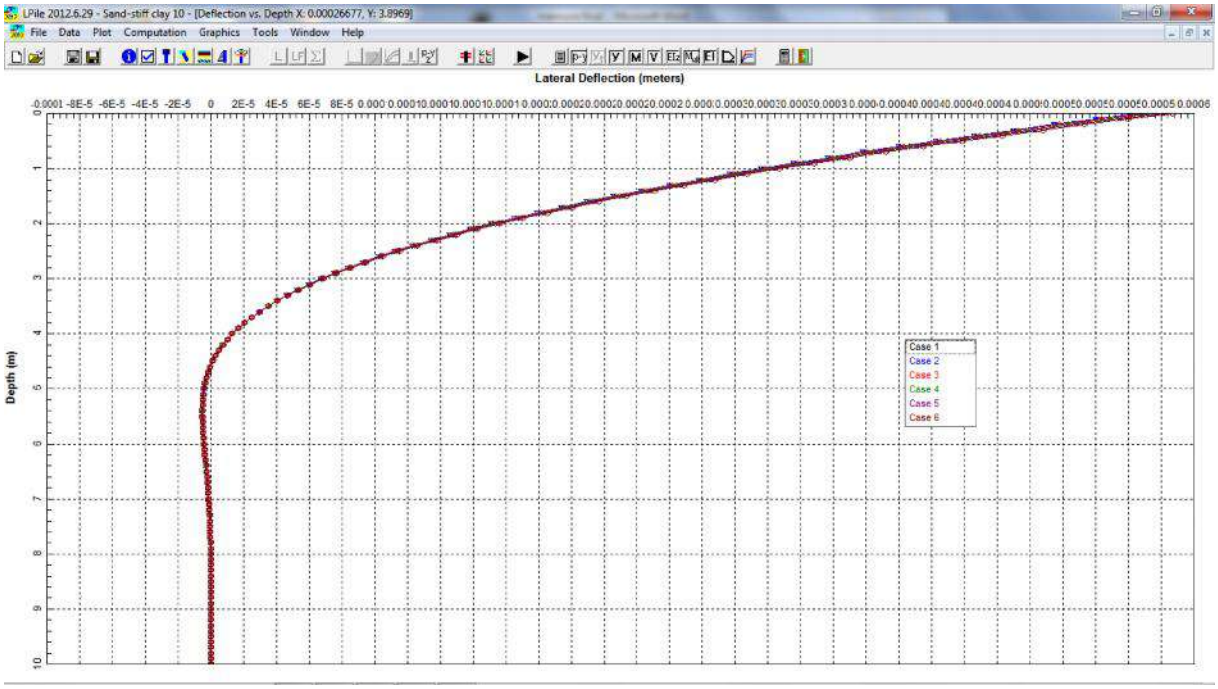


Figure 4.109 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

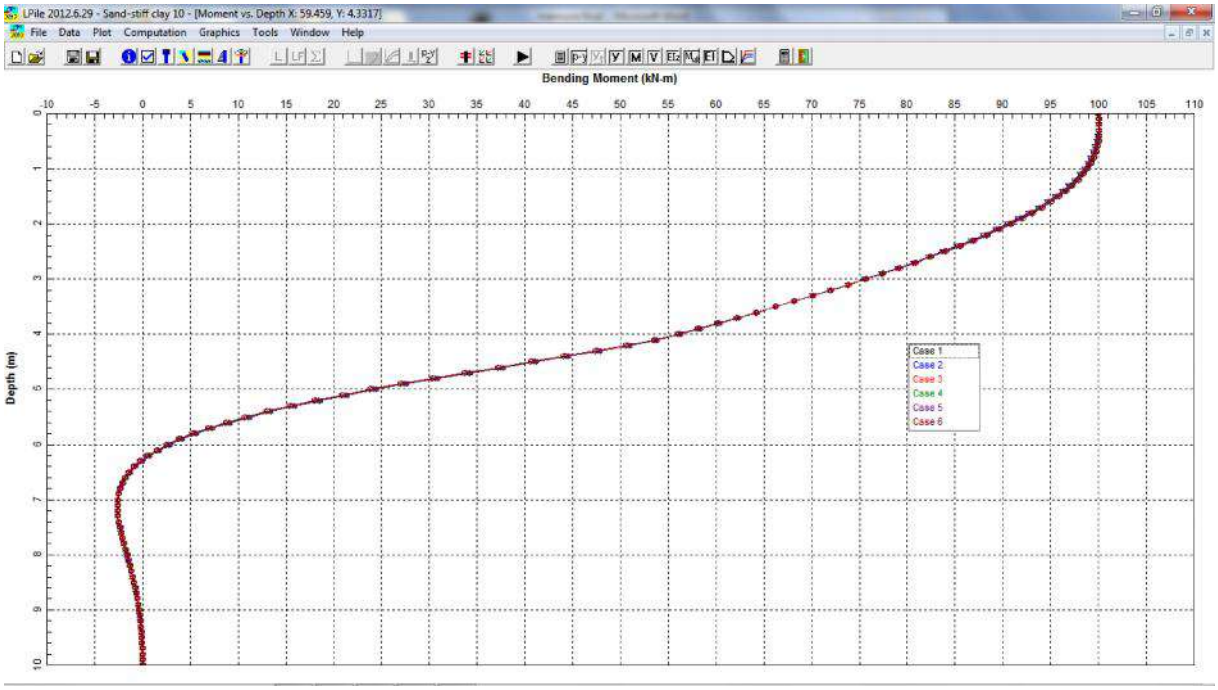


Figure 4.110 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

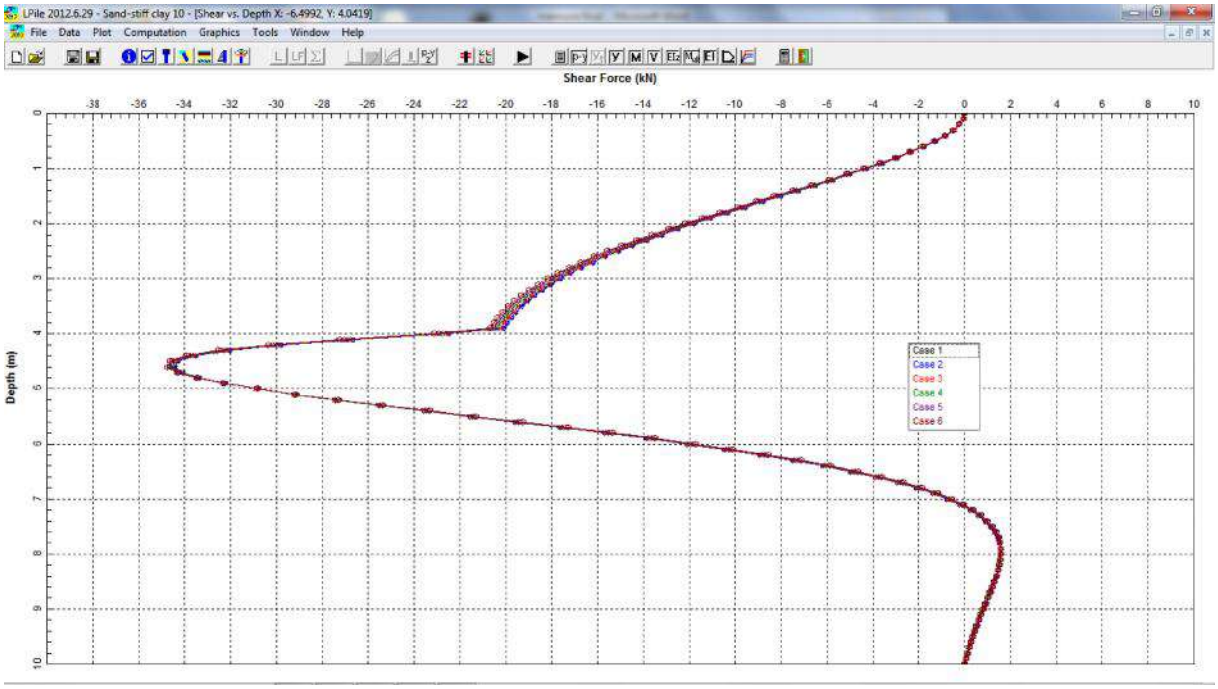


Figure 4.111 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.109*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (figure *4.110*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.111)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 5m≥Z≥4m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 300.0000	0.000	0.00171835	300.00000000	-99.5484	-0.00079897
Case 2	H = 0.0000	M = 300.0000	100.000	0.00171933	300.00789143	-99.6063	-0.00079933
Case 3	H = 0.0000	M = 300.0000	500.000	0.00172586	300.04358530	-99.8679	-0.00080207
Case 4	H = 0.0000	M = 300.0000	1000.000	0.00173868	300.12265756	-100.1659	-0.00080801
Case 5	H = 0.0000	M = 300.0000	1500.000	0.00175476	300.21586192	-100.4271	-0.00081598
Case 6	H = 0.0000	M = 300.0000	2000.000	0.00177250	300.33749297	-100.6777	-0.00082512

Tableau 4.51: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=300 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

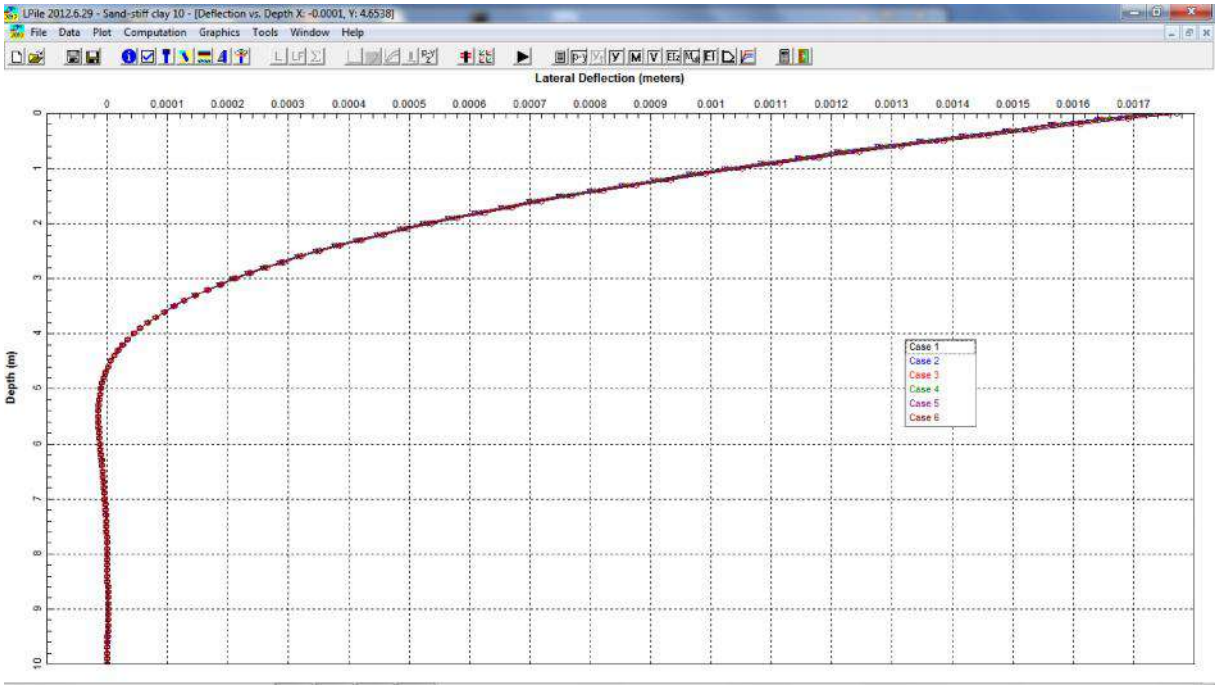


Figure 4.112 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

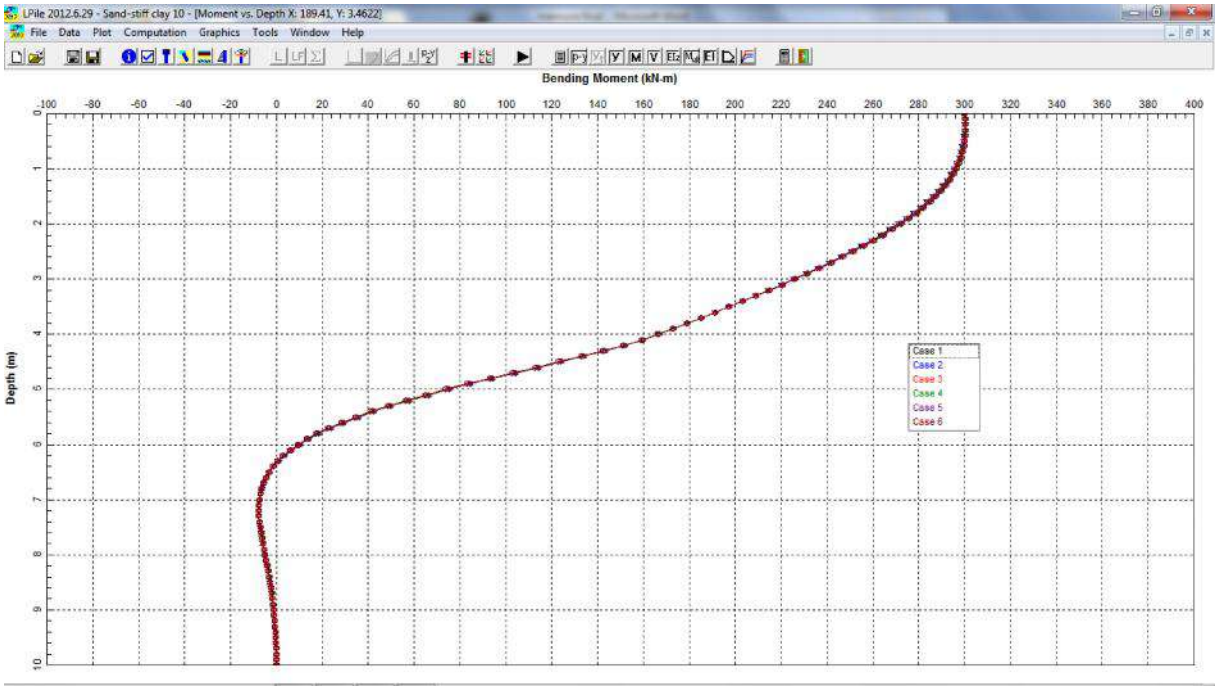


Figure 4.113 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

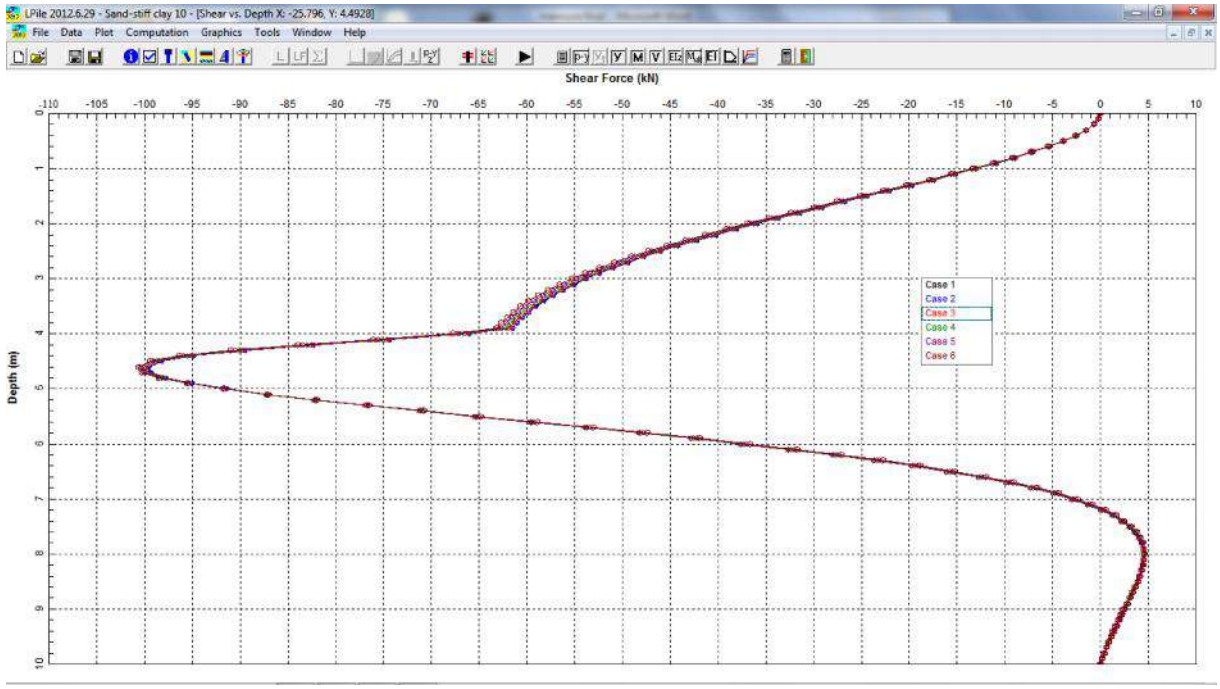


Figure 4.114 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=300 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.112*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (figure *4.113*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.114)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 5m≥Z≥4m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour les profondeurs Z=0m et Z =10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 600.0000	0.000	0.00807088	600.00000000	-157.7863	-0.00534813
Case 2	H = 0.0000	M = 600.0000	100.000	0.00785530	600.05066069	-158.7782	-0.00515896
Case 3	H = 0.0000	M = 600.0000	500.000	0.00651066	600.27993027	-167.2628	-0.00423332
Case 4	H = 0.0000	M = 600.0000	1000.000	0.00509970	600.51076251	-177.6608	-0.00317274
Case 5	H = 0.0000	M = 600.0000	1500.000	0.00426231	600.69995859	-181.9786	-0.00241046
Case 6	H = 0.0000	M = 600.0000	2000.000	0.00370565	600.77035646	-184.4725	-0.00185314

Tableau 4.52: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

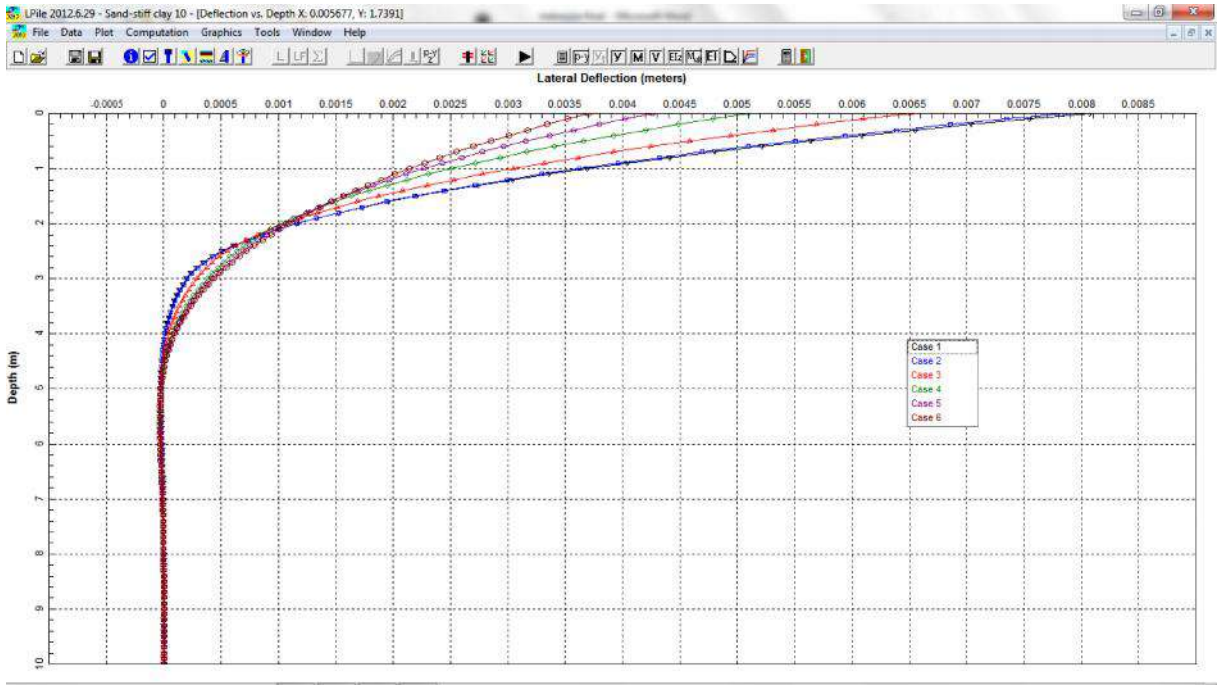


Figure 4.115 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

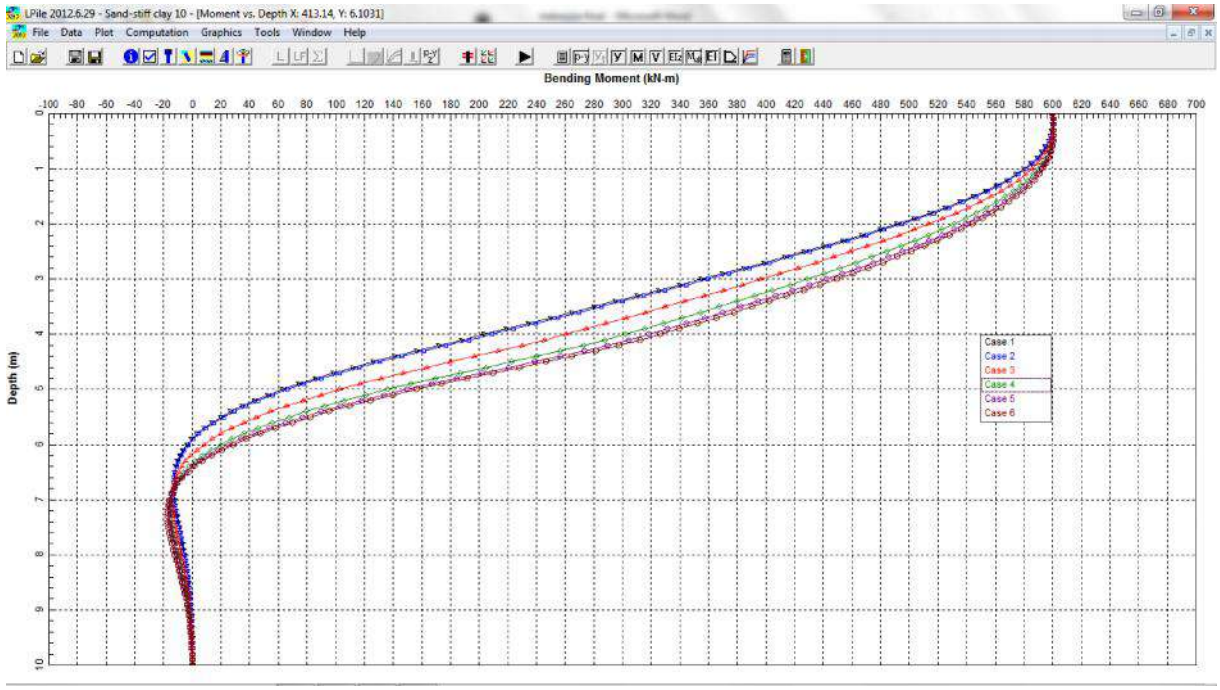


Figure 4.116 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m),en milieu multicouche, L/D=10.

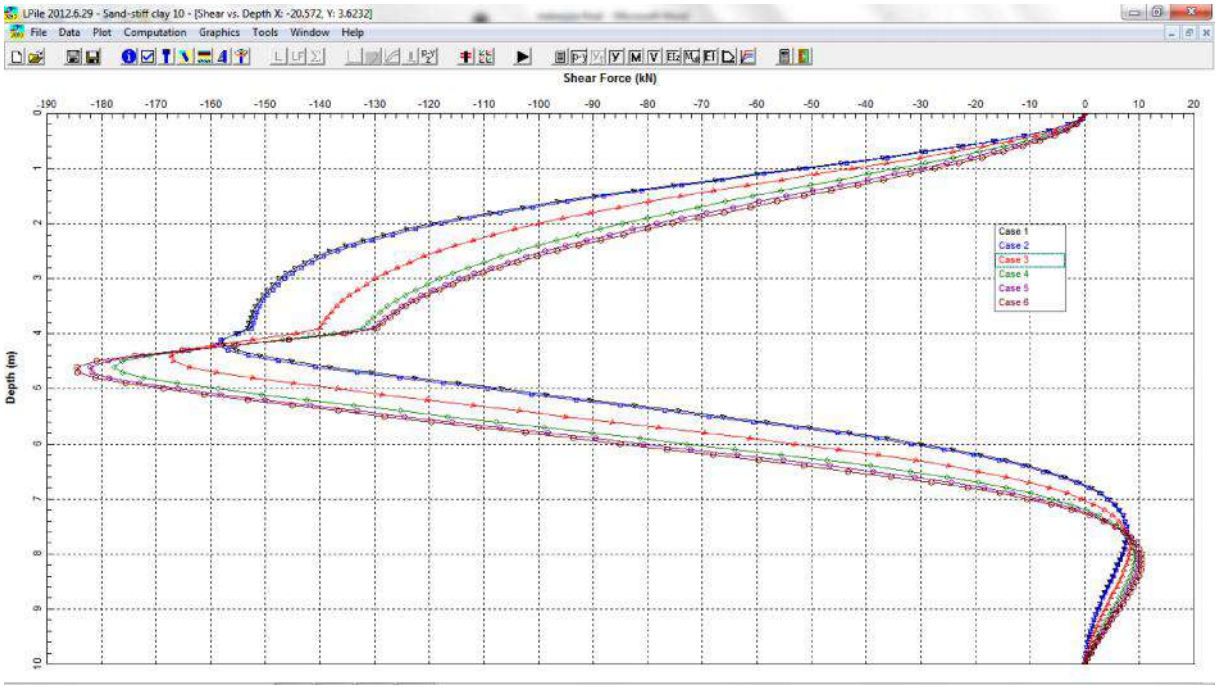


Figure 4.117 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.17*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.18*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.19),* on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 5m≥Z≥4m. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour les profondeurs Z=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 100.0000	M = 100.0000	0.000	0.00247628	273.22059945	-135.0089	-0.00084908
Case 2	H = 100.0000	M = 100.0000	100.000	0.00247758	273.35480076	-135.0787	-0.00084954
Case 3	H = 100.0000	M = 100.0000	500.000	0.00248556	273.77684810	-135.3812	-0.00085264
Case 4	H = 100.0000	M = 100.0000	1000.000	0.00250085	274.09800259	-135.7035	-0.00085896
Case 5	H = 100.0000	M = 100.0000	1500.000	0.00252021	274.27556380	-135.9350	-0.00086705
Case 6	H = 100.0000	M = 100.0000	2000.000	0.00254167	274.39091627	-136.1257	-0.00087603

Tableau 4.53: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

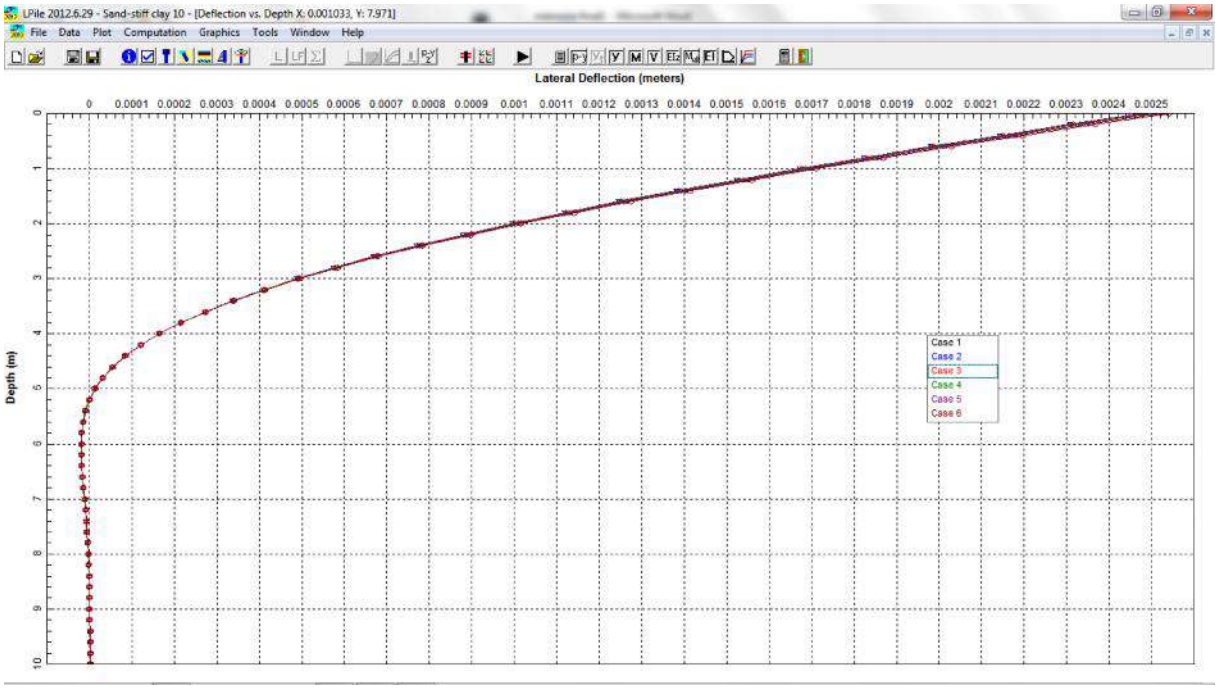


Figure 4.118 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

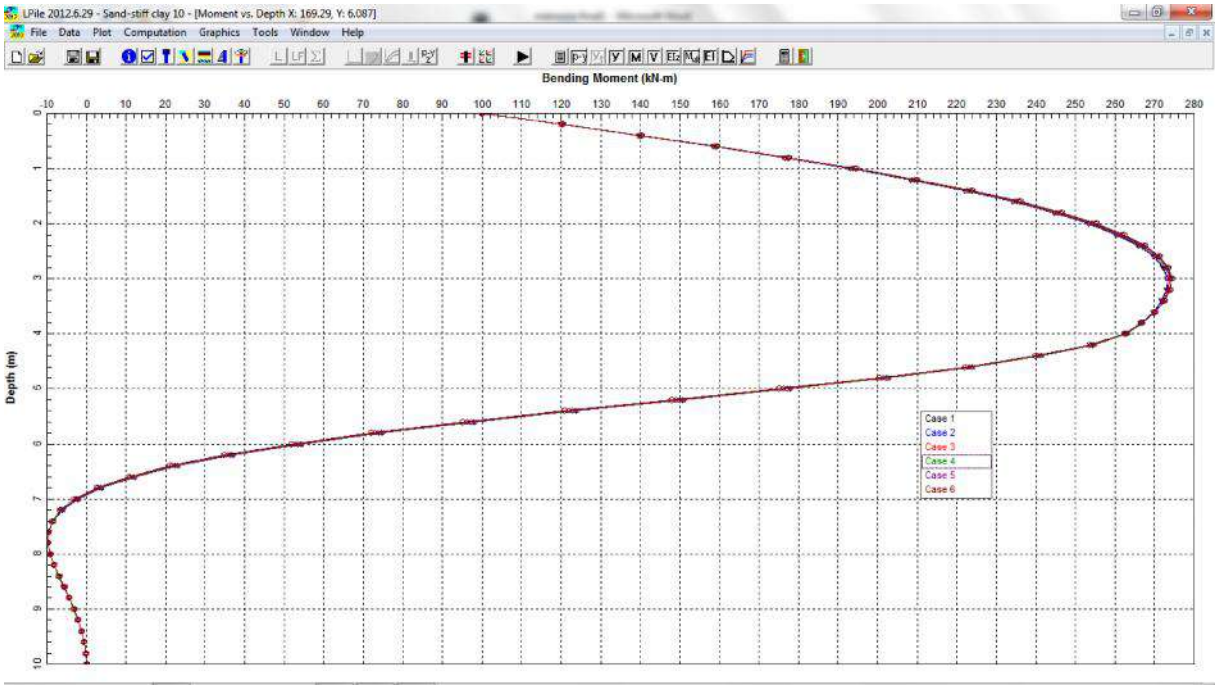


Figure 4.119 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m),en milieu multicouche, L/D=10.

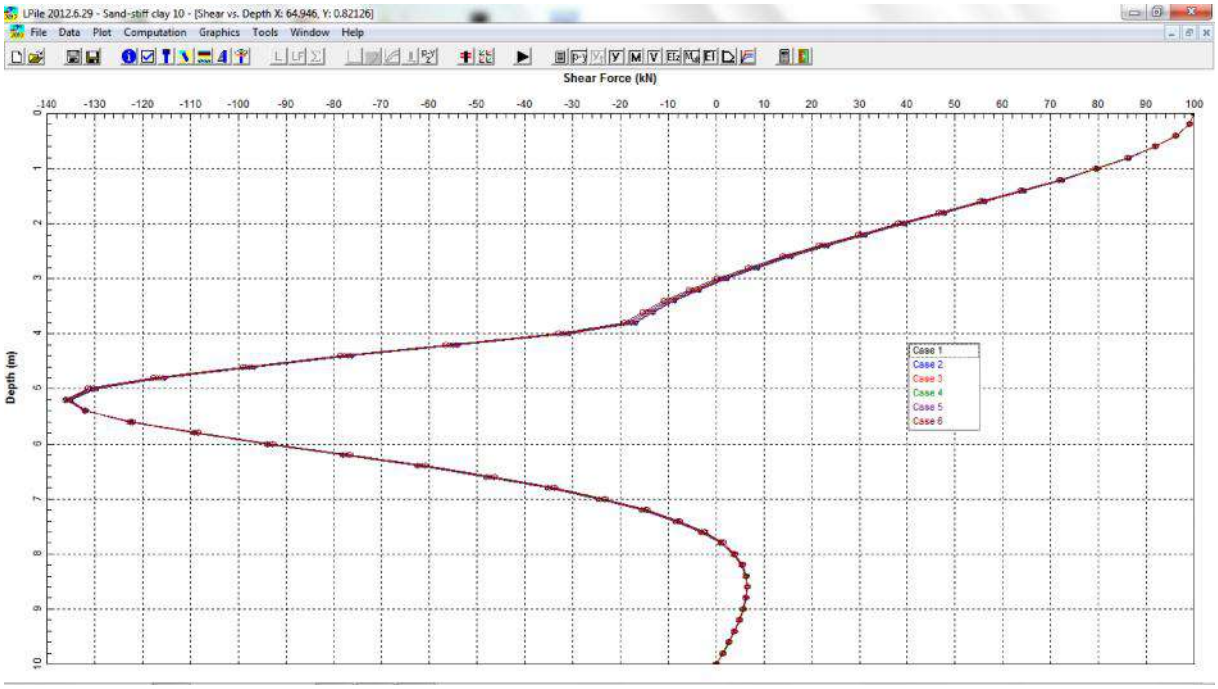


Figure 4.120: Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=100 KN, M=100 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.118*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence.

D'après la (figure *4.119)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥2m, et les courbes des différents cas sont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.120)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 6m≥Z≥5m, et les courbes des différents cassont presque confondues donc la variation de la charge axiale n'a pas une influence. La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 600.0000	0.000	0.02828774	1080.90719537	400.0000	-0.01320364
Case 2	H = 400.0000	M = 600.0000	100.000	0.02761244	1084.61374355	400.0000	-0.01279815
Case 3	H = 400.0000	M = 600.0000	500.000	0.02539152	1097.57347349	400.0000	-0.01152052
Case 4	H = 400.0000	M = 600.0000	1000.000	0.02322892	1114.55414232	400.0000	-0.01025283
Case 5	H = 400.0000	M = 600.0000	1500.000	0.02126201	1130.08483831	400.0000	-0.00908013
Case 6	H = 400.0000	M = 600.0000	2000.000	0.01941859	1145.51303325	400.0000	-0.00800686

Tableau 4.54: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

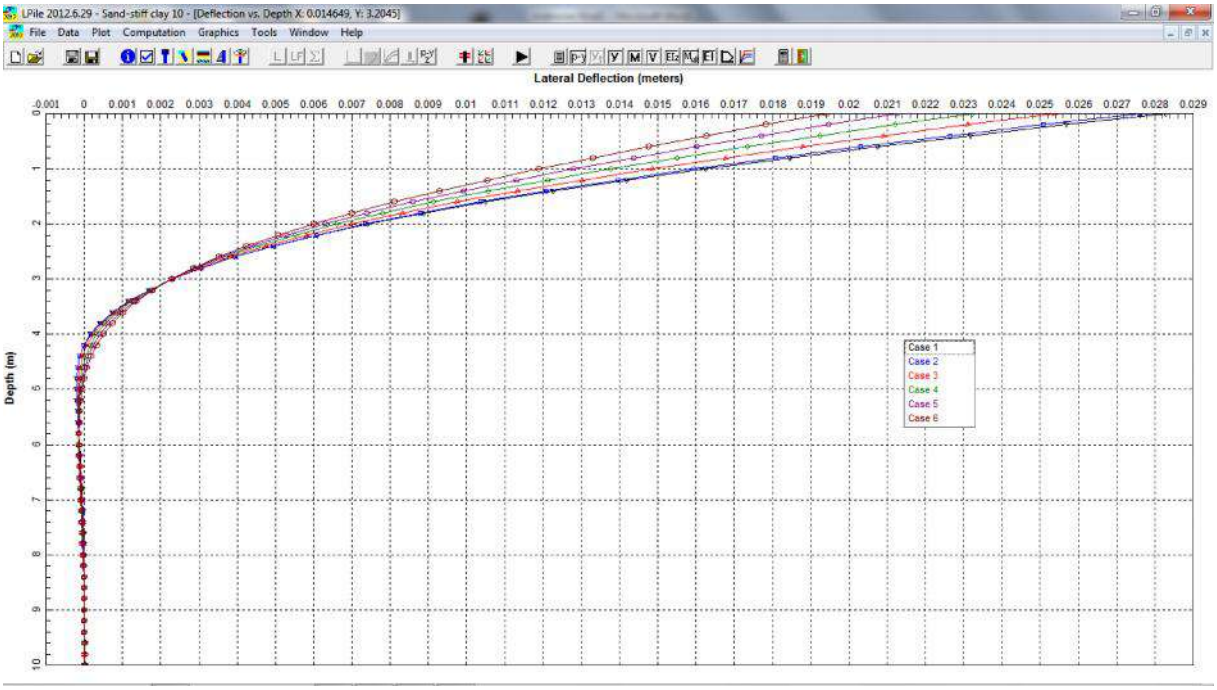


Figure 4.121 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

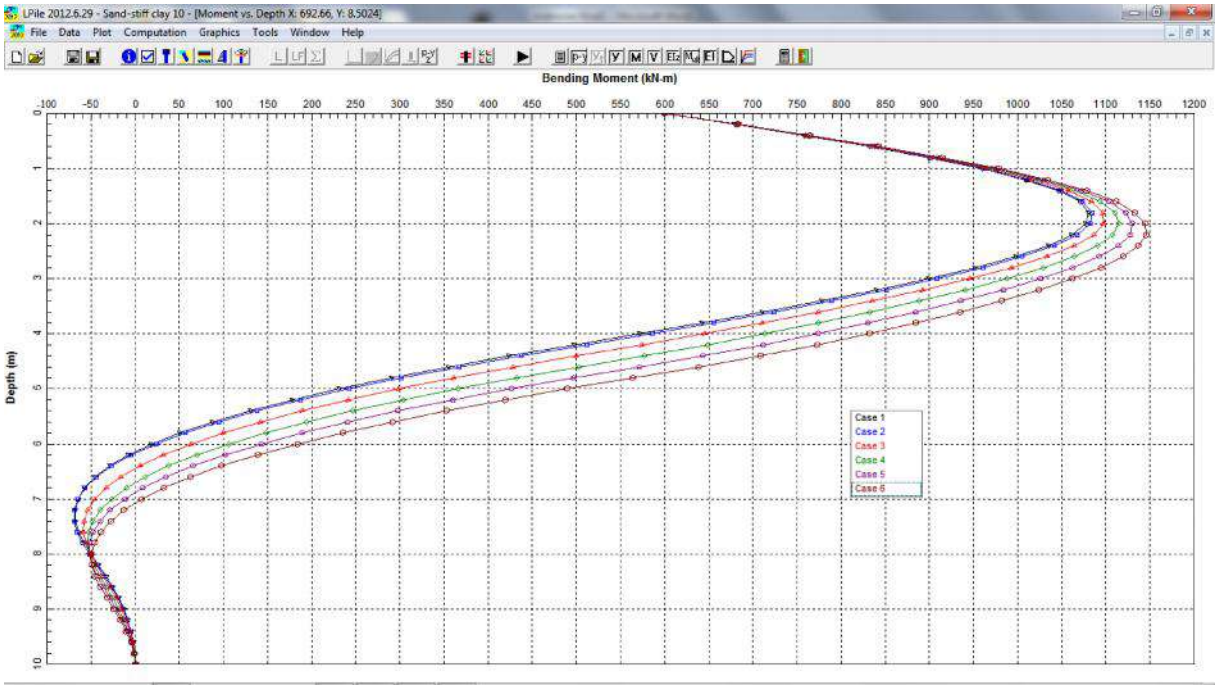


Figure 4.122 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m),en milieu multicouche, L/D=10.

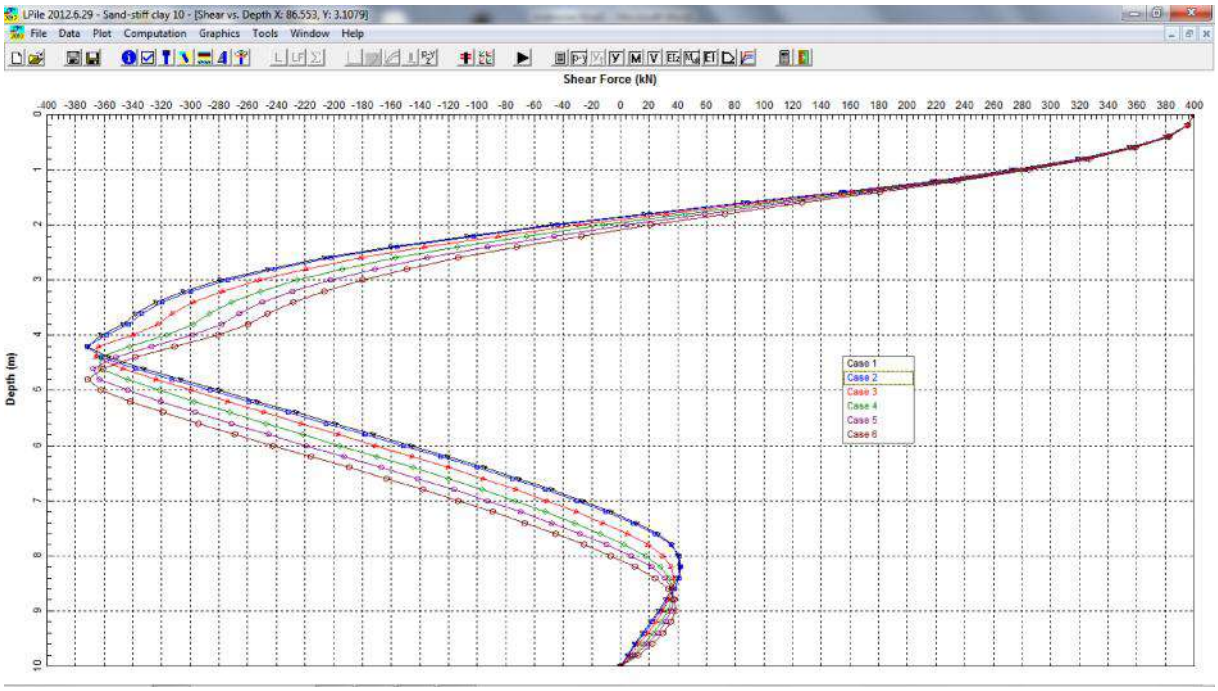


Figure 4.123: Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN, M=600 KN.m), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.121*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.122)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 3m≥Z≥1m, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z **=** 0 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.123)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Conclusion :

Pour ces différents cas de chargement H=100 KN, M=100 KN.m, M=300 KN.m, H=100 KN et M=100 KN.m, la variation de chargement axial n'a pas une influence sur le déplacement latéral du pieu, ainsi que le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Par contre, et pour les autres cas de chargement, la variation de chargement axial influe sur déplacement latéral du pieu, le moment fléchissant et l'effort tranchant de la manière suivante : plus qu'on augmente le chargement axial, le déplacement latéral en tête du pieu diminué, le moment fléchissant maximum augmente et l'effort tranchant maximum augmente.

3.2. Effet de la variation du chargement latéral :

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	100.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 100.0000	M = 0.0000	100.000	0.00189260	208.24999202	-109.9750	-0.00058075
Case 3	H = 200.0000	M = 0.0000	100.000	0.00474419	350.31118801	200.0000	-0.00146645
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01502427	567.46843437	400.0000	-0.00546894
Case 5	H = 600.0000	M = 0.0000	100.000	0.02587851	902.11313117	600.0000	-0.00959216
Case 6	H = 800.0000	M = 0.0000	100.000	0.04537718	1258.85262033	800.0000	-0.01699911

Tableau 4.55: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

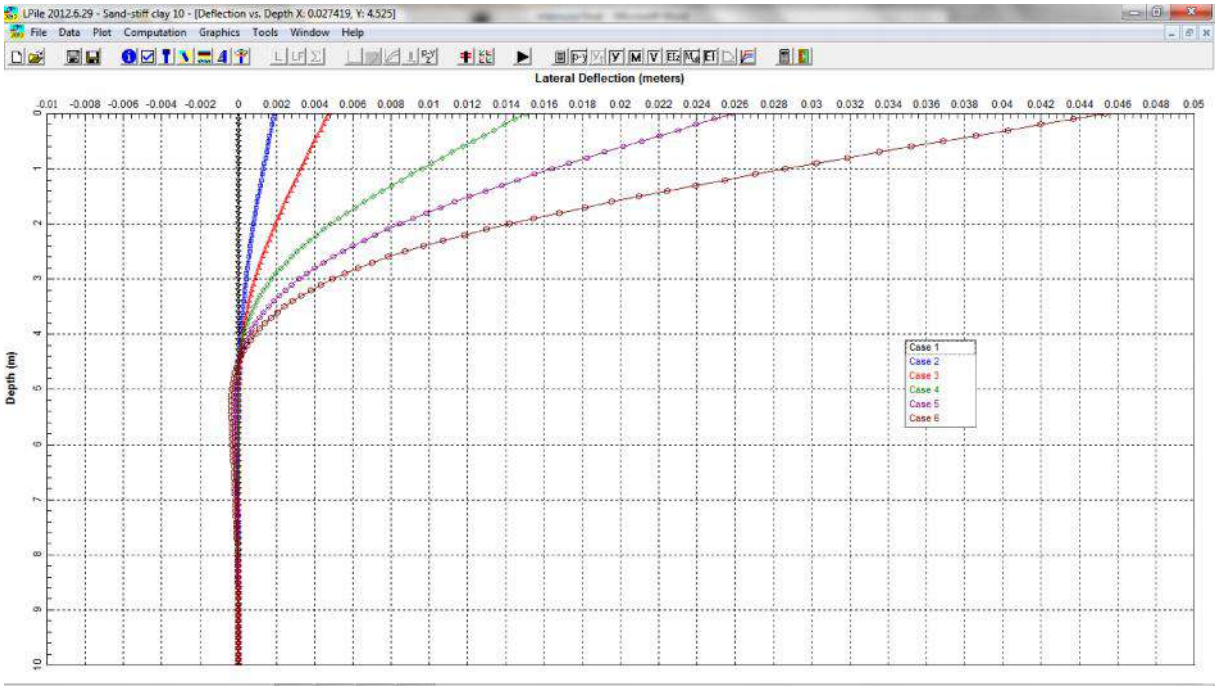


Figure 4.124 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

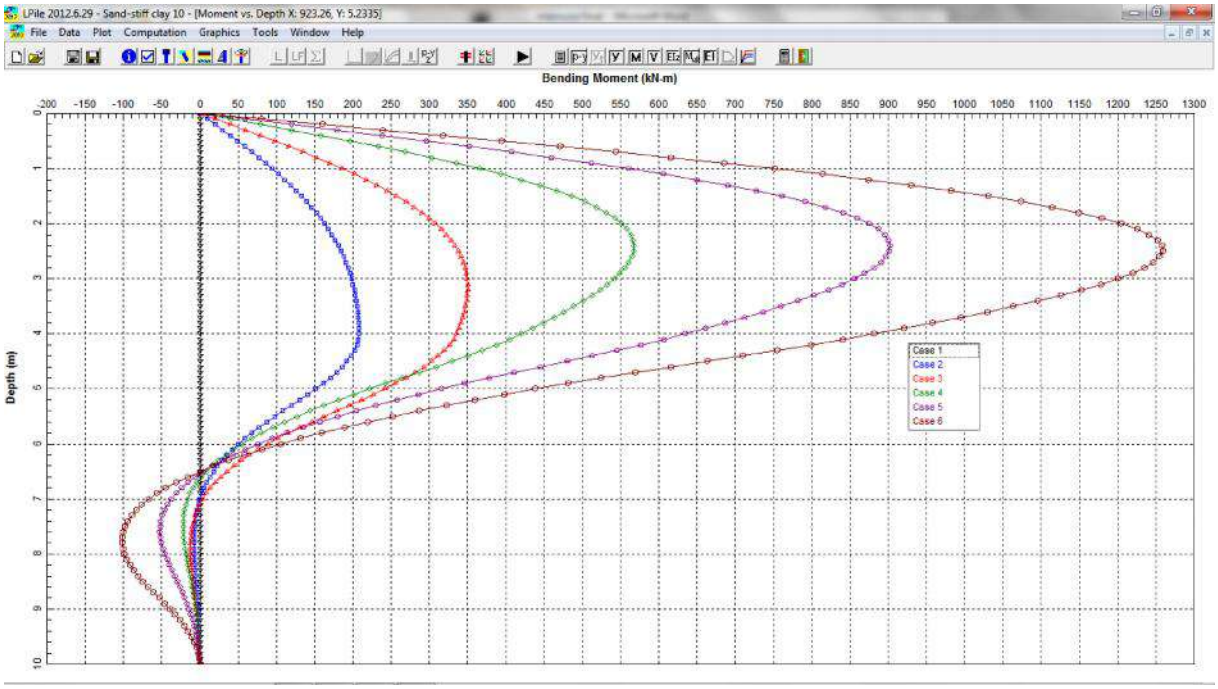


Figure 4.125 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

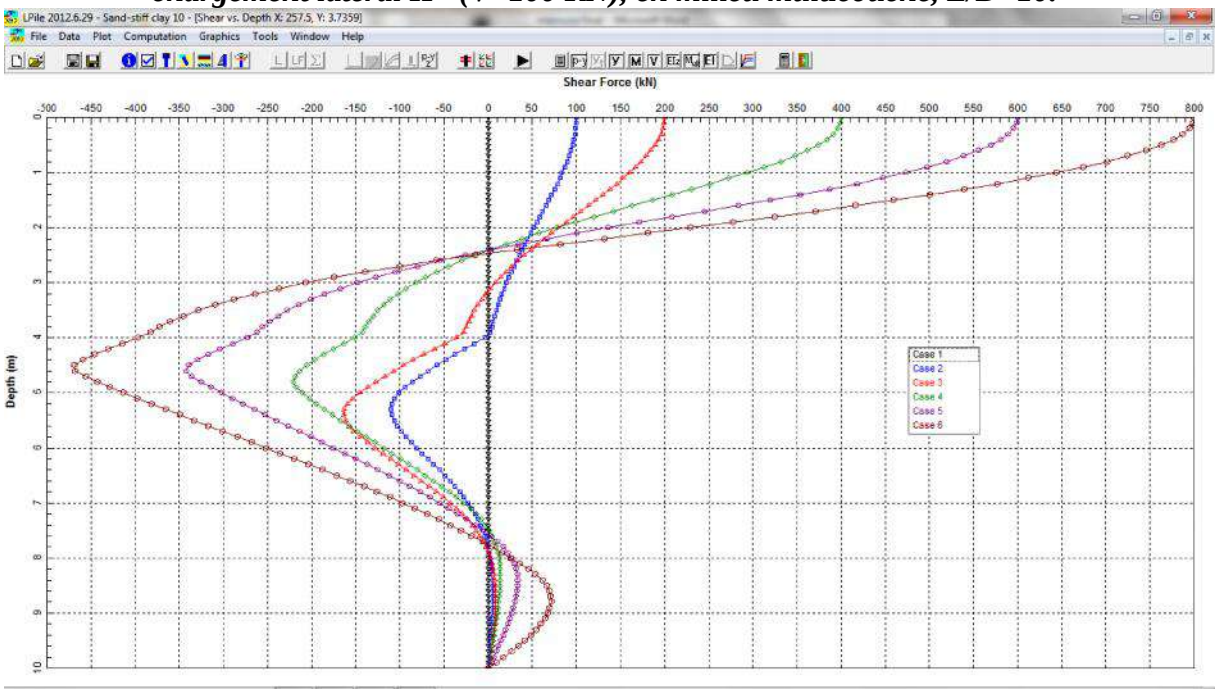


Figure 4.126 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.124)*, on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).

D'après la (figure *4.125)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 5m≥Z≥2m, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour les profondeurs Z **=** 0 m et Z=10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

D'après la (figure *4.126)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, sauf pour H=100 KN le plus grande valeur se produit dans le profondeur 5m≥Z≥6m, la valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	1000.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 100.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00191192	208.21100325	-110.3449	-0.00058803
Case 3	H = 200.0000	M = 0.0000	1000.000	0.00395637	396.16555325	200.0000	-0.00118993
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.01194321	631.08746292	400.0000	-0.00396955
Case 5	H = 600.0000	M = 0.0000	1000.000	0.02189834	949.82980716	600.0000	-0.00765694
Case 6	H = 800.0000	M = 0.0000	1000.000	0.03541022	1336.15896705	800.0000	-0.01244831

Tableau 4.56: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

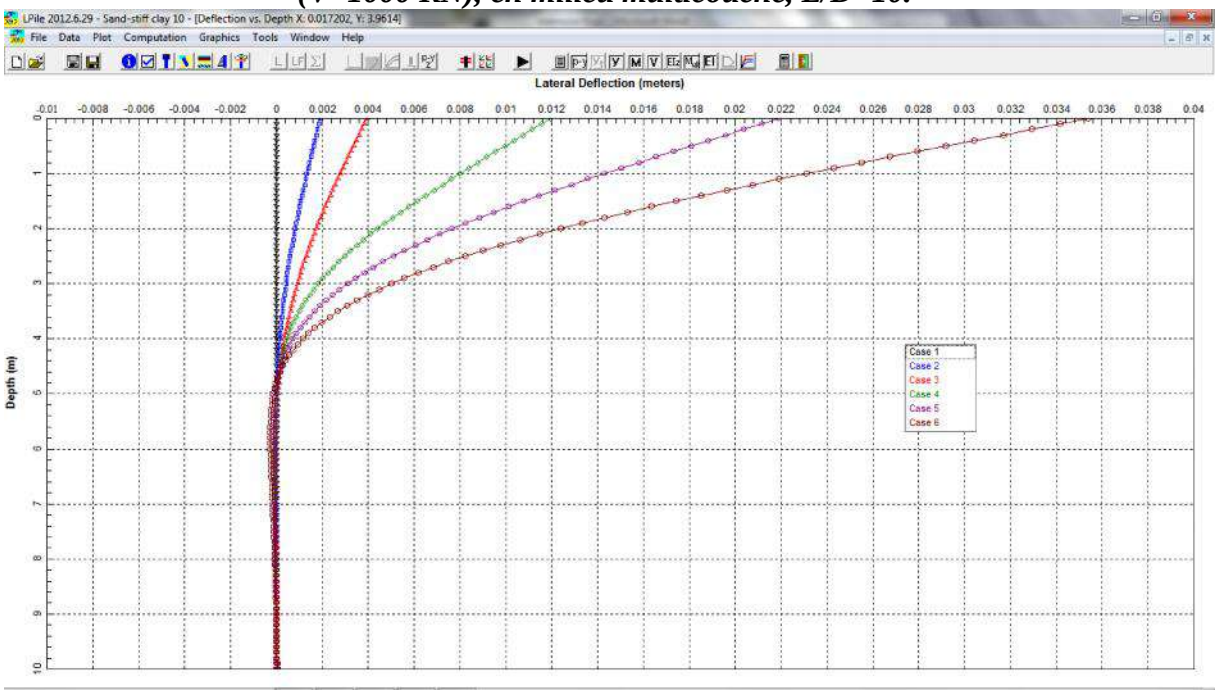


Figure 4.127: Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

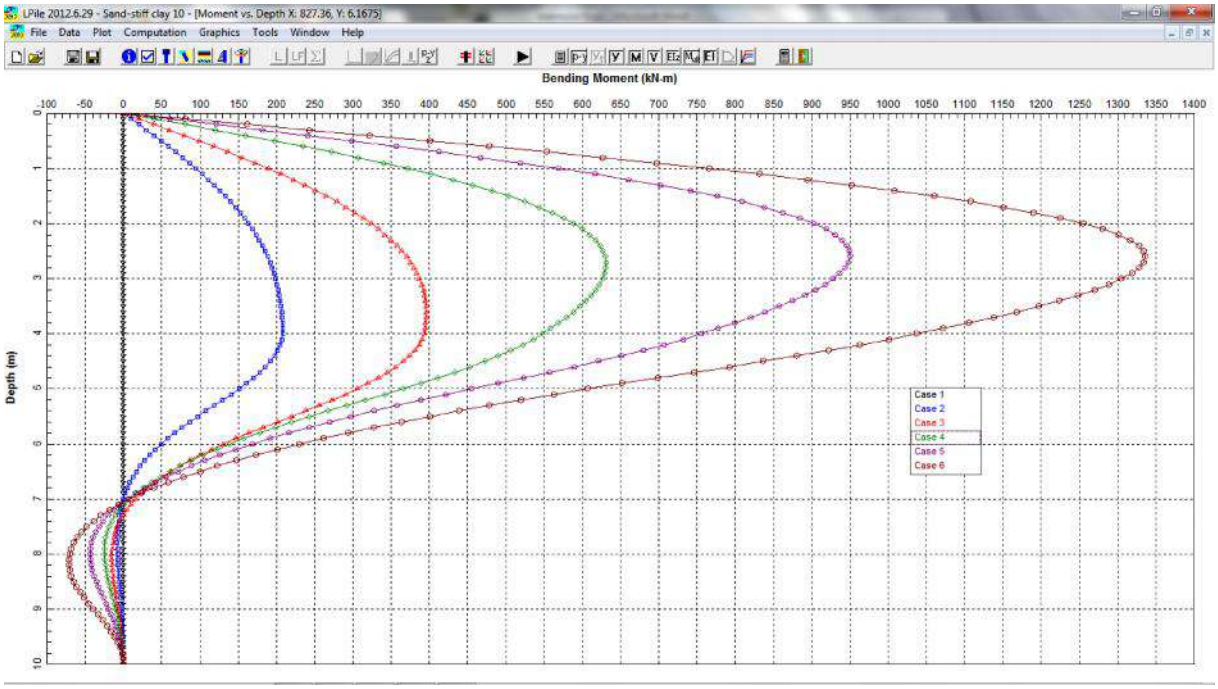


Figure 4.128: Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

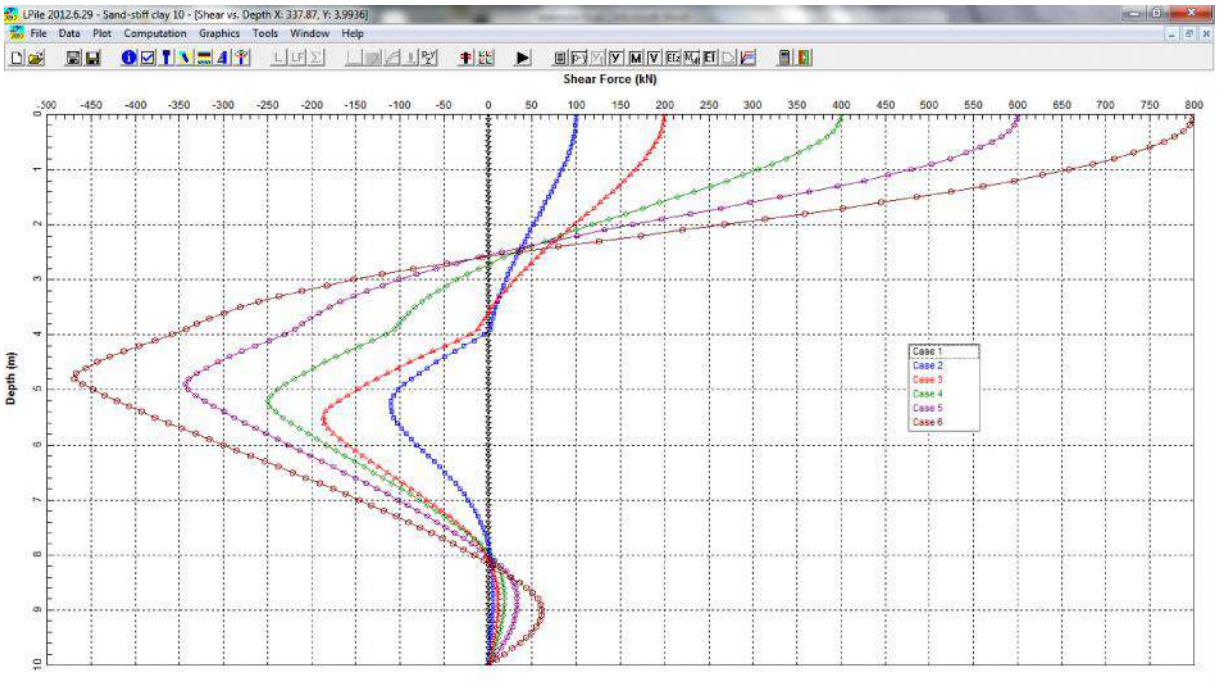


Figure 4.129 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement latéral H (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.127)*, on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, sauf pour H=100 KN le plus grande valeur se produit dans le profondeur 5m≥Z≥6m, la valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).

D'après la (figure *4.128)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 5m≥Z≥2m, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN). La valeur de moment fléchissant est nulle pour les profondeurs Z **=** 0 m et Z=10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

D'après la (figure *4.129)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau de chargement latéral le plus élevé (H= 800 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement latéral le plus petit (H= 0 KN).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	100.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 0.0000	M = 100.0000	100.000	0.00056627	100.00260471	-34.4620	-0.00026383
Case 3	H = 0.0000	M = 300.0000	100.000	0.00171933	300.00789143	-99.6063	-0.00079933
Case 4	H = 0.0000	M = 600.0000	100.000	0.00785530	600.05066069	-158.7782	-0.00515896
Case 5	H = 0.0000	M = 900.0000	100.000	0.01293406	900.08071454	-251.6976	-0.00821433

Tableau 4.57: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

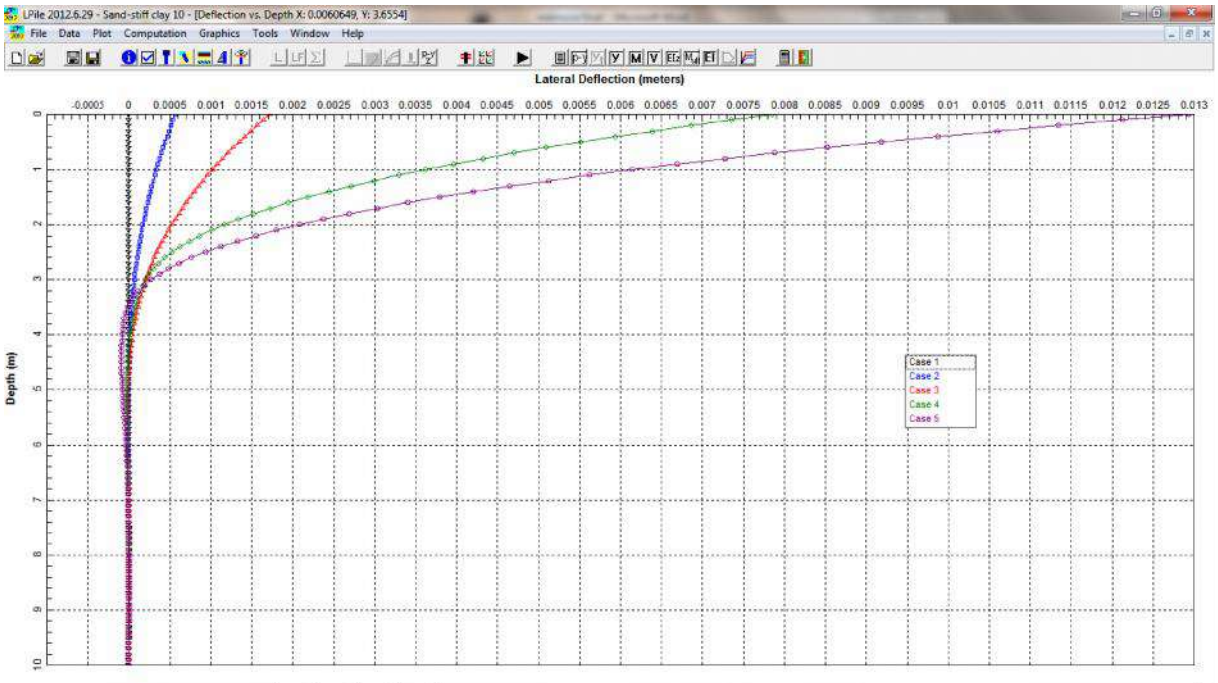


Figure 4.130 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

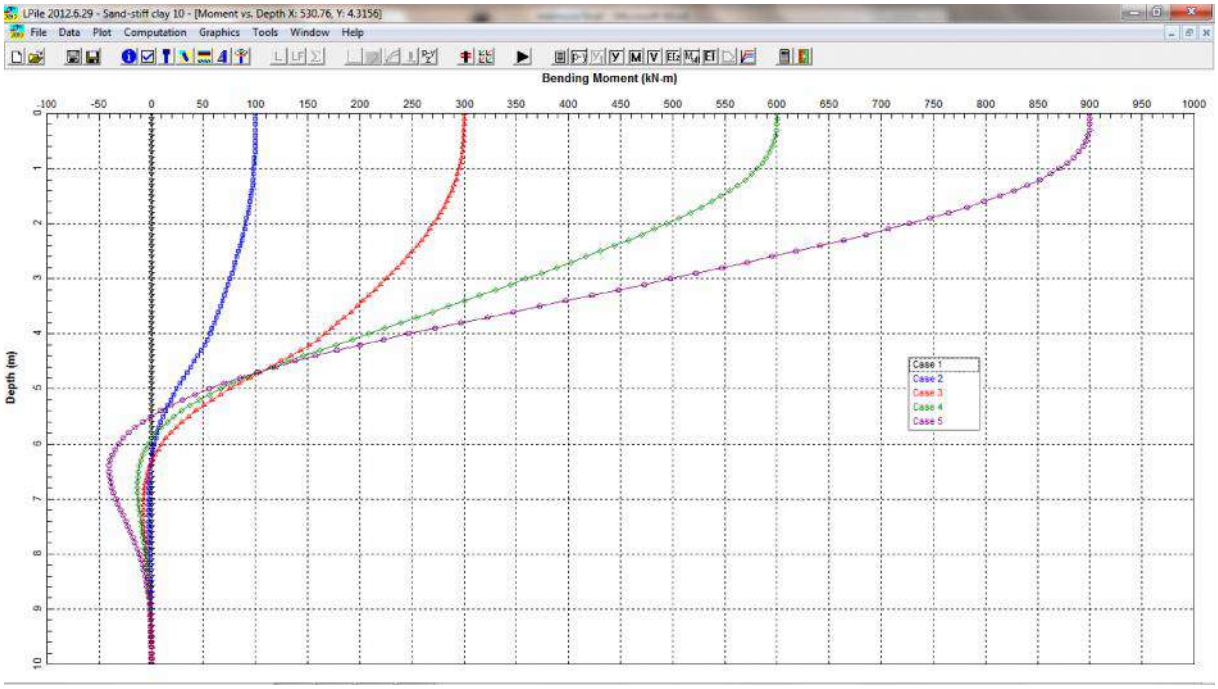


Figure 4.131 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

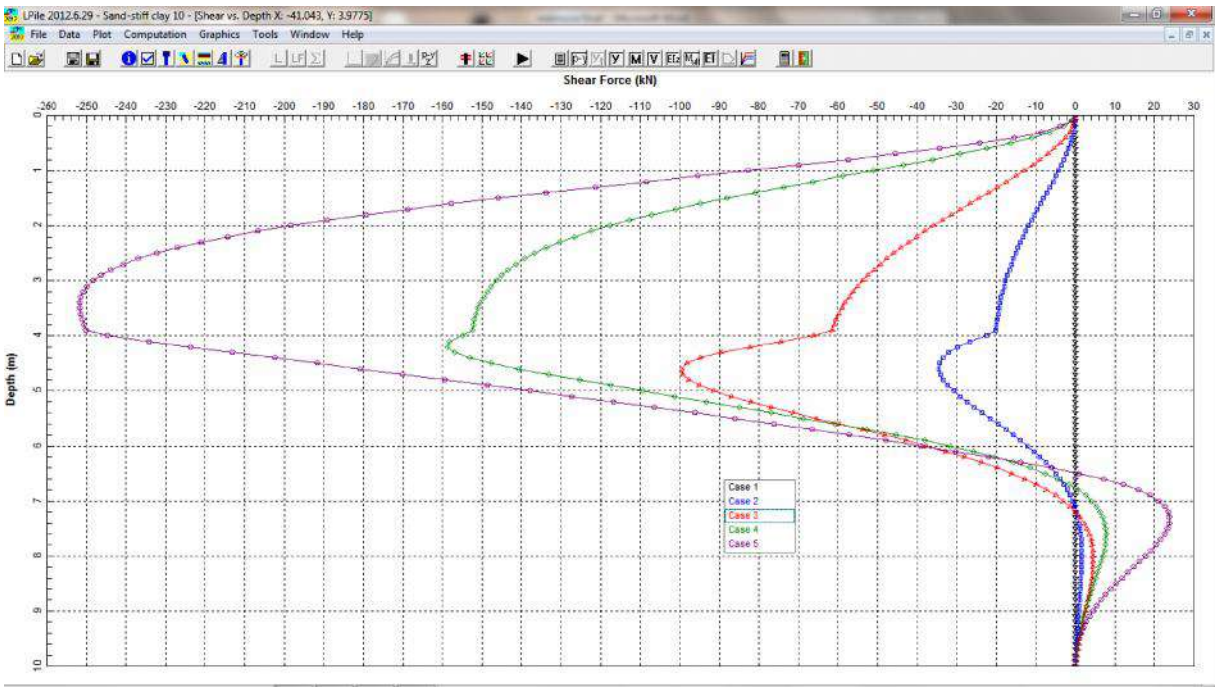


Figure 4.132 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=100 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.130*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).

D'après la (figure *4.131)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z=10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

D'après la (figure *4.132)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 5m≥Z≥3m, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour les profondeurs Z=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 0.0000	M = 0.0000	1000.000	0.0000000	0.0000000	0.000	0.00000000
Case 2	H = 0.0000	M = 100.0000	1000.000	0.00057529	100.04077808	-34.6054	-0.00026834
Case 3	H = 0.0000	M = 300.0000	1000.000	0.00173868	300.12265756	-100.1659	-0.00080801
Case 4	H = 0.0000	M = 600.0000	1000.000	0.00509970	600.51076251	-177.6608	-0.00317274
Case 5	H = 0.0000	M = 900.0000	1000.000	0.01003072	901.06139874	-237.7613	-0.00620909

Tableau 4.58: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

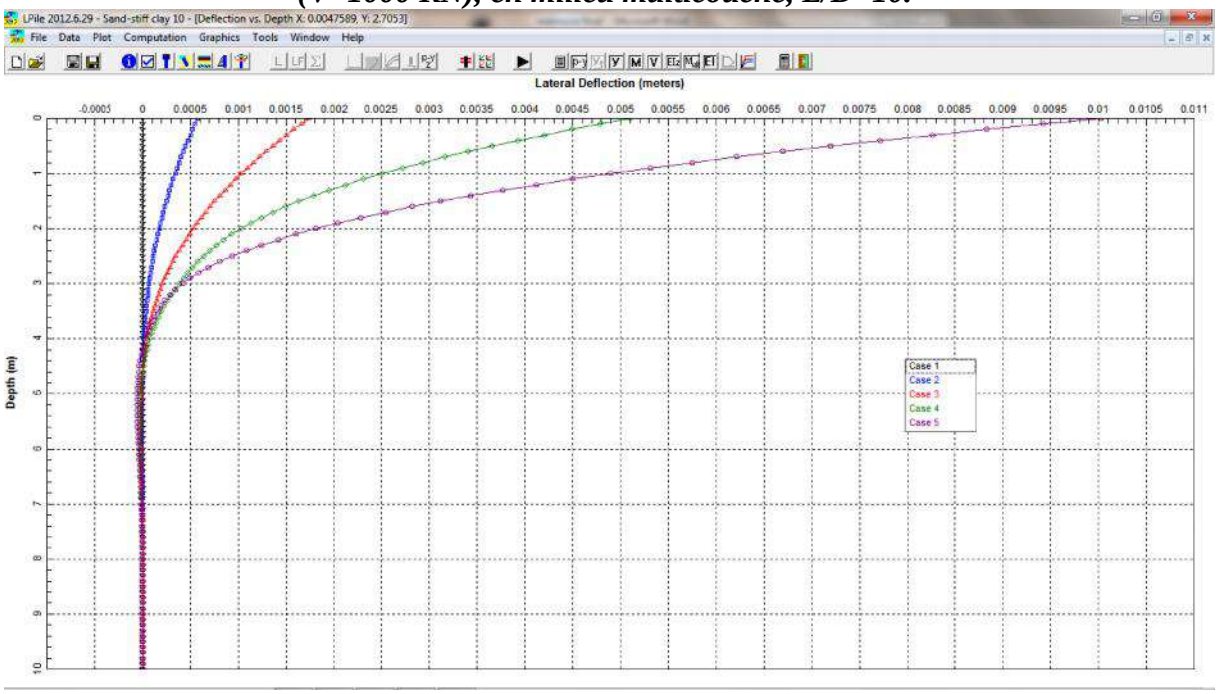


Figure 4.133 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

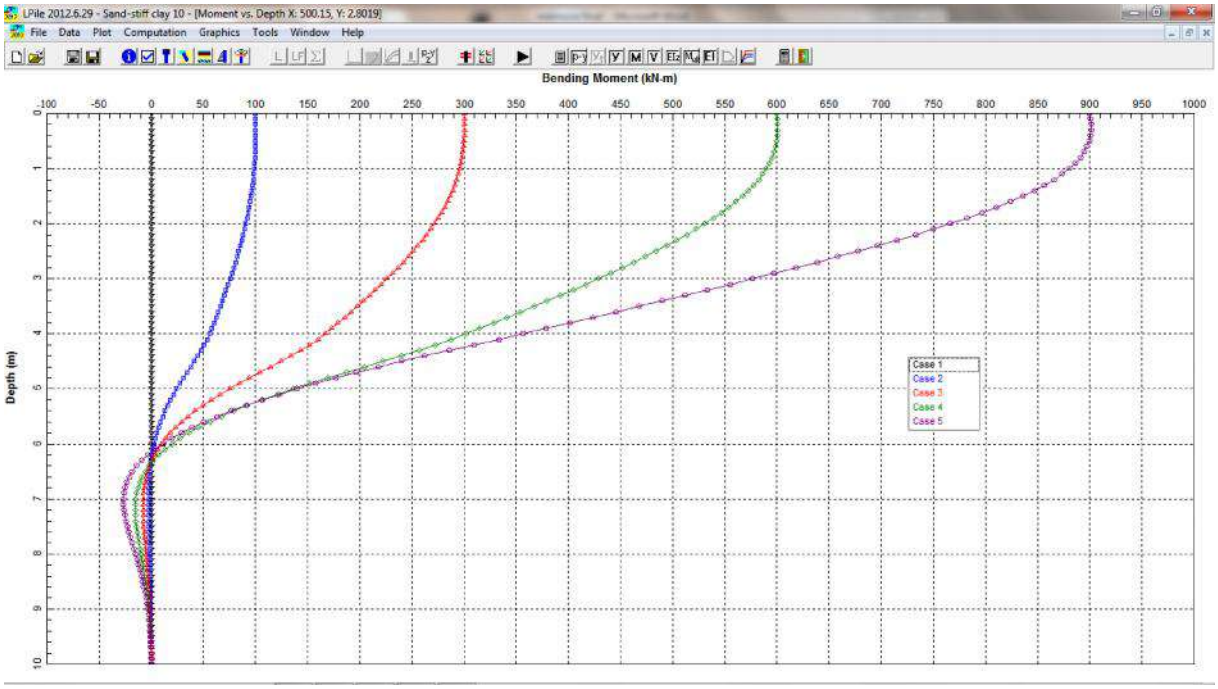


Figure 4.134 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du moment (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

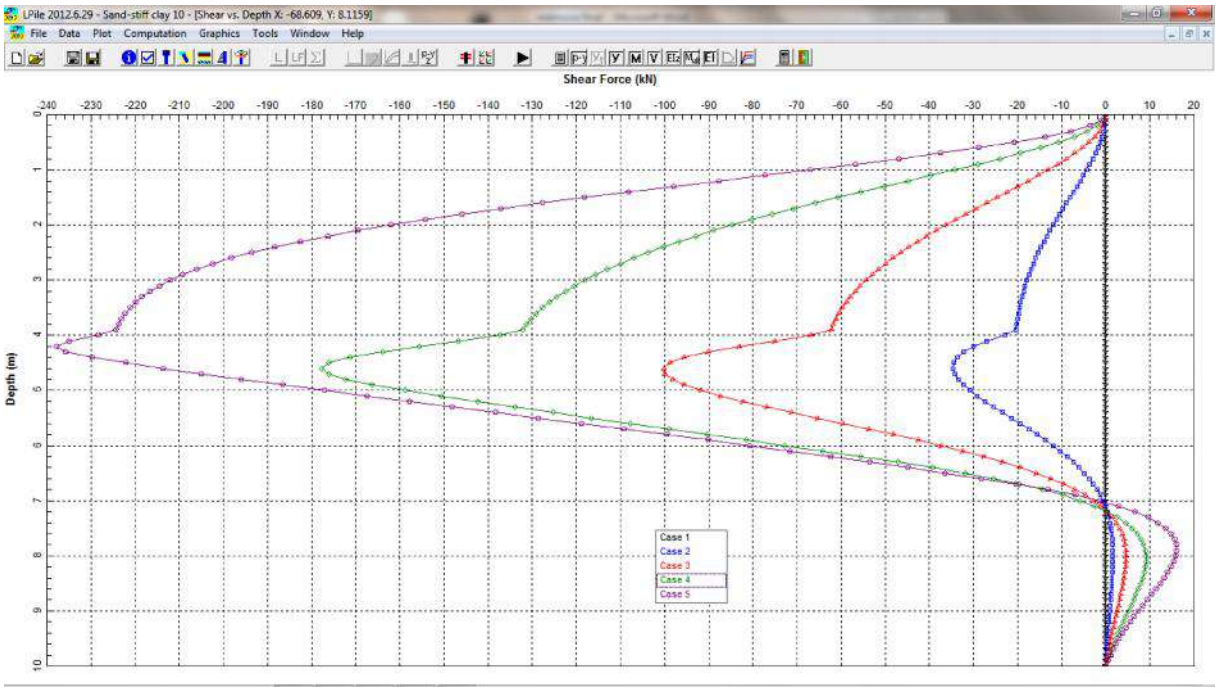


Figure 4.135: Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du moment M (V=1000 KN), en milieu multicouche, L/D=10.

D'après la (figure *4.133*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).

D'après la (figure *4.134)*, on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent en tête, La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m). La valeur de moment fléchissant est nulle pour la profondeur Z=10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

D'après la (figure *4.135)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent dans des profondeurs 5m≥Z≥4m, La valeur maximale de l'effort tranchant est donnée au niveau du moment le plus élevé (M= 900 KN.m) et la valeur minimale est donnée au niveau du moment le plus petit (M= 0 KN.m).La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z=0m et Z = 10 m, et ce quelque soit la valeur de chargement latéral adoptée.

Conclusion :

Pour tous les cas de chargement étudié, la variation de chargement latéral et de moment appliqués en tête du pieu influe sur déplacement latéral du pieu, le moment fléchissant et l'effort tranchant de la manière suivante : plus qu'on augmente le chargement latéral ou le moment, le déplacement latéral en tête du pieu augmente, le moment fléchissant maximum augmente et l'effort tranchant maximum augmente.

3.3. Effet de l'élancement L/D :

Le type du pieu	pieu en béton armé de section transversale circulaire (pieu foré)
Le diamètre D	1 ml
Le module d'élasticité Ep	20000 MPA
Résistance à la compression du béton	25MPa
L'élancement L/D	**18**

Tableau 4.59 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =18

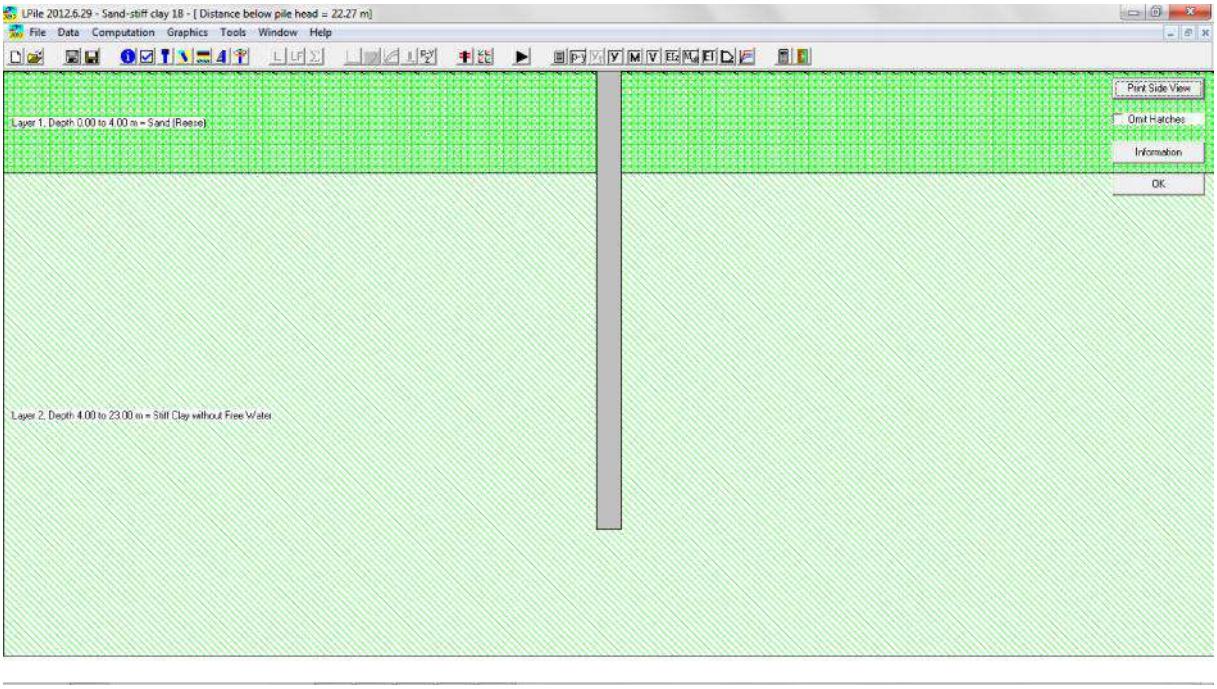


Figure 4.136 : Modèle géométrique multicouche, L/D =18

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 0.0000	0.000	0.01549254	562.58253509	400.0000	-0.00574884
Case 2	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01517789	567.61349271	400.0000	-0.00558818
Case 3	H = 400.0000	M = 0.0000	500.000	0.01360935	594.63664230	400.0000	-0.00476532
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.01202437	630.38347461	400.0000	-0.00400621
Case 5	H = 400.0000	M = 0.0000	1500.000	0.01083189	664.84594738	400.0000	-0.00347619
Case 6	H = 400.0000	M = 0.0000	2000.000	0.00988279	697.34354273	400.0000	-0.00306846

Tableau 4.60: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=18.

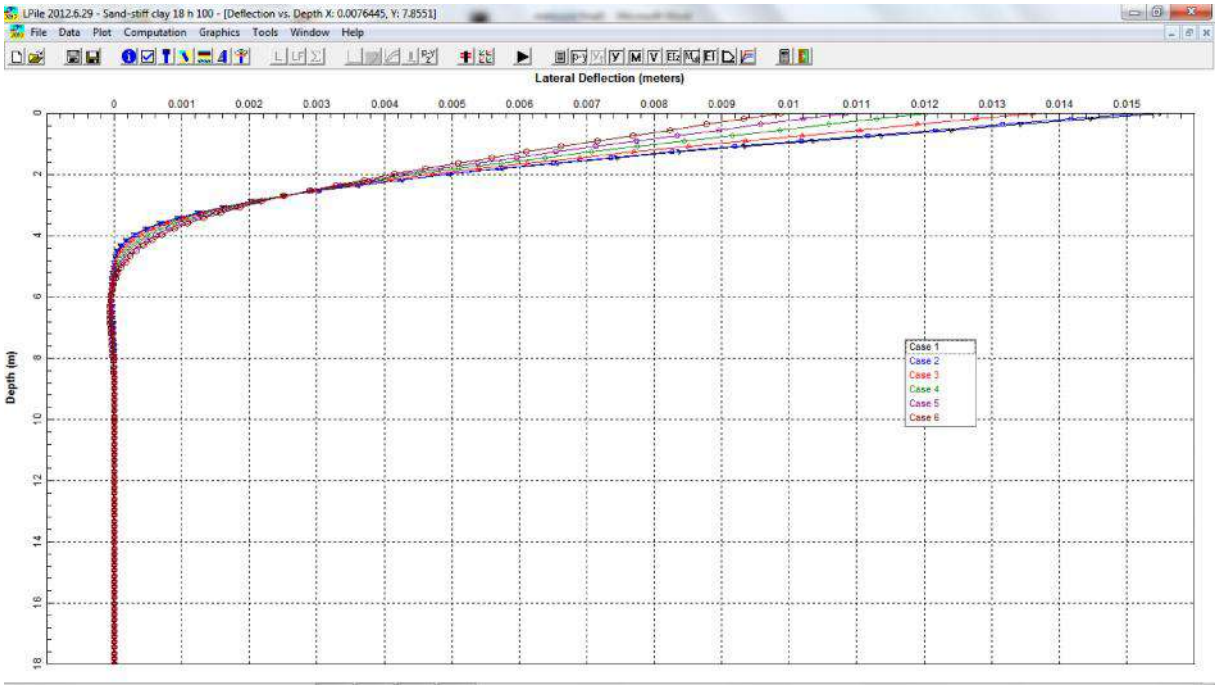


Figure 4.137 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=18.

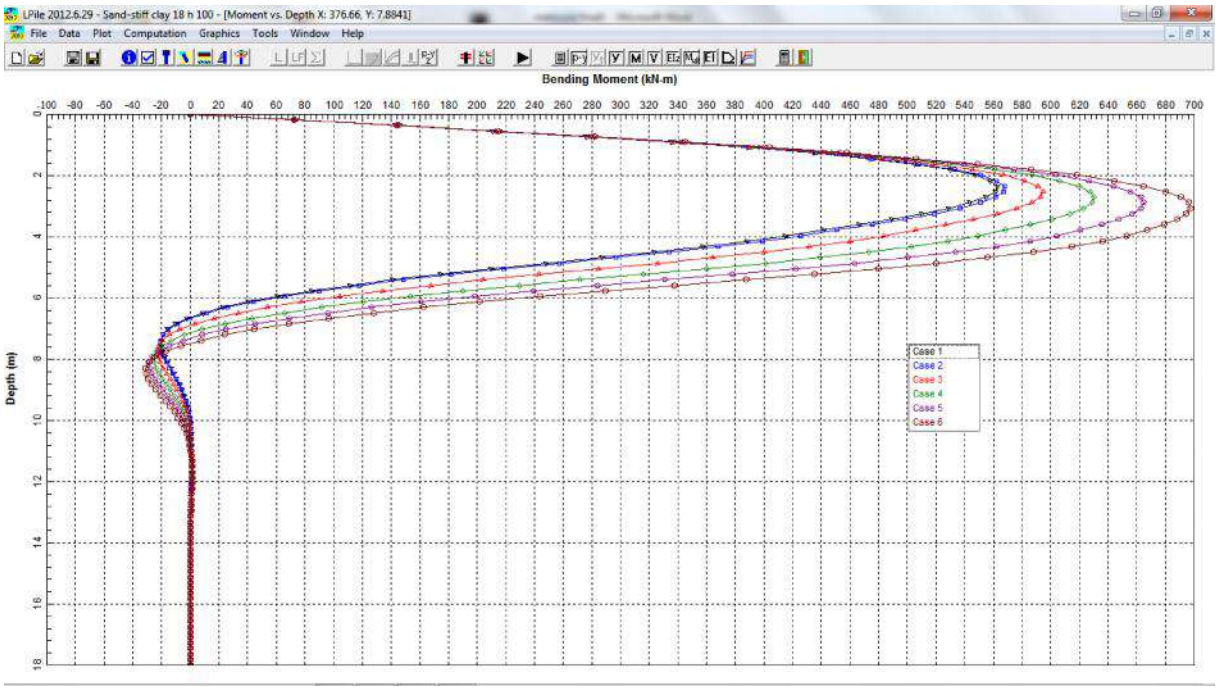


Figure 4.138 : Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=18.

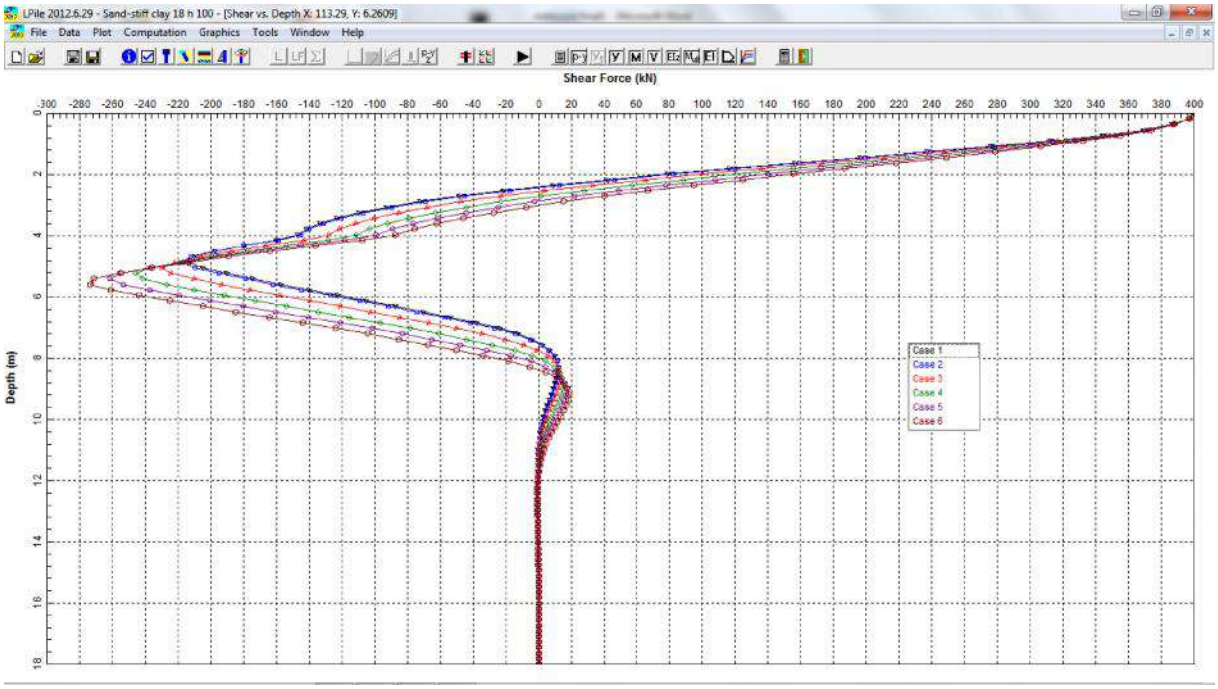


Figure 4.139 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=18.

D'après la (figure *4.137*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.138*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN).

Les moments fléchissants sont nulles pour les profondeurs Z=0m, Z = 18 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.139)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour Z = 18 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Le type du pieu	pieu en béton armé de section transversale circulaire (pieu foré)
Le diamètre D	1 ml
Le module d'élasticité Ep	20000 MPA
Résistance à la compression du béton	25 MPa
L'élancement L/D	**25**

Tableau 4.61 : Caractéristiques mécaniques du pieu, L/D =25

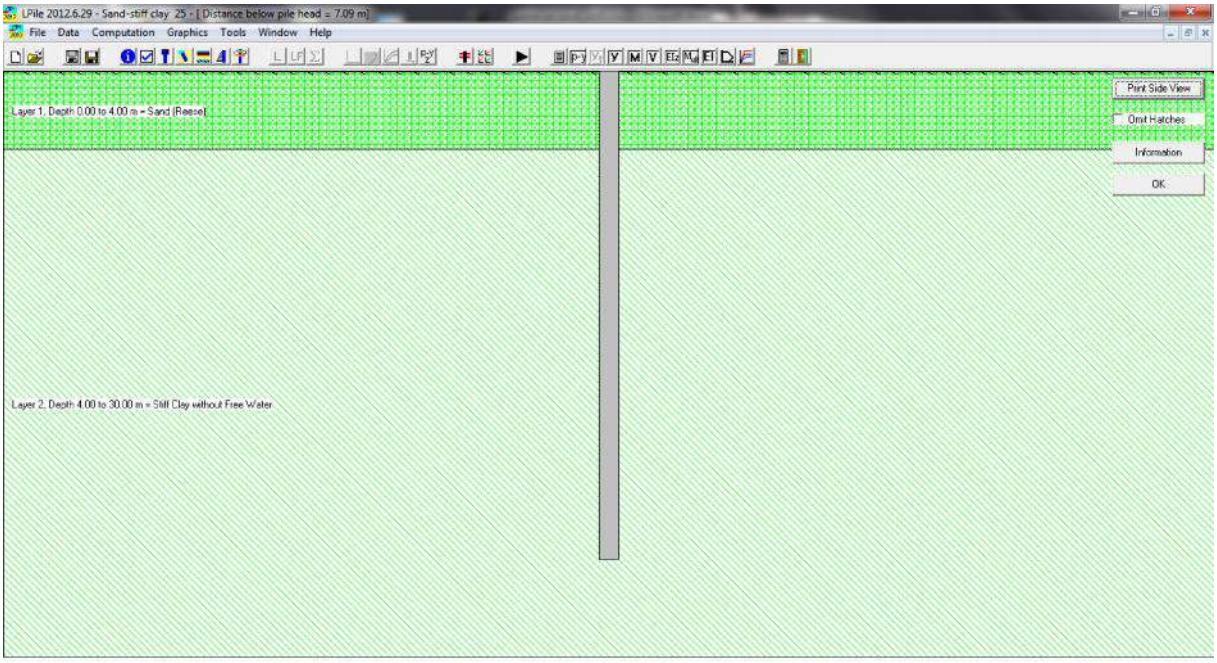


Figure 4.140 : Modèle géométrique multicouche, L/D =25

Cas de chargement N°	La charge latérale en tête du pieu H(KN)	Le moment en tête du pieu M (KN.m)	La charge axiale en tête du pieu V (KN)	Déplacement latéral en tête maximum (m)	Moment fléchissant maximum (KN.m)	Effort tranchant maximum (KN)	Rotation en tête du pieu (radians)
Case 1	H = 400.0000	M = 0.0000	0.000	0.01558655	564.46541520	400.0000	-0.00585271
Case 2	H = 400.0000	M = 0.0000	100.000	0.01527649	569.27440011	400.0000	-0.00568258
Case 3	H = 400.0000	M = 0.0000	500.000	0.01370452	596.43097036	400.0000	-0.00485284
Case 4	H = 400.0000	M = 0.0000	1000.000	0.01208676	632.74046989	400.0000	-0.00405642
Case 5	H = 400.0000	M = 0.0000	1500.000	0.01084227	667.34433479	400.0000	-0.00349733
Case 6	H = 400.0000	M = 0.0000	2000.000	0.00989497	701.56416106	400.0000	-0.00309284

Tableau 4.62: les résultats obtenus de pieu suivant la variation du chargement axial V (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=25.

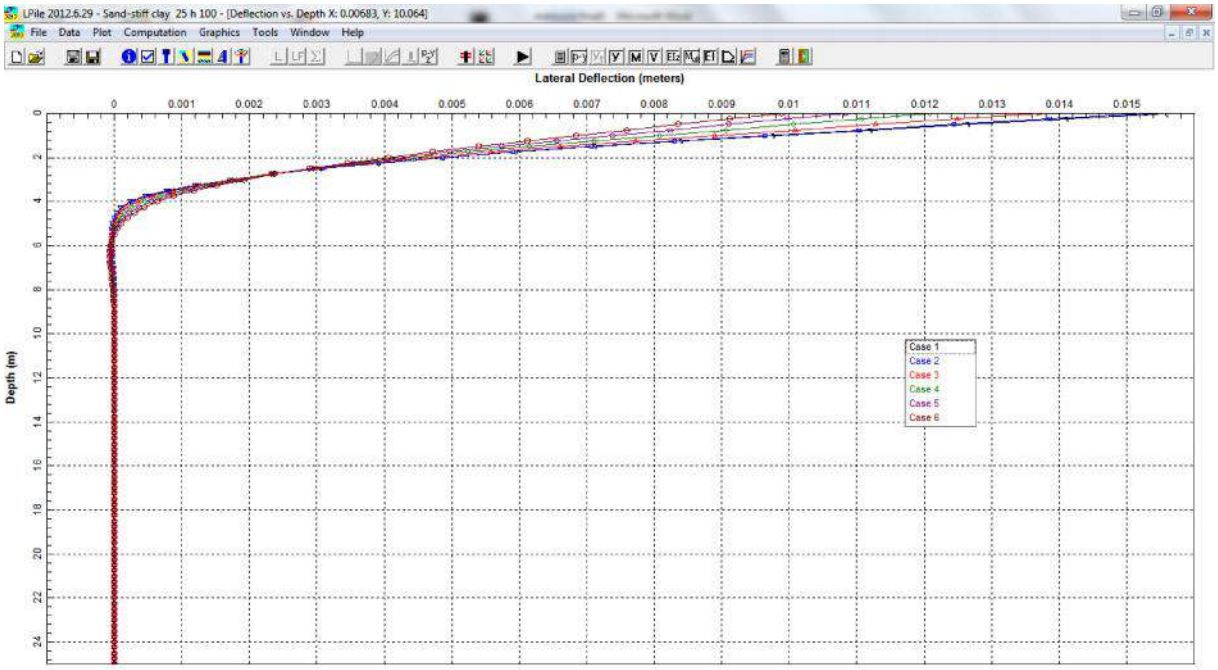


Figure 4.141 Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=25.

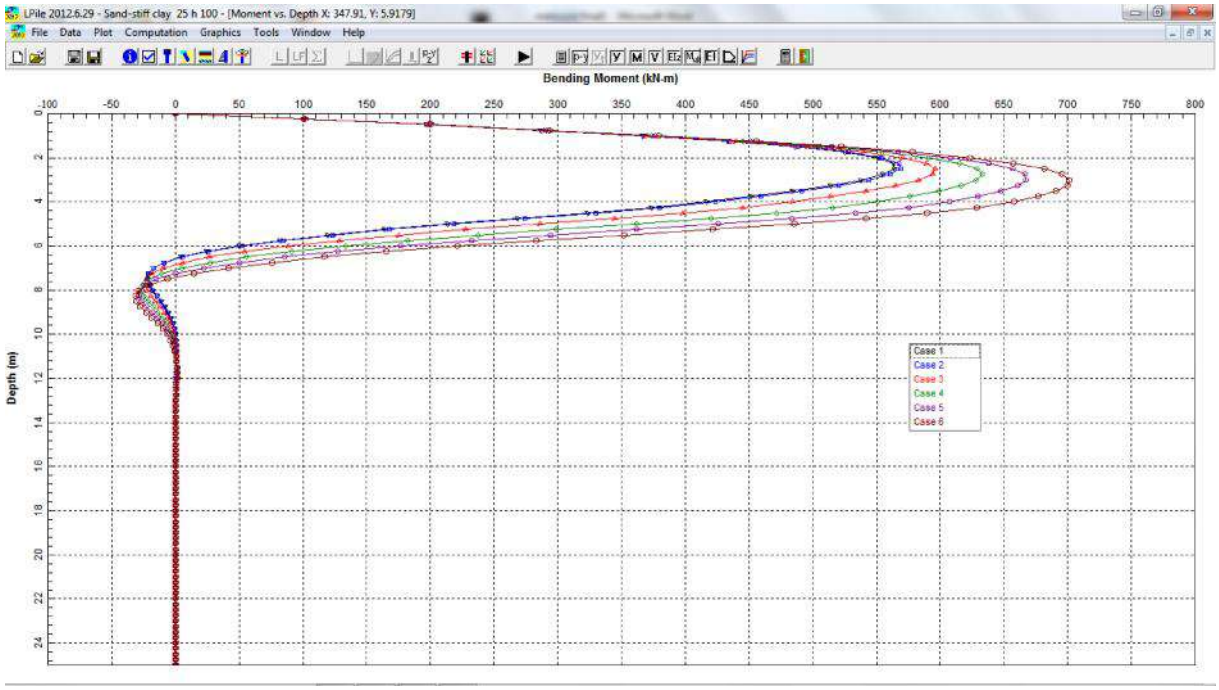


Figure 4.142: Evolution des moments fléchissents du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=25.

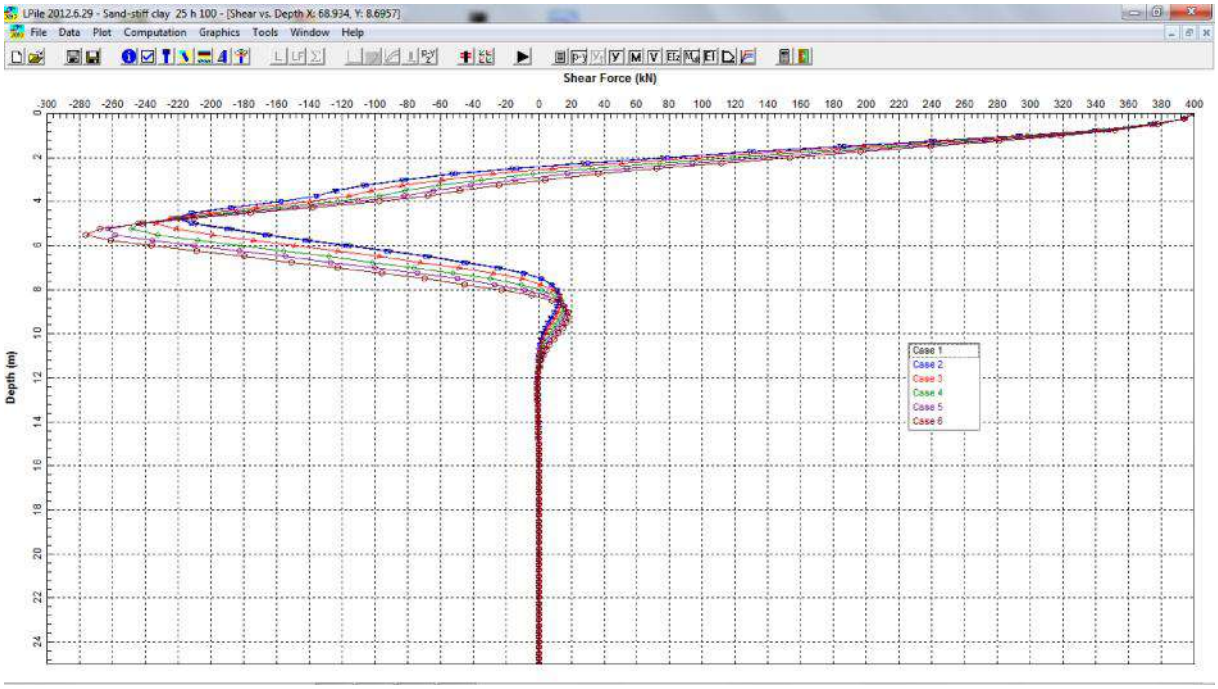


Figure 4.143 : Evolution des efforts tranchants du pieu suivant la variation du chargement axial (H=400 KN), en milieu multicouche, L/D=25.

D'après la (figure *4.141*), on constate que les plus grandes valeurs de déplacements du pieu se produisent en tête. La valeur maximale du déplacement est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN).

D'après la (figure *4.142*), on constate que les plus grandes valeurs de moments fléchissants du pieu se produisent dans des profondeurs 4m≥Z≥2m. La valeur maximale du moment fléchissant est donnée au niveau de chargement axial le plus élevé (V= 2000 KN) et la valeur minimale est donnée au niveau de chargement axial le plus petit (V= 0 KN).

Les moments fléchissants sont nulles pour les profondeurs Z=0m, Z **=** 25 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

D'après la (figure *4.143)*, on constate que les plus grandes valeurs d'efforts tranchants du pieu se produisent en tête, La valeur de l'effort tranchant est nulle pour la profondeur Z **=** 25 m, et ce quelque soit la valeur de chargement axial adoptée.

Pour H= 400 KN , V=1000 KN

Profondeur (m)	L/D=10 *Déplacement (m)*	L/D=18 *Déplacement (m)*	L/D=25 *Déplacement (m)*
0.00	0.0120	0.0120	0.0123
1.000	0.008025	0.008060	0.008199
2.000	0.004409	0.004402	0.004447
3.000	0.001819	0.001798	0.001811
4.000	0.000449	0.000431	0.000419
5.000	3.003E-05	2.599E-05	1.070E-05
6.000	-5.314E-05	-5.316E-05	-5.591E-05
7.000	- 3.710E-05	-3.555E-05	-3.406E-05
8.000	-1.048E-05	-9.370E-06	-8.132E-06
9.000	1.557E-06	1.026E-06	1.281E-06
10.000	6.141E-06	1.938E-06	1.849E-06
11.000		7.656E-07	6.910E-07
12.000		6.564E-08	5.000E-08
13.000		-8.703E-08	-8.106E-08
14.000		-5.165E-08	-4.642E-08
15.000		-1.115E-08	-9.916E-09
16.000		2.767E-09	2.304E-09
17.000		3.135E-09	2.610E-09
18.000		6.944E-10	9.001E-10
19.000			3.445E-11
20.000			-1.203E-10
21.000			-6.284E-11
22.000			-1.178E-11
23.000			4.037E-12
24.000			3.825E-12
25.000			0.000

Tableau 4.63: les résultats obtenus des déplacements latéraux de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu multicouche, H=400 KN, V=1000KN

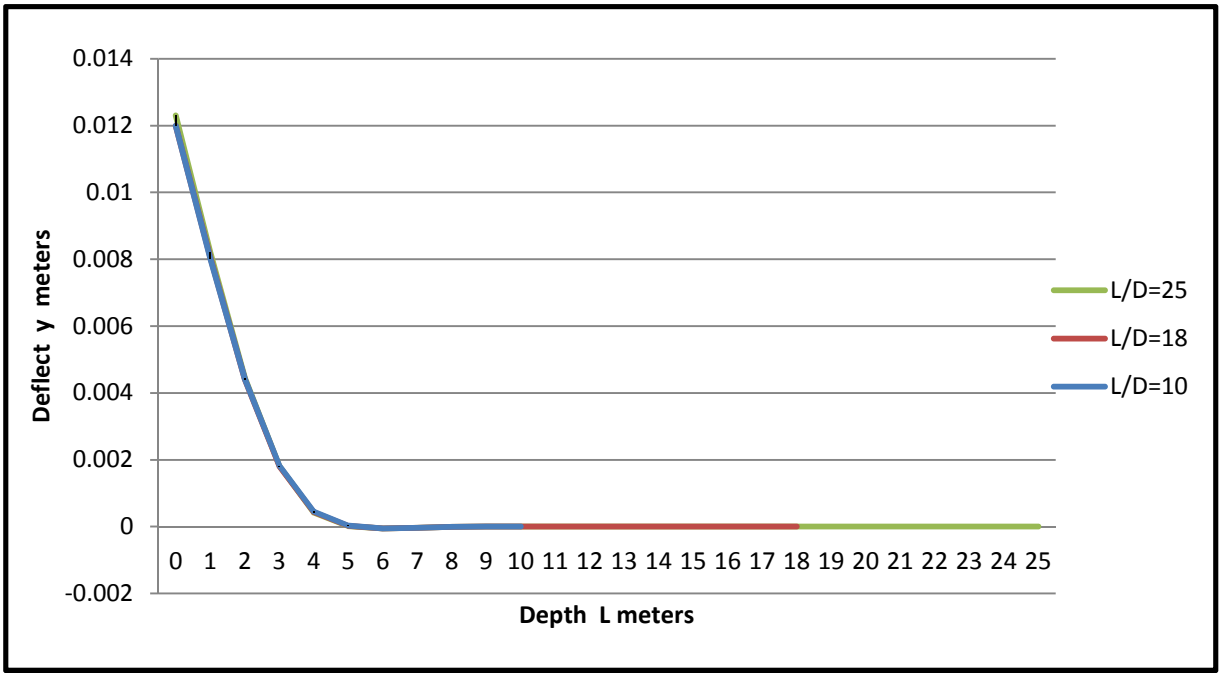


Figure 4.144: Comparaison des déplacements latéraux du pieu dans le sol multicouche, pour les différents élancements

Conclusion :

D'après la *figure 4.144*, on constate que les courbes de déplacements du pieu sont presque confondus et ce quelque soit le rapport d'élancement **L/D** (D est fixe, L est variable) donc l'élancement n'a pas une influence sur le déplacement du pieu, et ce quelque soit la sollicitation appliquée.

Profondeur (m)	L/D=10	L/D=18	L/D=25
	***moment fléchissant* (kN.m)**	***moment fléchissant* (kN.m)**	***moment fléchissant* (kN.m)**
0.00	-1.462E-09	-1.144E-10	3.049E-11
1.000	372.7353	374.8658	378.7224
2.000	589.9900	592.8708	596.6373
3.000	628.0023	631.3741	632.1597
4.000	550.5659	555.6306	552.6296
5.000	364.4306	364.5454	350.5799
6.000	136.9725	133.9216	122.9182
7.000	7.6816	5.1859	-0.1831
8.000	-25.1251	-26.2476	-26.4078
9.000	-10.4557	-13.6309	-12.6202
10.000	0.000	-2.4443	-2.0318
11.000		0.9410	0.9445
12.000		0.8266	0.7611
13.000		0.2488	0.2210
14.000		-0.009048	-0.009798
15.000		-0.0427	-0.0383
16.000		-0.0191	-0.0168
17.000		-0.003126	-0.002251
18.000		0.000	0.001481
19.000			0.001052
20.000			0.000279
21.000			-2.631E-05
22.000			-5.486E-05
23.000			-2.240E-05
24.000			-3.238E-06
25.000			0.000

Tableau 4.64: les résultats obtenus des moments fléchissants de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu multicouche, H=400 KN, V=1000KN

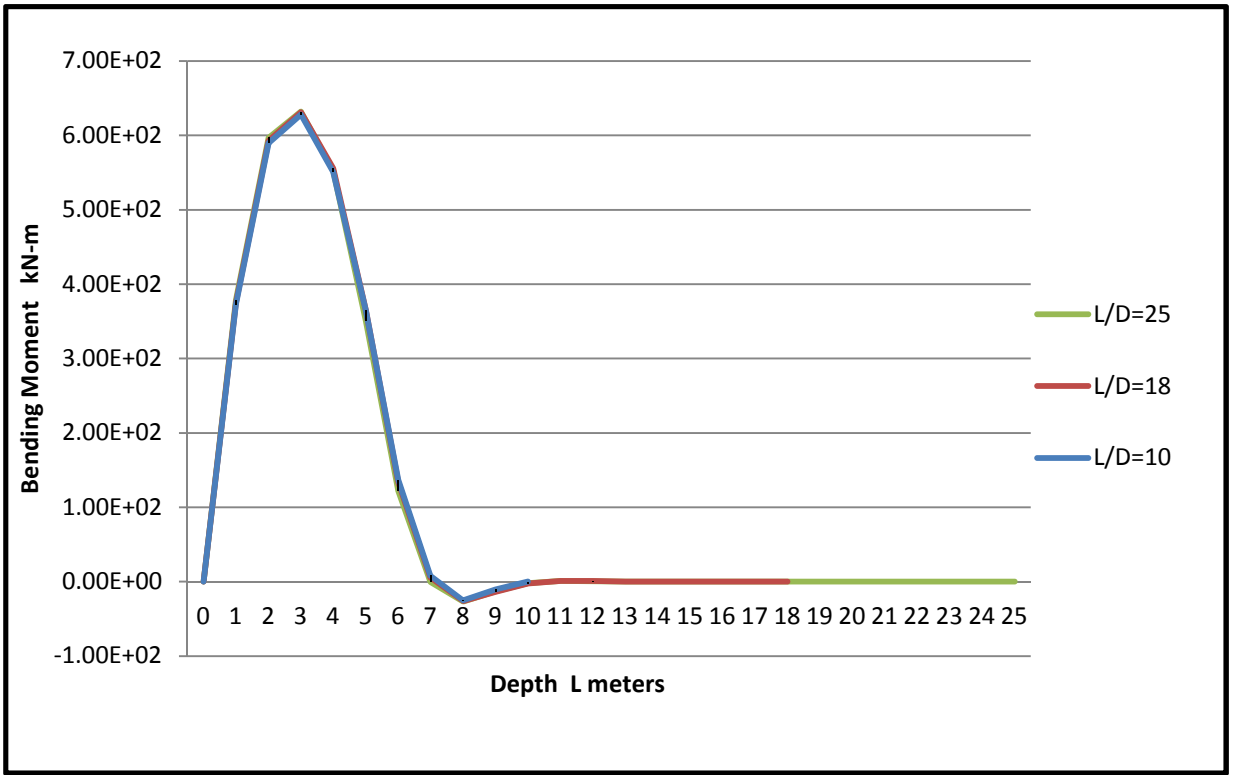


Figure 4.145 : Comparaison des moments fléchissants du pieu dans le sol multicouche, pour les différents élancements

Conclusion :

D'après la *figure 4.145*, on constate que les courbes de moment fléchissant du pieu sont presque confondus et ce quelque soit le rapport d'élancement **L/D** (D est fixe, L est variable), ces courbes décroissent progressivement vers le 0 pour la profondeur Z≥10m

Profondeur (m)	L/D=10	L/D=18	L/D=25
	*Effort tranchant (*kN)	*Effort tranchant (*kN)	*Effort tranchant (*kN)
0.00	400.0000	400.0000	400.0000
1.000	305.9011	306.2498	306.1284
2.000	118.5632	119.3967	118.5503
3.000	-34.8244	-32.8969	-34.6043
4.000	-120.2267	-124.6820	-136.1951
5.000	-241.3789	-244.9376	-241.4840
6.000	-182.5151	-182.4400	-176.9026
7.000	-77.4185	-76.3984	-71.4501
8.000	2.6813	1.3815	3.1951
9.000	17.4287	14.7818	14.2328
10.000	0.000	6.8366	6.3313
11.000		0.9760	0.8697
12.000		-0.5912	-0.5455
13.000		-0.4328	-0.3934
14.000		-0.1150	-0.1055
15.000		0.0120	0.009233
16.000		0.0232	0.0205
17.000		0.008406	0.008396
18.000		0.000	0.000912
19.000			-0.000839
20.000			-0.000540
21.000			-0.000131
22.000			1.916E-05
23.000			2.871E-05
24.000			9.844E-06
25.000			0.000

Tableau 4.65: les résultats obtenus des efforts tranchants de pieu suivant la variation du l'élancement L/D en milieu multicouche, H=400 KN, V=1000KN

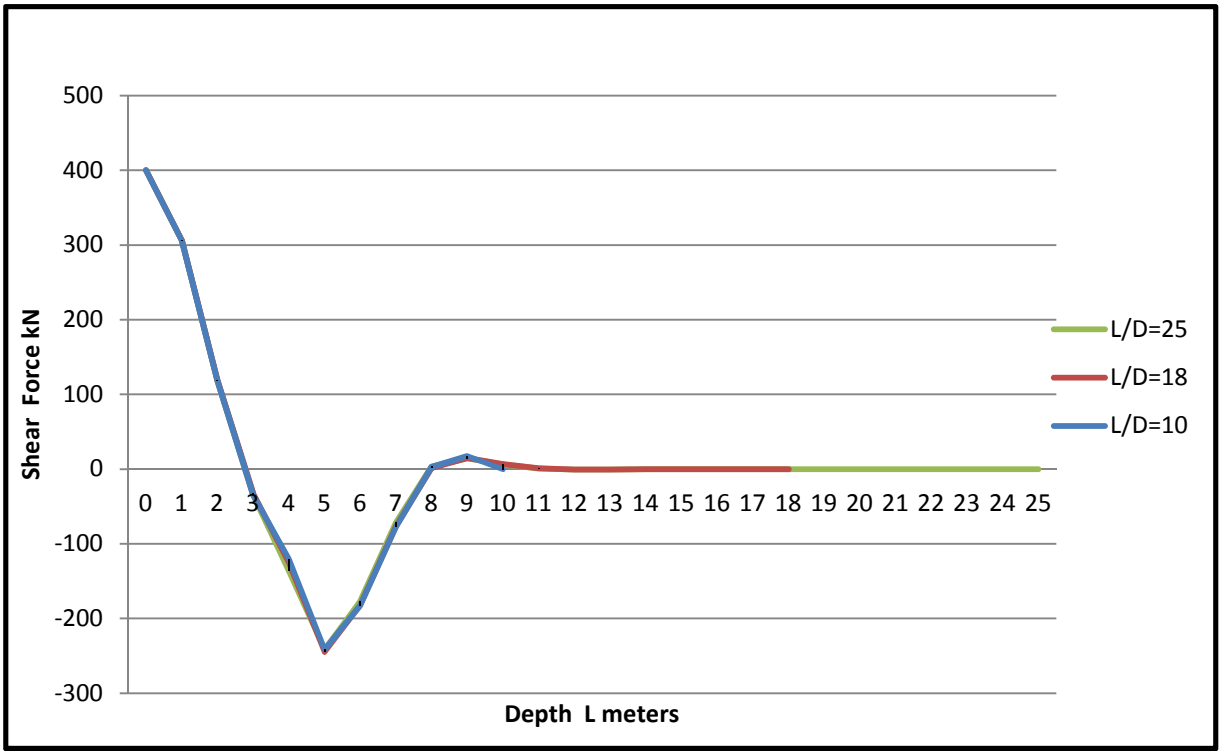


Figure 4.146 : Comparaison des efforts tranchants du pieu dans le sol multicouche, pour les différents élancements

Conclusion

D'après la *figure 4.146*, on constate que les courbes de l'effort tranchant du pieu sont presque confondus et ce quelque soit le rapport d'élancement **L/D** (D est fixe, L est variable) , ces courbes décroissent progressivement vers le 0 pour la profondeur Z≥10m

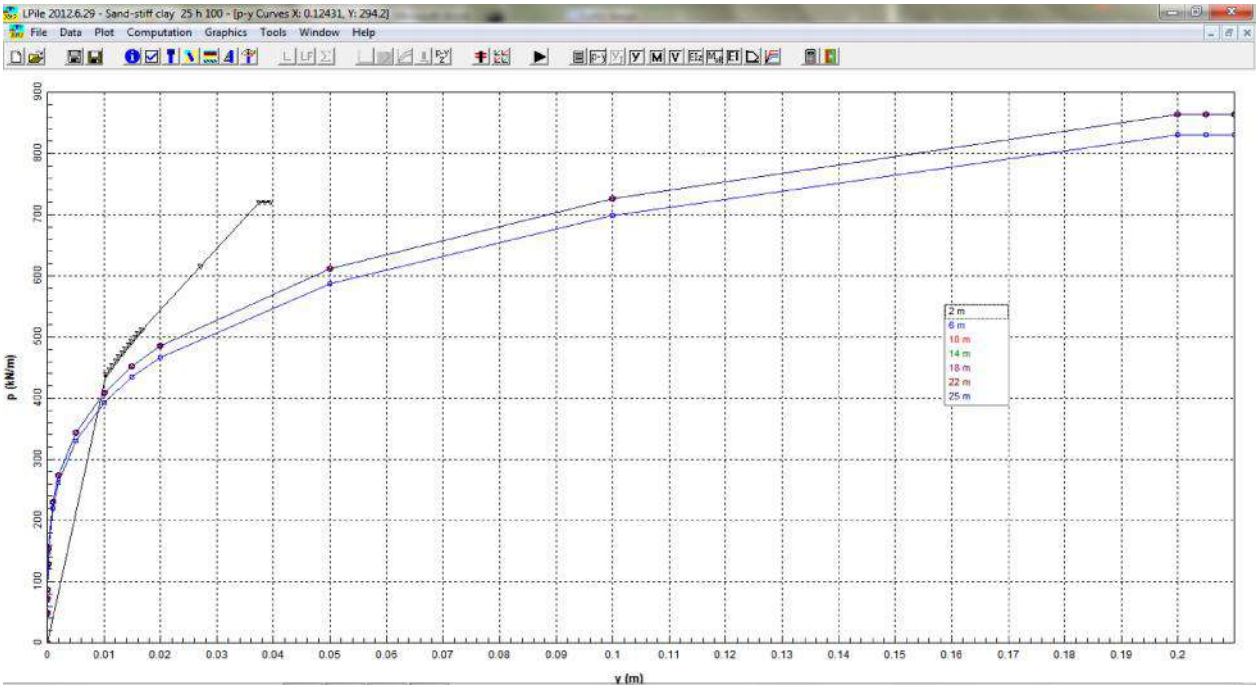


Figure 4.147 : courbes P-Y dans le sol multicouche, pour les différentes profondeurs

Profondeur (m)													
2		6		10		14		18		22		25	
Déplacement Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplacement Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplacement Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplacement Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplacement Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplacement Y (m)	Pression P (KN/m)	Déplacement Y (m)	Pression P (KN/m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.01044	438.43048	2.0E-06	46.70360	2.0E-06	48.58629	2.00E-06	48.58629	2.00E-06	48.58629	2.00E-06	48.58629	2.00E-06	48.58629
0.01100	446.08305	0.00001	69.83817	0.00001	72.65345	0.00001	72.65345	0.00001	72.65345	0.00001	72.65345	0.00001	72.65345
0.01157	453.47527	0.00002	83.05205	0.00002	86.40000	0.00002	86.4	0.00002	86.4	0.00002	86.4	0.00002	86.4
0.01214	460.62813	0.0001	124.19178	0.0001	129.19814	0.0001	129.19814	0.0001	129.19814	0.0001	129.19814	0.0001	129.19814
0.01270	467.56002	0.0002	147.68975	0.0002	153.64334	0.0002	153.64334	0.0002	153.64334	0.0002	153.64334	0.0002	153.64334
0.01327	474.28718	0.001	220.84768	0.001	229.75038	0.001	229.75038	0.001	229.75038	0.001	229.75038	0.001	229.75038
0.01384	480.82401	0.002	262.63363	0.002	273.22079	0.002	273.22079	0.002	273.22079	0.002	273.22079	0.002	273.22079
0.01440	487.18338	0.005	330.24431	0.005	343.55696	0.005	343.55696	0.005	343.55696	0.005	343.55696	0.005	343.55696
0.01497	493.37680	0.01	392.72888	0.01	408.56038	0.01	408.56038	0.01	408.56038	0.01	408.56038	0.01	408.56038
0.01553	499.41464	0.015	434.62596	0.015	452.14638	0.015	452.14638	0.015	452.14638	0.015	452.14638	0.015	452.14638
0.01610	505.30627	0.02	467.03598	0.02	485.86291	0.02	485.86291	0.02	485.86291	0.02	485.86291	0.02	485.86291
0.01667	511.06020	0.05	587.26665	0.05	610.94026	0.05	610.94026	0.05	610.94026	0.05	610.94026	0.05	610.94026
0.02708	615.70588	0.1	698.38168	0.1	726.53450	0.1	726.5345	0.1	726.5345	0.1	726.5345	0.1	726.5345
0.03750	720.35156	0.2	830.52046	0.2	864.00000	0.2	864	0.2	864	0.2	864	0.2	864
0.03844	720.35156	0.205	830.52046	0.205	864.00000	0.205	864	0.205	864	0.205	864	0.205	864
0.03938	720.35156	0.21	830.52046	0.21	864.00000	0.21	864	0.21	864	0.21	864	0.21	864

Tableau 4.66: les résultats obtenus des pressions P et déplacements Y dans le sol multicouche, pour les différentes profondeurs

4. L'influence des couches de sol :

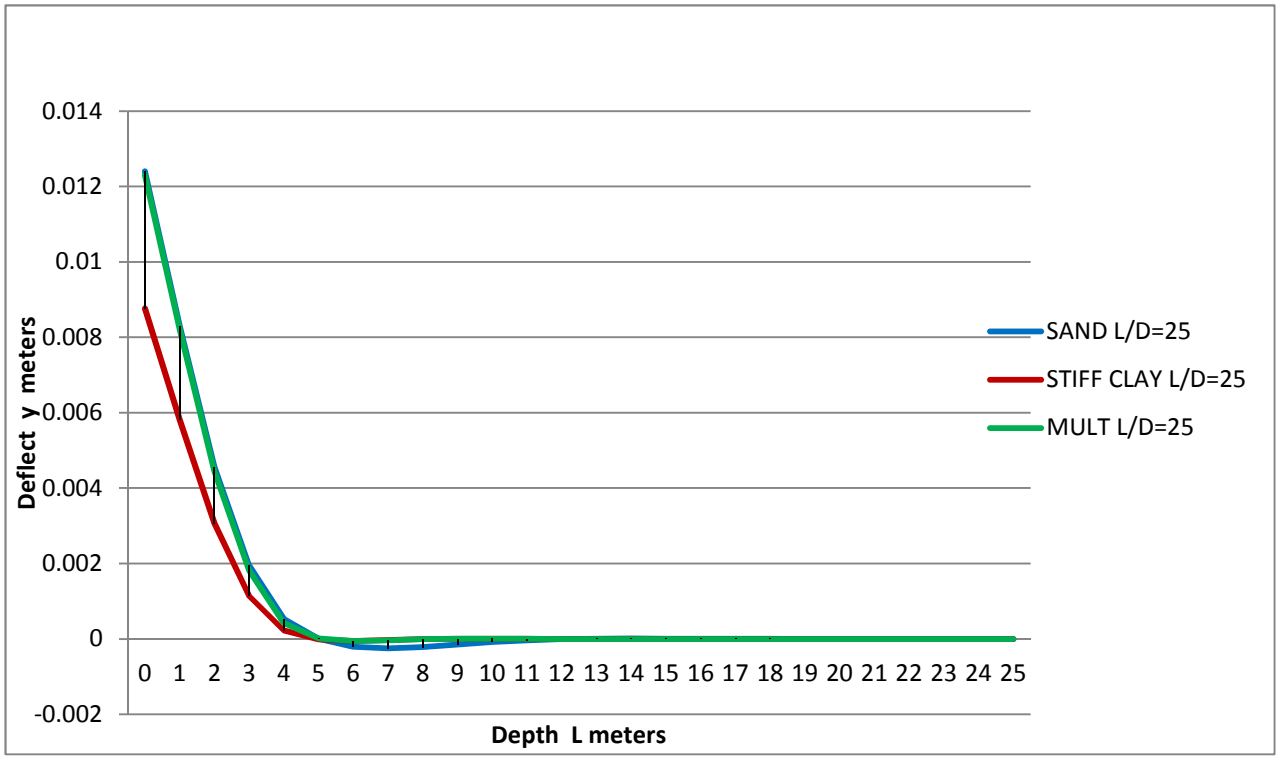


Figure 4.148: Comparaison des déplacements latéraux du pieu pour les différents types des couches de sol.

Conclusion

D'après la figure 4.148, on constate que le déplacement latéral pour le sable est plus grand par rapport à l'argile, la courbe du sable décroisse progressivement vers le 0 pour la profondeur $Z \geq 11m$, par contre la courbe de l'argile décroisse progressivement vers le 0 pour la profondeur $Z \geq 5m$; la courbe de déplacement latéral dans le milieu multicouche prend l'allure de celle de sable pour $Z \leq 5m$ et l'allure de celle de l'argile pour $Z \geq 5m$.

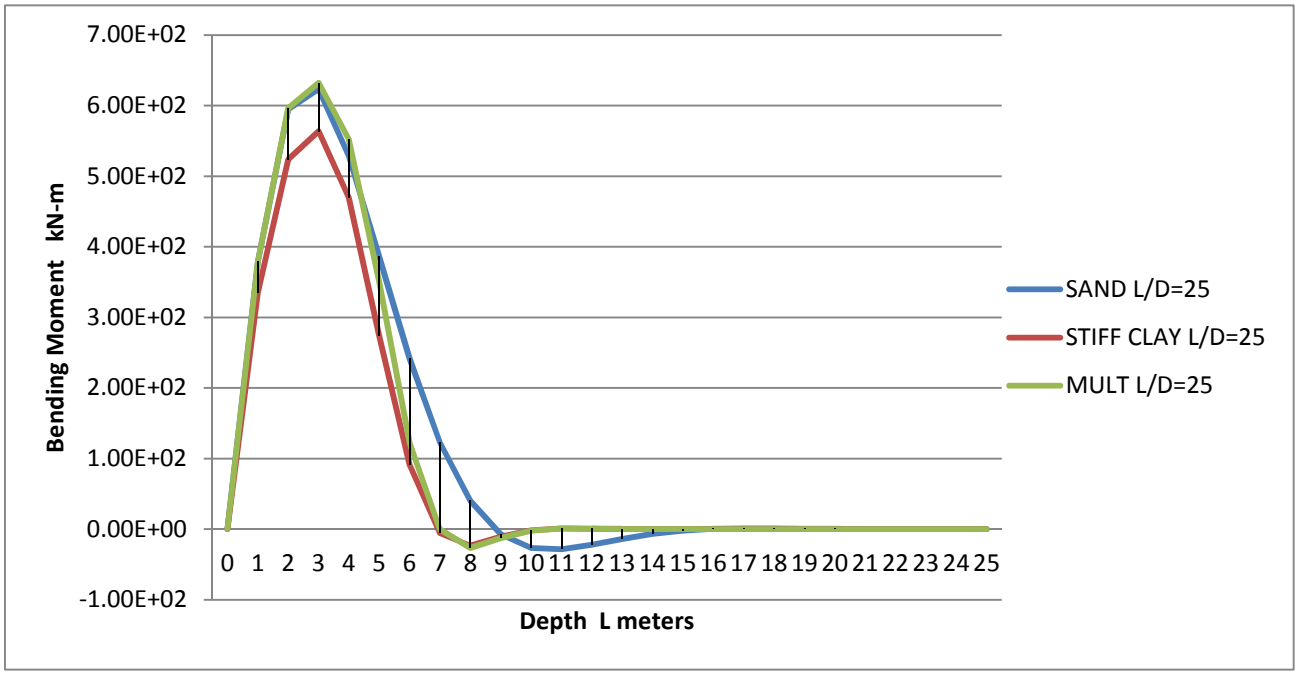


Figure 4.149: Comparaison des moments fléchissants du pieu pour les différents types des couches de sol.

Conclusion

D'après la figure 4.149, on constate que le moment fléchissant pour le sable est plus grand par rapport à l'argile, la courbe du sable décroisse progressivement vers le 0 pour la profondeur $Z \geq 15m$, par contre la courbe de l'argile décroisse progressivement vers le 0 pour la profondeur $Z \geq 10m$; la courbe de moment fléchissant dans le milieu multicouche prend l'allure de celle de sable pour $Z \leq 3m$ et l'allure de celle de l'argile pour $Z \geq 7m$ et l'intermédiaire des deux allures pour la profondeur $3m \leq Z \leq 7$ m .

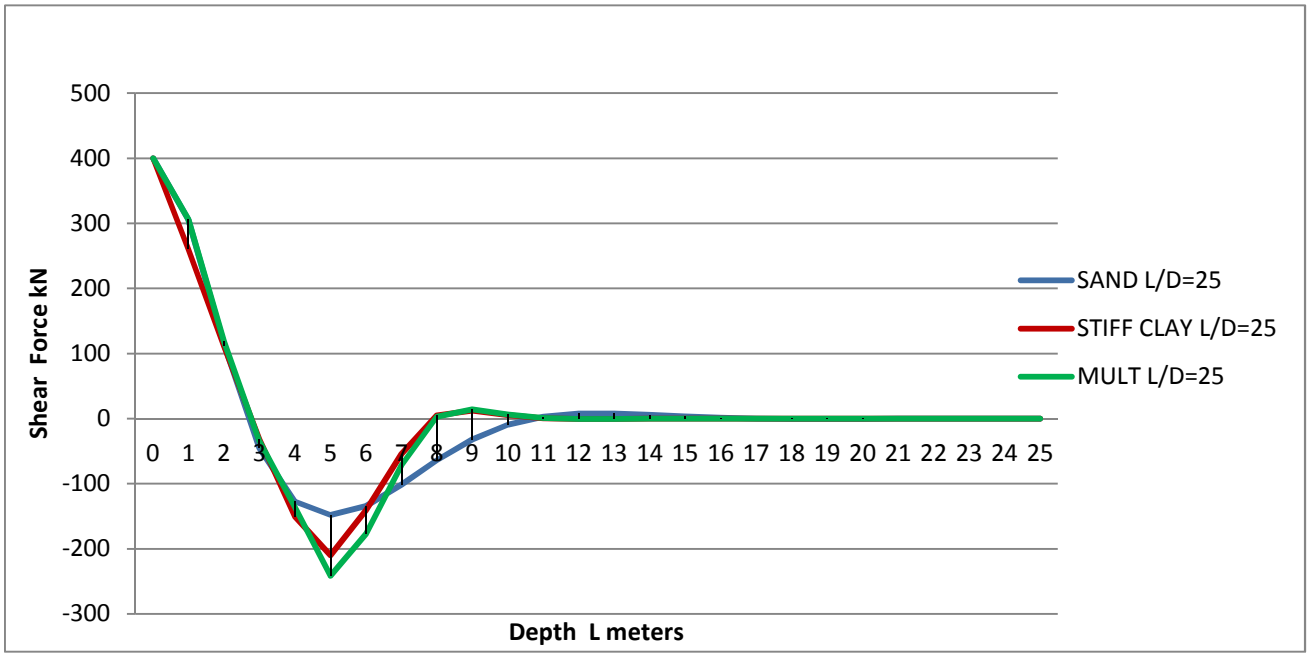


Figure 4.150: Comparaison des efforts tranchants du pieu pour les différents types des couches de sol.

Conclusion

D'après la figure 4.150, on constate que l'effort tranchant pour l'argile est plus grand par rapport au sable, la courbe du sable atteint sa valeur maximum (-150 KN) pour la profondeur Z=5 m et décroisse progressivement vers le 0 pour la profondeur $Z \geq 15$ m, par contre la courbe de l'argile atteint sa valeur maximum (-200 KN) pour la profondeur Z=5 m décroisse progressivement vers le 0 pour la profondeur $Z \geq 11$m; la courbe de l'effort tranchant dans le milieu multicouche prend l'allure de celle de sable pour $Z \leq 4$m et l'allure de celle de l'argile pour $Z \geq 8$m et atteint sa valeur maximum (-240 KN) pour la profondeur Z=5 m.

L'étude a porté sur le comportement d'un pieu isolé sous charges latérales et/ou axiale, avec pour objectif la proposition d'éléments d'analyse de ce type de fondations soumises à de telles charges. L'approche mise en œuvre est l'étude par éléments finis d'un modèle numérique du système sol-pieu, en mettant l'accent sur différents paramètres supposés influencer le comportement de ce système.

De cette étude, on a pu retenir les points suivants:

- ✓ Quand un pieu est sollicité latéralement en tête, la plus grande valeur de déplacement se localise au niveau de la tête, et ce quelque soit : la nature du sol (sable, argile ou multicouche), ainsi que la charge appliquée.

- ✓ Avec l'augmentation du chargement latéral (charge :H ou moment :M), les déplacements latéraux en tête du pieu augmentent, et ce quelque soit la nature du sol (sable, argile ou multicouche).

- ✓ Avec l'augmentation du chargement latéral (charge :H ou moment :M), les moments fléchissants maximums et les efforts tranchants maximums augmentent, et ce quelque soit la nature du sol (sable, argile ou multicouche).

- ✓ Avec l'augmentation du chargement axiale V , les déplacements latéraux en tête du pieu diminués, et ce quelque soit la nature du sol (sable, argile ou multicouche) .

- ✓ Avec l'augmentation du chargement axiale V , les moments fléchissants maximums et les efforts tranchants maximums augmentent, et ce quelque soit la nature du sol (sable, argile ou multicouche).

- ✓ Avec la variation de l'élancement L/D (D est fixe, L est variable) les courbes des déplacements latéraux du pieu, des moments fléchissants et des efforts tranchants demeurent presque confondus, donc cette variation n'a pas une influence et ce quelque soit : la nature du sol (sable, argile ou multicouche), ainsi que la charge appliquée.

THESES

[01] Imen SAID (2006):" *Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale*" Thèse de Doctorat, L'école Nationale des Ponts et Chaussées.

[02] Maouche Henia :" *Analyse numérique de la réponse non linéaire d'un pieu sous sollicitations latérales* " Thèse de Doctorat, Université Mentouri Constantine.

LIVRE

[01] Dc Bouafia.a (2010) :" *Conception et calcule des ouvrages géotechniques",* Université de Blida édition pages bleues.

MANUAL PROGRAMME

[01] William M. Isenhower, Ph.D., P.E. Shin-Tower Wang, Ph.D., P.E (2011):" *Technical Manual for LPILE , version 6 "* . ENSOFT, INC

[02] [01] William M. Isenhower, Ph.D., P.E. Shin-Tower Wang, Ph.D., P.E (2010):" *User's Manual for LPILE, version 6 "* . ENSOFT, INC