

**UNIVERSITE DE SAAD DAHLAB DE BLIDA**

**Faculté de Technologie**

Département de Génie Civil

## **MEMOIRE DE MAGISTER**

Spécialité : Construction

### **ANALYSE TRIDIMENSIONNELLE DE LA REPONSE D'UN PIEU ISOLE SOUS CHARGE LATERALE**

Par

**HOCINE HAOUARI**

Devant le jury composé de :

Z. ZITOUNI	Maitre de conférences A, USD Blida	Président
J. AMAR-BOUZID	Maitre de conférences A, U.de Médéa	Examineur
K. GRINE	Professeur, USD Blida	Examineur
A. BOUAFIA	Professeur, USD Blida	Rapporteur

Blida, Avril 2014

## RÉSUMÉ

La réponse d'un pieu chargé latéralement est un problème d'interaction sol/pieu assez complexe vu le caractère tridimensionnel de la réaction latérale du sol et la diversité des paramètres physiques rentrant en jeu. C'est dans ce contexte que se situe l'étude menée dans ce travail. En premier lieu, Les différentes méthodes de calcul des pieux isolés sous charge latérale statique ont été présentées. Deuxièmement, sur la base des résultats des essais sur modèles réduits centrifugés, l'influence de la densité du sable, de mode d'installation du pieu et de la rugosité de surface de ce dernier sur certains caractéristiques de l'interaction sol/pieu telles que le module de réaction initial  $E_{i0}$  du sol et la résistance latérale du sol  $P_u$ , a été étudiée. Troisièmement, le système sol/pieu a été modélisé en utilisant le logiciel ABAQUS de simulation numérique par éléments finis, Une loi de comportement élastoplastique parfaite dite de Mohr-Coulomb a permis de tenir compte de la non linéarité du sol, des éléments d'interface ont été introduits pour tenir compte de la non linéarité du contact sol/pieu et de la possibilité de décollement du pieu par rapport au sol. La détermination des contraintes tangentielles a permis de construire les courbes de réaction latérale P-Y ; Ces courbes ont été formulées en fonction du nombre modulaire  $K_E$ , et le coefficient de résistance latérale  $K_S$ . Enfin, Les coefficients de correction des déplacements latéraux des pieux libre en tête ont été également calculés pour tenir compte de l'encastrement des pieux en tête.

**Mots-Clefs:** Pieu, Chargement latéral, Courbe P-Y, Module de réaction, Résistance latérale, Eléments finis, ABAQUS, Centrifugeuse.

## ABSTRACT

The response of a laterally loaded pile is a rather complex problem of soil/pile interaction sight the three-dimensional character of the lateral reaction of the soil and the diversity of involved physical parameters. It is in this context that is situated the study led in this work. First of all, the various methods of calculation of single pile under static lateral loading were presented. Secondly, based on the results of tests on centrifuged small-scale models, the influence of the density of the sand, the installation method of the pile and the roughness of the pile surface on some characteristics of the soil/pile interaction Such as the initial modulus of subgrade reaction  $E_{ti}$  and the lateral resistance of soil  $P_u$ , was studied. Thirdly, the soil/pile system was modeled using the ABAQUS software of numerical simulation by finite elements. The Mohr-Coulomb elasto-plastic model was used to describe the material non linearity of soil, interface elements have been introduced to take account of the non-linearity of the soil/pile contact and the possibility of separation of the pile from the soil. The determination of shear stresses enabled the Construction lateral reaction curves P-Y; these curves were formulated according to the modular number  $K_E$ , and the coefficient of side resistance  $K_S$ , Finally, the correction coefficients of lateral displacements of free head piles were also calculated to reflect the fixing of piles head.

**Keywords:** Pile, Lateral loading, P-Y curves, Initial modulus of subgrade reaction, Lateral resistance of soil, Finite elements, ABAQUS, Centrifuge.

## ملخص

استجابة وتد محمل أفقيا يعتبر محورا معقدا من التفاعل تربة / وتد, بالنظر للطابع ثلاثي الأبعاد لرد الفعل الأفقي للتربة ولتعدد العوامل الفيزيائية المتدخلة فيه. في هذا السياق قمنا بالدراسة المنجزة في هذا العمل. أولا, قمنا بعرض مختلف أساليب حساب الأوتاد المعزولة و المعرضة لحمولات أفقية ثابتة. ثانيا, استنادا إلى نتائج تجارب على نماذج مصغرة معرضة للطرد المركزي, قمنا بدراسة تأثير كل من كثافة الرمال, طريقة تثبيت الوتد و خشونة سطح الوتد على بعض خصائص التفاعل تربة / وتد مثل معيار رد الفعل الأولي  $E_{ti}$  و المقاومة الأفقية للتربة  $P_u$ . ثالثا, تم تمثيل الجملة تربة / وتد باستعمال برنامج المحاكاة الرقمية بالعناصر المنتهية أباكوس (ABAQUS). تم استخدام نموذج مور- كولمب المرن- اللدن لوصف اللا خطية المادية للتربة, تم أيضا إدخال عناصر سطح بيني للأخذ بعين الاعتبار لا خطية التماس تربة / وتد و إمكانية انفصال الوتد عن التربة. تحديد الضغوطات المادية مكننا من إنشاء منحنيات رد الفعل الأفقي  $P-Y$ , تمت صياغة هذه المنحنيات وفقا للعدد المعياري  $K_E$  و معامل المقاومة الأفقية  $K_S$ . أخيرا, تم حساب معاملات تصحيح إزاحات الأوتاد ذات الرؤوس الحرة  $C_Y$  للأخذ بعين الاعتبار التثبيت الواقعي لرؤوس الأوتاد.

**كلمات مفاتيح :** وتد, حمولة أفقية, منحنيات رد الفعل الأفقي  $P-Y$ , معيار رد الفعل الأولي, المقاومة الأفقية للتربة, عناصر منتهية, أباكوس, آلة الطرد المركزي.

## REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu Dieu le miséricordieux qui nous a donné du courage et de la volonté avec lesquels ce mémoire a été achevé.

Je désire en premier lieu adresser toute ma reconnaissance à mon encadreur, Monsieur Ali Bouafia, Professeur à l'université de Blida, pour m'avoir fait confiance et m'avoir dirigée pendant cette période de recherche. Je tiens tout particulièrement à le remercier pour sa patience tout au long de ce travail, ainsi que pour la richesse de ses idées. Espérant avoir l'occasion de travailler avec lui dans le futur, qu'il trouve ici l'expression de ma respectueuse gratitude.

J'exprime ma plus sincère gratitude aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail :

- ◆ Monsieur Z. Zitouni, Maitre de Conférences à l'Université Saad Dahlab-Blida ;
- ◆ Monsieur D. Amar-Bouزيد, Maitre de Conférences à l'université de Médéa ;
- ◆ Monsieur K. Grine, Professeur à l'Université Saad Dahlab-Blida.

Je tiens à remercier le chef de notre Département de Génie Civil et le responsable du Poste de Graduation, ainsi que tous les personnels travaillant dans notre Département.

Je voudrai exprimer mes sincères remerciements à tous les enseignants qui m'ont aidé et encouragé, particulièrement à Madame Cherifa Cherfa et Madame Malika Berediafe Bourahla. Je remercie également Madame Ouarda Badis et Monsieur Hamid Ait-Kassi pour leur aide dans la partie modélisation.

Mes vifs remerciements de tout mon cœur à ma famille et en particulier mes parents qui m'ont soutenu durant mes études et qui m'ont toujours encouragé. Leur générosité est inestimable. Qu'ils trouvent ici le témoignage de mon affection. Je leur dédie ce mémoire. Merci aussi à tous mes amis.

## TABLE DES MATIERES

RESUME .....	1
REMERCIEMENTS .....	4
TABLE DES MATIERES .....	5
LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES ET TABLEAUX .....	9
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS .....	19
INTRODUCTION GENERALE .....	25
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE .....	27
1.1 Déformation latérale des pieux .....	28
1.1.1 Méthodes de l'élasticité linéaire .....	28
1.1.1.1 Méthodes de Poulos (1971a) et Poulos & Hull (1989) .....	28
1.1.1.2 Davies & Budhu (1986) et Budhu & Davies (1987, 1988) et Pender (1993) .	29
1.1.2 Méthodes basées sur la méthode des éléments finis .....	32
1.1.2.1 Méthodes de Randolph (1981) et Carter & Kulhawy (1988) .....	33
1.1.2.2 Méthode de Higgins et al. (2013) .....	36
1.1.3 Méthodes basées sur l'approche de module de réaction du sol.....	40
1.1.3.1 Calcul linéaire .....	40
1.1.3.2 Calcul non linéaire .....	43
A. Méthodes basées sur les résultats des essais de laboratoire .....	44
A.1 Courbe P-Y de Matlock (1970) .....	44
A.2 Courbe P-Y de Reese et al. (1975).....	47
A.3 Courbe P-Y de Dunnavant et O'Neill (1989) .....	49
A.4 Courbe P-Y de Reese et al. (1974) .....	51
A.5 Méthode de Murchison et O'Neill (1984), API (1993) .....	54
A.6 Courbe P-Y de Georgiadis et al. (1992) .....	56
A.7 Courbe P-Y de Li Yan et Byrne (1992) .....	58
B. Méthodes basées sur les résultats des essais in situ (Essai Pressiométrique) .....	59
B.1 Méthode de Ménard et al. (1969) et Fascicule 62 (1993).....	59
B.2 Méthode de Dunand (1981) .....	62
B.3 Méthode de Baguelin et al. (1978).....	62
B.4 Méthode de Briaud et al. (1983) .....	62

B.5 Méthode de Robertson et al. (1985).....	63
B.6 Méthode de Bouafia (2007) .....	64
1.2 Capacité portante latérale des pieux .....	66
1.2.1 Méthode de Binch Hansen (1961) .....	66
1.2.2 Méthode de Ménard (1962).....	68
1.2.3 Méthodes de Broms (1964 a et b).....	70
1.2.4 Méthodes de Randolph & Houlsby (1984) et Martin & Randolph (2006) .....	74
1.2.5 Méthode de Zhang et al (2005) .....	75
1.3 Etude comparative .....	79
1.3.1 Déformation latérale des pieux .....	81
1.3.2 Capacité portante latérale des pieux .....	82
1.4 Conclusion .....	83
<b>CHAPITRE 2 : INTERPRETATION DES ESSAIS EN CENTRIFUGEUSE.....</b>	<b>84</b>
2.1 Introduction.....	85
2.2 Conditions de similitude et principe de la centrifugation des modèles .....	85
2.3 Présentation des essais sur modèles réduits centrifugés .....	88
2.3.1 Massif de sable utilisé .....	89
2.3.2 Le modèle de pieu .....	89
2.3.3 Instrumentation de pieu.....	90
2.3.4 Calcul de moment fléchissant .....	92
2.4 Procédure d'interprétation des essais sur modèles centrifugés.....	93
2.4.1 Méthodes d'ajustement .....	93
2.4.1.1 Méthode des Splines cubiques et quintiques .....	93
2.4.1.2 Méthode d'ajustement globale par des polynômes.....	94
2.4.1.3 Méthode d'ajustement par morceaux avec des polynômes cubiques .....	94
2.4.1.4 Méthode des résidus pondérés .....	94
2.4.2 Critères de choix de la courbe de lissage .....	94
2.4.2.1 Critère d'équilibre statique du pieu.....	95
2.4.2.2 Critère sur la réaction latérale du sol en surface .....	96
2.4.2.3 Critère sur le centre de pression et le centre de rotation .....	98
2.4.3 Double dérivation et double intégration .....	99
2.4.3.1 Double dérivation .....	99
2.4.3.2 Double intégration .....	101
2.5 Construction des courbes de réaction P-Y .....	103

2.5.1 Ajustement des courbes de réaction latérale P-Y .....	104
2.5.2 Module de réaction initial .....	109
2.5.2.1 Effet de la densité du sable sur le module de réaction initial .....	111
2.5.2.2 Effet du mode d'installation du pieu .....	111
2.5.2.3 Effet de l'état de surface du pieu .....	112
2.5.3 Résistance latérale du sol .....	112
2.5.3.1 Effet de densité du sable sur le coefficient de résistance latérale .....	115
2.5.3.2 Effet du mode d'installation du pieu .....	115
2.5.3.3 Effet de l'état de surface du pieu .....	115
2.6 Etude de comportement de la pointe .....	115
2.7 Conclusion .....	119
<b>CHAPITRE 3 : MODELISATION PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS.....</b>	<b>120</b>
3.1 Introduction .....	121
3.2 Présentation du logiciel ABAQUS et du modèle pieu/sol .....	121
3.2.1 Présentation du logiciel ABAQUS .....	121
3.2.1.1 Historique et codes de calcul .....	121
3.2.1.2 Phases de traitement.....	122
3.2.1.3 Modules de l'interface graphique ABAQUS/CAE.....	123
3.2.2 Présentation du modèle pieu/sol .....	126
3.2.2.1 Dimensions du modèle et éléments finis .....	126
3.2.2.2 Modélisation du matériau sol .....	129
3.2.2.3 Modélisation du matériau pieu .....	135
3.2.2.4 Modélisation de l'interaction pieu/sol .....	135
3.2.2.5 Chargement et conditions aux limites .....	136
3.3 Etude paramétrique du problème de chargement latéral d'un pieu isolé.....	138
3.3.1 Analyse dimensionnelle- théorème des $\pi$ de Buckingham .....	138
3.3.1.1 Introduction .....	138
3.3.1.2 Méthodologie .....	139
3.3.1.3 Relations utiles.....	139
3.3.2 Paramètres de l'étude .....	140
3.3.2.1 La rigidité relative .....	140
3.3.2.2 L'élancement .....	140
3.3.3 Présentation des résultats en cas d'un pieu libre en tête .....	141
3.3.3.1 Courbes de chargement en tête .....	141



i. Effet de la rigidité relative .....	141
ii. Effet de l'élanement .....	142
3.3.3.2 Profils de moment fléchissant .....	142
i. Effet de la rigidité relative .....	142
ii. Effet de l'élanement .....	146
3.3.4 Construction des courbes de réaction latérale P-Y .....	152
3.3.4.1 Principe et méthodologie de construction .....	152
3.3.4.2 Technique d'ajustement .....	155
3.3.4.3 Interprétation des courbes P-Y .....	155
i. Module de réaction initial .....	155
ii. Résistance latérale du sol .....	160
3.3.4.4 Formulation des paramètres de la courbe P-Y .....	162
i. Le nombre modulaire .....	162
ii. Coefficient de résistance latérale .....	165
3.3.5 Présentation des résultats en cas d'un pieu encasté en tête .....	167
3.3.5.1 Courbe de chargement.....	167
i. Effet de la rigidité relative .....	167
ii. Effet de l'élanement .....	170
3.3.5.2 Coefficients de correction .....	175
3.4 Conclusion .....	179
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.....	180
REFERENCES	
ANNEXE A: COURBES DE REACTION LATERALE P-Y	
ANNEXE B : MODULE DE REACTION INITIAL $E_i$	
ANNEXE C : RESISTANCE LATERALE DU SOL $P_u$	
ANNEXE D : NOMBRE MODULAIRE $K_E$	

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

### Liste des Figures

Figure 1.1	Définition des $G_c$ et $\rho_c$ .....	33
Figure 1.2	Profils de sol considérés par Higgins et al (2012) .....	36
Figure 1.3	Concept de la méthode de module de réaction du sol (calcul linéaire)....	43
Figure 1.4	Concept de la méthode de la méthode des courbes P-Y (calcul non linéaire).....	44
Figure 1.5	Courbe P-Y typique selon Matlock (1970) .....	47
Figure 1.6	Valeurs de facteur $A_s$ selon Reese et al. (1975) .....	49
Figure 1.7	Courbe P-Y typique selon Reese et al. (1975).....	49
Figure 1.8	Courbe P-Y typique selon Dunnavant et O'Neill (1989).....	51
Figure 1.9	Valeurs des facteurs $\bar{A}_s$ et $B_s$ selon Reese et al.(2006) .....	52
Figure 1.10	Courbe P-Y typique selon Reese et al. (1974) .....	54
Figure 1.11	Courbe P-Y typique selon Murchison et O'Neill (1984), API (1993).....	55
Figure 1.12	Valeurs de $K_h$ en fonction de la densité relative du sable.....	55
Figure 1.13	Coefficient $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ en fonction de $\phi'$ .....	56
Figure 1.14	Courbe P-Y typique selon Georgiadis et al. (1992).....	57
Figure 1.15	Courbe P-Y typique selon Li Yan et Byrne (1992) .....	59

Figure 1.16	Analogie entre les pieux chargés latéralement et le pressiomètre.....	61
Figure 1.17	Courbes P-Y typiques selon Ménard et al. (1969) (1) et Fascicule 62 (1993) (2).....	61
Figure 1.18	Variation de facteur $\eta$ en fonction de $z/B$ .....	64
Figure 1.19	Courbe P-Y typique selon Bouafia (2007).....	65
Figure 1.20	Les coefficients $K_q$ et $K_c$ selon Brinch Hansen (1961).....	67
Figure 1.21	Modèle de calcul de Brinch Hansen (1961).....	67
Figure 1.22	Schéma de rupture selon Ménard.....	68
Figure 1.23	Critère de stabilité latéral selon Ménard .....	69
Figure 1.24	Coefficient de variation du module de réaction latérale en fonction de la densité relative du sable .....	71
Figure 1.25	Mécanisme de rupture et réaction latérale pour un système pieu/sol cohérent .....	71
Figure 1.26	Mécanisme de rupture et réaction latérale pour un système pieu/sol pulvérulent .....	72
Figure 1.27	Capacité portante d'un pieu rigide battu dans un sol cohérent.....	73
Figure 1.28	Capacité portante d'un pieu flexible battu dans un sol cohérent.....	73
Figure 1.29	Capacité portante d'un pieu rigide battu dans un sol pulvérulent .....	73
Figure 1.30	Capacité portante d'un pieu flexible battu dans un sol pulvérulent.....	74
Figure 1.31	La résistance latérale ultime selon Randolph & Houlsby (1984) et Martin & Randolph (2006).....	75

Figure 1.32	Diagramme de réaction frontale et tangentielle du sol autour d'un pieu chargé latéralement selon Smith (1987) .....	76
Figure 1.33	Dimensions du pieu prototype et caractéristiques géotechniques du sable .....	79
Figure 1.34	Diagramme de la résistance en pointe pénétrométrique $q_c$ .....	80
Figure 1.35	Courbes de chargement pour les différentes méthodes .....	81
Figure 1.36	Histogrammes de comparaison entre les méthodes de calcul des pieux aux petits déplacements .....	82
Figure 1.37	Histogrammes de comparaison entre les méthodes de calcul des pieux aux grands déplacements .....	82
Figure 2.1	Centrifugation ou accélération par rotation .....	86
Figure 2.2	Les éléments composants une centrifugeuse .....	86
Figure 2.3	Centrifugeuse du LCPC .....	87
Figure 2.4	Nacelle pivotante de la centrifugeuse du LCPC.....	87
Figure 2.5	Pieu modèle utilisé dans les essais .....	90
Figure 2.6	Disposition des jauges de déformations sur la surface du pieu modèle...	91
Figure 2.7	Instrumentation du pieu modèle .....	91
Figure 2.8	Capteurs de déplacements et dispositif de chargement latéral.....	92
Figure 2.9	Système mécanique sol-pieu .....	95
Figure 2.10	Distribution de la pression horizontale des terres sur une section du pieu	98

Figure 2.11	Pieu rigide en état de repos (a), déformé typique après chargement latéral (b), et réaction latérale du sol pulvérulent (c).....	99
Figure 2.12	Principe de dérivation du logiciel Origin .....	100
Figure 2.13	Principe d'intégration du logiciel Origine.....	102
Figure 2.14	Diagrammes relatifs à l'essai 1.....	105
Figure 2.15	Diagrammes relatifs à l'essai 3.....	106
Figure 2.16	Diagrammes relatifs à l'essai 5 .....	107
Figure 2.17	Diagrammes relatifs à l'essai 9 .....	108
Figure 2.18	Profils de module de réaction initial en fonction de la profondeur .....	109
Figure 2.19	Module de réaction initiale dans la zone supérieure du pieu .....	110
Figure 2.20	Profils de résistance latérale du sol en fonction de la profondeur .....	113
Figure 2.21	Profils de coefficient de résistance latérale du sol en fonction de la profondeur.....	114
Figure 2.22	Courbes de chargement en pointe $T_p = f(Y_p)$ .....	116
Figure 2.23	Courbes $M_p = f(Y_p')$ .....	117
Figure 2.24	Allure hyperbolique des courbes $T_p = f(Y_p)$ .....	117
Figure 2.25	Allure hyperbolique des courbes $M_p = f(Y_p')$ .....	118
Figure 3.1	Phases de traitement du logiciel ABAQUS .....	123

Figure 3.2	Interface graphique ABAQUS/CAE .....	123
Figure 3.3	Modules de l'interface graphique ABAQUS/CAE .....	125
Figure 3.4	Présentation du modèle tridimensionnel et matériaux constitutants.....	127
Figure 3.5	Maillage régulier adapté au modèle pieu/sol.....	127
Figure 3.6	Distribution et types d'éléments finis employés.....	128
Figure 3.7	Section droite du modèle pieu (a), éléments finis utilisés (b) .....	128
Figure 3.8	Modèle de plasticité de Mohr-Coulomb.....	130
Figure 3.9	Représentation de la surface de charge de Mohr-Coulomb dans le plan $\pi$ des déviateurs des contraintes .....	131
Figure 3.10	Famille de potentiels plastiques hyperboliques dans le plan méridien des contraintes .....	132
Figure 3.11	Potentiel d'écoulement de Menétrey et Willam (1995) dans le plan déviatorique des contraintes .....	133
Figure 3.12	Interfaces de contact pieu/sol.....	136
Figure 3.13	Simulation de l'état de contraintes initiale .....	137
Figure 3.14	Force horizontale appliquée en tête du pieu .....	138
Figure 3.15	Allure hyperbolique de la courbe de chargement en tête du pieu.....	141
Figure 3.16	Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu élancé de $D/B = 10$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	143
Figure 3.17	Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu élancé de $D/B = 20$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	144

Figure 3.18	Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu élancé de $D/B = 30$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	145
Figure 3.19	Variation du déplacement en surface en fonction de la rigidité relative...	146
Figure 3.20	Effet de l'élancement sur les courbes de chargement en tête du pieu avec une rigidité relative $K_R = 1$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	147
Figure 3.21	Effet de l'élancement sur les courbes de chargement en tête du pieu avec une rigidité relative $K_R = 0,1$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)	148
Figure 3.22	Effet de l'élancement sur les courbes de chargement en tête du pieu avec une rigidité relative $K_R = 0,01$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)	149
Figure 3.23	Effet de l'élancement sur les courbes de chargement en tête du pieu avec une rigidité relative $K_R = 0,001$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	150
Figure 3.24	Variation de déplacement en surface en fonction de l'élancement $D/B$ ..	151
Figure 3.25	Effet de la rigidité relative sur le moment fléchissant .....	151
Figure 3.26	Effet de l'élancement sur le moment fléchissant.....	152
Figure 3.27	Déflexion de pieu modélisé avant et après chargement.....	153
Figure 3.28	Coupe montrant la contrainte tangentielle dans la direction du chargement, pour un élément fini $i$ .....	154
Figure 3.29	Nombre et position des points d'intégration selon l'élément finis.....	154
Figure 3.30	Diagrammes relatifs à Sable lâche, $D/B = 10$ , et $K_R = 0,01$ .....	156
Figure 3.31	Diagrammes relatifs à Argile raide, $D/B = 30$ , et $K_R = 1$ .....	157
Figure 3.32	Variation du module de réaction initial en fonction de la profondeur	158
Figure 3.33	Diagrammes de réaction latérale du sol et de déplacement latéral du pieu, $K_R > 10^{-3}$ (a), $K_R \leq 10^{-3}$ (b).....	159

Figure 3.34	Profil de la résistance du sol et approche considérée.....	160
Figure 3.35	Effet de la rigidité relative sur la résistance du sol .....	161
Figure 3.36	Effet de la rigidité relative sur la résistance du sol.....	161
Figure 3.37	Résistance latérale du sol en fonction de la nature du sol, sols sableux (a), sols argileux (b) .....	162
Figure 3.38	Nombre modulaire pour les sols sableux .....	164
Figure 3.39	Nombre modulaire pour les sols argileux .....	164
Figure 3.40	Coefficient de résistance latérale, sols sableux (a), sols argileux (b).....	166
Figure 3.41	Courbe P-Y typique proposée .....	166
Figure 3.42	Schéma du pieu encastré en tête .....	167
Figure 3.43	Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu encastré en tête, élané de $D/B = 10$ , sols sableux (a) et sols argileux (b) .....	168
Figure 3.44	Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu encastré en tête, élané de $D/B = 20$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	169
Figure 3.45	Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu encastré en tête, élané de $D/B = 30$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	170
Figure 3.46	Effet de l'élanement sur les courbes de chargement en tête du pieu encastré en tête, avec une rigidité relative $K_R = 1$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	171



Figure 3.47	Effet de l'élancement sur les courbes de chargement en tête du pieu encastré en tête, avec une rigidité relative $K_R = 0,1$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	172
Figure 3.48	Effet de l'élancement sur les courbes de chargement en tête du pieu encastré en tête, avec une rigidité relative $K_R = 0,01$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	173
Figure 3.49	Effet de l'élancement sur les courbes de chargement en tête du pieu encastré en tête, avec une rigidité relative $K_R = 0,001$ , sols sableux (a) et sols argileux (b).....	174
Figure 3.50	Effet de la rigidité relative et de l'élancement sur le coefficient de correction .....	177
Figure 3.51	Coefficients de correction $C_Y$ pour les cas des sols sableux .....	178
Figure 3.52	Coefficients de correction $C_Y$ pour les cas des sols argileux .....	178

**Liste des Tableaux :**

Tableau 1.1	Contraintes limites à l'interface sol /pieu .....	29
Tableau 1.2	Réponse latérale élastique des pieux .....	30
Tableau 1.3	La réponse latérale élastique des pieux selon Poulos et Hull (1989) ....	31
Tableau 1.4	La réponse latérale élastique des pieux flexibles selon Pender (1993) ..	32
Tableau 1.5	Types de pieux en fonction de la rigidité du sol selon Higgins et al (2012).....	37

Tableau 1.6	Coefficients de régression $k_1$ et $k_2$ selon Higgins et al (2012).....	40
Tableau 1.7	Coefficients de régression $k_3$ et $k_4$ selon Higgins et al (2012).....	40
Tableau 1.8	Valeurs du coefficient A d'après Terzaghi (1955).....	42
Tableau 1.9	Facteurs rhéologique $\alpha$ d'après Baguelin et al. (1978) .....	42
Tableau 1.10	Valeurs recommandés de $\varepsilon_{50}$ pour les argiles selon Matlock .....	45
Tableau 1.11	Valeurs de $K_h$ en fonction de Cohésion moyenne non drainée .....	46
Tableau 1.12	Valeurs de $K_h$ en fonction de la densité relative du sable .....	53
Tableau 1.13	Valeurs de $K_h$ en fonction de la densité relative du sable.....	57
Tableau 1.14	Valeurs de coefficient $\alpha$ de structure du sol .....	60
Tableau 1.15	Valeurs des coefficients numériques $\alpha_1$ et $\alpha_2$ en fonction de $D_c/D$ .....	69
Tableau 1.16	Types de pieux selon Broms (1964 a et b) .....	70
Tableau 1.17	Valeurs de $\eta$ et $\xi$ selon Briaud et Smith 1983 .....	77
Tableau 1.18	Valeurs de coefficient $K$ selon Kulhawy et al. (1983) et Kulhawy (1991).....	78
Tableau 1.19	Valeurs de coefficient $\delta$ selon Kulhawy et al. (1983) et Kulhawy (1991) .....	78
Tableau 2.1	Echelles de similitude.....	88
Tableau 2.2	Paramètres de l'étude .....	89
Tableau 2.3	Caractéristique géotechniques du sable .....	89

Tableau 2.4	Caractéristiques du pieu .....	90
Tableau 2.5	Vérification des critères de la qualité d'ajustement .....	103
Tableau 2.6	Raideurs initiales et efforts ultimes en pointe du pieu.....	119
Tableau 3.1	Caractéristiques mécaniques des sables étudiés .....	134
Tableau 3.2	Caractéristiques mécaniques des argiles étudiées .....	134
Tableau 3.3	Nombre modulaire $K_E$ , sable dense $\varphi = 40^\circ$ et $D/B = 10$ .....	163
Tableau 3.4	Coefficients de correction $C_Y$ .....	176

## LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

$A$	Coefficient adimensionnel fonction de la densité du massif de sable
$A_i$	Aire de la surface de l'élément finis $i$
$A_s$	Facteur de correction de la surface latérale de pieu
$B$	Diamètre du pieu
$B_0$	diamètre de référence
$C_Y$	Coefficient de correction
$D$	Fiche du pieu
$D_c$	Longueur critique du pieu
$D_e$	longueur effective du pieu
$D_r$	densité relative du sable
$DT_i$	Capteur $i$ de déplacement
$E$	Module d'Young du sol
$E_c$	Module caractéristique du sol
$E^{éq}$	Module d'Young équivalent du sol
$E_m$	module pressiométrique
$E_{max}$	module d'Young maximum du sol
$E_P$	Module d'Young du pieu
$E_s$	Module de réaction latérale du sol
$E_{ti}$	Module de réaction latérale initial du sol
$F$	réaction latérale frontale
$F$	Fonction de charge
$G$	module de cisaillement du sol
$G$	Potentielle de plasticité
$G_c$	module caractéristique de cisaillement du sol
$G_{max}$	module de cisaillement du sol

$H$	Force horizontale en tête du pieu
$H_u$	Capacité portante latérale du pieu
$H_u^{exp}$	Capacité portante latérale expérimentale
$H_u^{thé}$	Capacité portante latérale théorique
$I_d$	Indice de densité
$I_P$	Moment d'inertie du pieu
$K$	Rapport des modules d'élasticité (pieu/sol)
$K$	Coefficient de pression latérale des terres
$K$	Coefficient poussée butée
$K_0$	Coefficient de pression des terres au repos
$K_a$	Coefficient minimum de pressions active des terres
$K_c$	Coefficient de réaction de sol causé par la cohésion du sol
$K_E$	Nombre modulaire
$K_h$	coefficient d'accroissement de module de réaction initial du sol
$K_M$	Raideur initiale en pointe du pieu en terme de moment fléchissant
$K_p$	coefficient de pression passive des terres
$K_q$	Coefficient de pression latérale passive des terres
$K_q$	Coefficient de réaction de sol causé par la surcharge vertical effective
$K_R$	rigidité relative pieu/sol
$K_s$	Coefficient de pression latérale des terres
$K_S$	Coefficient de résistance latérale du sol
$K_T$	Raideur initiale en pointe du pieu en terme d'effort tranchant
$K_{H0}^{exp}$	Raideur initiale expérimentale
$K_{H0}^{thé}$	Raideur initiale théorique
$L$	Longueur du pieu
$M$	Moment renversant en tete du pieu
$M_{max}$	Moment fléchissant maximum
$M_p$	Moment fléchissant en pointe du pieu

$M_u$	Moment fléchissant ultime en pointe
$M_u$	Moment fléchissant ultime en pointe
$N$	facteur d'échelle de gravité
$N_c$	coefficient de la capacité portante
$P$	Réaction latérale du sol
$P^*$	Pression nette
$P_{max}$	Réaction latérale du sol maximale
$P_u$	Résistance latérale du sol
$P_f^*$	pression de fluage nette
$P_l^*$	pression limite nette
$R$	Rayon du pieu
$R$	Coefficient d'ajustement
$R(z)$	fonction résiduelle
$R0$	Rayon initial de la sonde PMT
$RT$	Indice seuil comportement rigide du pieu
$T$	réaction latérale tangentielle
$T(z)$	Effort tranchant
$T_p$	Effort tranchant en pointe du pieu
$T_u$	Effort tranchant ultime en pointe
$V0$	Volume initial de la sonde PMT
$Y$	Déplacement latéral du pieu
$Y'$	Rotation du pieu
$Y'_0$	Rotation du pieu en surface du sol
$Y'_p$	Rotation en pointe du pieu
$Y_0$	Déplacement latéral en surface du sol
$Y_{50}$	déplacement latéral correspondant à un demi de la réaction latérale ultime du sol
$Y_p$	Déplacement latérale en pointe du pieu

$a$	accélération
$a$	Adhérence pieu/sol
$c$	Cohésion du sol
$c_u$	Cohésion non drainée du sol
$c_{um}$	Cohésion moyenne non drainée entre la surface du sol et la profondeur $z$
$e$	Excentricité d'application de l'effort horizontal
$g$	Constante gravitationnelle
$J$	paramètre déterminé expérimentalement
$j_i$	Jauge $i$ de déformation
$m$	Coefficient d'accroissement du module d'Young $E$
$q_0$	Surcharge verticale appliquée en surface
$q_c$	résistance de pointe
$r$	Rayon de rotation
$S_f$ et $S_t$	Facteurs de forme
$t_{sc}$	contrainte limite de compression sur la face frontale de pieu
$t_{ss}$	contrainte limite de cisaillement sur les cotés de pieu
$t_{st}$	contrainte limite de traction sur la face arrière de pieu
$z$	Profondeur
$z_c$	profondeur critique
$z_p$	Profondeur du centre de pression
$z_R$	Profondeur du centre de rotation
$\Delta R$	Accroissement dans le rayon de la sonde PMT
$\Delta V$	Accroissement de volume dans la sonde PMT
$\Psi(z)$	fonction résiduelle arbitraire
$\alpha$	Facteur rhéologique
$\alpha$	Facteur empirique de cohésion
$\beta$	Angle d'inclinaison de la surface du sol
$\gamma$	Poids volumique

$\gamma^{\prime}$	Poids volumique effectif du sol
$\gamma_d$	Poids volumique sec du sol
$\gamma_p$	Poids volumique du pieu
$\delta$	Angle de frottement à l'interface pieu /sol
$\varepsilon$	Déformation longitudinale
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Erreurs relatives
$\varepsilon_{50}$	déformation triaxiale à un demi du déviateur maximum des contraintes principales
$\eta$	facteur de résistance latérale
$\mu$	coefficient de frottement
$\sigma$	Contrainte normale
$\sigma_e$	Limité élastique
$\sigma_r$	Contrainte normale radiale
$\sigma_v$	contrainte normale verticale
$\sigma'_{v0}$	Surcharge verticale effective
$\tau$	Contrainte tangentielle
$\tau_s$	Contrainte tangentielle dans le sol
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement ultime
$\tau_{xz,i}$	contrainte de cisaillement dans l'élément fini $i$
$\nu$	Coefficient de poisson
$\varphi$	Angle de frottement interne du sol
$\varphi'$	Angle de frottement interne effectif du sol
$\psi$	Angle de dilatance du sol
$\omega$	vitesse angulaire de rotation



## **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

L'ingénieur civil s'articule sur deux paramètres essentiels pour le choix de type de fondations (superficielles ou profondes) à envisager pour un ouvrage donné, à savoir, la portance du sol et le calcul des déformations du sol sous les surcharges induites par l'ouvrage.

Si la portance du sol est très faible et/ou si la superstructure chemine une charge verticale très importante vers les fondations, l'ingénieur civil opte dans ce cas pour des fondations profondes nommées pieux.

Si l'ingénieur considère les charges verticales seulement, dans le dimensionnement et la vérification des pieux, il néglige alors tous effets d'une charge latérale probable qui peut solliciter le pieu, et les conséquences peuvent être catastrophiques.

Le pieu peut être chargé latéralement par une charge répartie le long de son fût, comme c'est le cas d'un pieu ancré dans un talus pour maintenir le sol contre le glissement, ainsi le pieu est dit : pieu passif. En revanche, il peut être chargé à sa tête, tel que le cas de la poussée des terres sur la culée d'un pont, le pieu est dit dans ce cas : pieu actif. La réponse d'un pieu chargé latéralement à sa tête par une charge latérale statique monotone est étudiée dans le cadre de ce mémoire.

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les méthodes de calcul des pieux chargés latéralement. Ce chapitre comporte les méthodes de calcul aux petits déplacements et ceux aux grands déplacements.

Le deuxième chapitre a été consacré à l'interprétation des résultats des essais sur modèle réduit en centrifugeuse. Le chapitre comporte un exposé des différentes méthodes d'ajustement du profil expérimental du moment fléchissant ; enfin les courbes de réaction latérale P-Y sont construites et l'effet de certains paramètres sur le module de réaction initial, et sur la réaction latérale ultime du sol est étudié.

Le chapitre trois comporte une présentation générale du logiciel de simulation numérique par la méthode des éléments finis ABAQUS, suivie d'une étude paramétrique menée pour étudier l'influence de certains paramètres tels que la rigidité relative pieu/sol, et l'élanement du pieu sur le comportement de ce dernier sous chargement latéral.

Une méthode à été proposée pour la construction des courbes P-Y à partir des résultats de la modélisation numérique ; les courbes P-Y ainsi construites sont formulés par le nombre modulaire et le coefficient de résistance. Enfin les coefficients de correction des déplacements latéraux des pieux libres en tête ont été proposés pour tenir compte de l'encastrement de la tête du pieu.

Enfin, une conclusion générale ainsi que des recommandations sont données pour futurs travaux sur ce thème fécond.

## **CHAPITRE 1**

### **ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

## CHAPITRE 1

### ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

#### 1.1. Déformation latérale des pieux

Dans la conception des pieux chargés latéralement, les efforts horizontaux appliqués au pieu doivent être inférieurs à la capacité portante latérale du sol, mais de plus, les déplacements latéraux engendrés ne doivent pas compromettre le fonctionnement de l'ouvrage. Une vérification à l'état limite de service est alors effectuée.

Le pieu est souvent simplement assimilé à une poutre élastique verticale de rigidité flexionnelle  $E_p I_p$ , en revanche la difficulté réside dans le modèle utilisé pour représenter le sol, d'où l'existence de différentes méthodes d'analyse des pieux chargés latéralement, parmi lesquelles on peut citer :

- a. Méthodes de l'élasticité linéaire,
- b. Méthodes des éléments finis,
- c. Méthodes du module de réaction du sol (méthodes des courbes P-Y).

##### 1.1.1. Méthodes de l'élasticité linéaire

Dans Les méthodes basées sur l'élasticité linéaire, le sol entourant le pieu est assimilé à un massif élastique continu, isotrope et homogène avec un module d'Young  $E$  et un coefficient de poisson  $\nu$ . Ces méthodes se basent sur la solution des équations de Mindlin (1936) [56]. La considération que le sol est un matériau élastique linéaire limite l'utilisation de ces méthodes mais de point de vue continuité du sol, elles semblent plus attirantes.

##### 1.1.1.1. Méthodes de Poulos (1971a) et Poulos & Hull (1989)

Poulos (1971a) [60] a utilisé la solution de Mindlin (1936) [56] pour une charge horizontale agissant à l'intérieur d'un d'un massif élastique semi-infini ensuite appliqué une technique d'intégration au frontière pour obtenir le déplacement latéral de pieu.

L'auteur a représenté le pieu par une plaque mince rectangulaire de largeur égale au diamètre de pieu ( $B$ ), et possédant une longueur (fiche  $D$ ) et de rigidité flexionnelle ( $E_p I_p$ ) correspondant à celle de pieu. Un continuum élastique linéaire avec un module de d'élasticité ( $E$ ) constante avec la profondeur a été utilisé pour représenter le sol environnant.

L'auteur suppose qu'il n'y a pas de séparation entre le pieu et le sol ainsi que toutes les contraintes de cisaillement sur les bords de pieux ont été négligés. Le pieu est discrétisé en 21 segments de longueur égale. L'interaction pieu/sol provient uniquement de la distribution uniforme de la contrainte normale supposée dans chaque segment de pieu.

Poulos et Hull (1989) [61] ont aussi utilisés le principe de Mindlin (1936) [56] mais par considération d'un module d'élasticité du sol  $E$  croissant linéairement avec la profondeur (cas des sols Gibson  $E = m z$ ). Il est à signaler que les résultats trouvés par ces auteurs sont supposés applicables pour les pieux rigides et ceux flexibles.

#### 1.1.1.2. Davies & Budhu (1986) et Budhu & Davies (1987, 1988) et Pender (1993)

Davies et Budhu (1986) [24] et Budhu et Davies (1987, 1988) [19 et 20] ont développés la méthode proposée par Banerjee et Davies (1978) [7]. la méthode développée suppose connaître le profil résistance au cisaillement du sol autour de pieu. Ce dernier est assimilé à une poutre cylindrique solide de diamètre  $B$  et de rigidité à la flexion  $E_p I_p$  (Comme c'elle utilisé par Banerjee et Davies (1978) [7]). Contrairement à la supposition de Poulos (1971a) [60], les contraintes limites dans le sol autour de pieu sont supposées gouvernées par trois composantes : frontale, sur les côtés et c'elle à l'arrière de pieu.

Tableau 1.1 : Contraintes limites à l'interface sol /pieu

		Contrainte limite		
		$t_{sc}$	$t_{ss}$	$t_{st}$
Type de sol	Sol argileux <sup>(1)</sup>	$N_c C_u$	$\alpha C_u$	$\gamma' z K_s$
	Sol pulvérulent <sup>(2)</sup>	$\gamma' z K_q$	$\gamma' z K_s \tan(\delta)$	$\gamma' z K_s$

Références : <sup>(1)</sup> Davies & Budhu (1986) et Budhu & Davies (1988), <sup>(2)</sup> Budhu & Davies (1987).

Avec :

$t_{sc}$  : La contrainte limite de compression sur la face frontale de pieu.

$t_{ss}$  : La contrainte limite de cisaillement sur les cotés de pieu

$t_{st}$  : La contrainte limite de traction sur la face arrière de pieu qui ne peut pas être supérieure à la contrainte latérale effective in situ ( $\gamma' z K_s$ ).

$C_u$  : La résistance au cisaillement du sol (cohésion non drainée).

$N_c$  : Le coefficient de la capacité portante.

$\alpha$  : Facteur empirique de cohésion.

$\gamma'$  : Le poids volumique effectif du sol.

$K_s$  : Coefficient de pression latérale des terres.

$K_q$  : Coefficient de pression latérale passive des terres.

$\delta$  : Angle de frottement à l'interface pieu /sol.

Ces auteurs ont développés les solutions précédentes basées sur la méthode des éléments frontière pour exprimer le déplacement, la rotation en tête de pieu (les pieux flexibles ( $D > D_c$ ) seulement), ainsi que les moments fléchissant dans le cas d'un sol ayant un module d'élasticité constant (Davies et Budhu (1986) [4]) ou pour un sol ayant un module d'élasticité du sol  $E$  croissant linéairement avec la profondeur (Budhu et Davies (1987, 1988) [5 et 6]).

Pender (1993) [59] à également exprimé le déplacement et la rotation en tête de pieu dans le cas d'un sol avec une distribution parabolique de module d'élasticité  $E$  avec la profondeur en utilisant les travaux rapportés par Gazetas (1991) [31].

Le déplacement et la rotation en tête de pieu ainsi que les moments fléchissant sont exprimés dans le Tableau 1.2. Tous les termes d'expressions mentionnées dans le Tableau 1.2 sont regroupés dans les Tableaux 1.3 et 1.4.

Tableau 1.2 : Réponse latérale élastique des pieux

désignation	Pieu libre en tête	Pieu fixe en tête
Déplacement $Y$	$H f_{YH} + M f_{YM}$	$H f_{YF}$
Rotation $\theta$	$H f_{\theta H} + M f_{\theta M}$	0
Le moment maximum, $M_{max}$	$H B I_{MH}$	—
Le moment d'encastrement, $M_f$	—	$- H B I_{MF}$

Tel que :

H et M sont la force horizontale et le moment renversant respectivement ; appliqués au niveau du sol. B est le diamètre (ou la largeur) de pieu.

E est le module d'élasticité du sol, K est le rapport des modules d'élasticité (pieu, sol).  
 $D_c$  et  $D_e$  sont la longueur critique et c'elle effective de pieu respectivement.

$f_{YH}$ ,  $f_{YM}$ ,  $f_{\theta H}$ ,  $f_{\theta M}$  et  $f_{YF}$  sont les coefficients de flexibilité.

$f$ ,  $D_{M \max}$  sont l'excentricité de point d'application de la force horizontale exprimée en fonction de diamètre B et la position de moment fléchissant maximum dans un pieu libre en tête respectivement.

Tableau 1.3 : La réponse latérale élastique des pieux selon Poulos et Hull (1989) [61]

Facteur	Cas 1 : E constant	Cas 2 : E linéairement croissant
$E$	$E = \text{constant}$	$E = m z$
$K$	$E_p / E$	$E_p / mB$
$D_c / B$	$2.09 K^{0.25}$	$1.81 K^{0.20}$
$D_e$	$D_c$ si $D \geq D_c$ $L$ si $D < D_c/3$	$D_c$ si $D \geq D_c$ $D$ si $D < D_c/3$
$x$	$\text{Log}_{10}(D_e/B)$	$\text{Log}_{10}(D_e/B)$
$D \geq D_c$ (pieu flexible)		
$f_{YH}$	$(1.65 + 3.40 x) / E D_c$	$(13.10 + 11.09 x) / m D_c^2$
$f_{YM} = f_{\theta H}$	$(5.52 + 9.08 x) / E D_c^2$	$(34.63 + 11.09 x) / m D_c^3$
$f_{\theta M}$	$(64.98 + 37.95 x) / E D_c^3$	$(156.1 + 37.14 x) / m D_c^4$
$f_{YF}$	$(1.336 + 1.64 x) / E D_c$	$(5.669 + 4.14 \log_{10} x) / m D_c^2$
$I_{MF}$	$(D_c/B) (0.098 + 0.042 x)$	$(D_c/B) (0.23 + 0.44 \log_{10} x)$
$D < D_c/3$ (pieu rigide)		
$f_{YH}$	$(0.976 + 2.196 x) / E D$	$(3.18 + 9.70 x) / m D^2$
$f_{YM} = f_{\theta H}$	$(0.70 + 3.23 x) / E D^2$	$(2.41 + 12.71 x) / m D^3$
$f_{\theta M}$	$(1.09 + 6.29 x) / E D^3$	$(1.84 + 18.65 x) / m D^3$
$f_{YF}$	$(0.54 + 0.55 x) / E D$	$(0.77 + 1.081 \log_{10} x) / m D^2$
$I_{MF}$	$(D/B) (0.55 - 0.014 x)$	$(D/B) (0.76 - 0.35 x)$

Note : pour  $D_c/3 < D < D_c$ , procéder par interpolation linéaire entre les deux solutions.



Tableau 1.4 : La réponse latérale élastique des pieux flexibles selon Pender (1993) [59]

Facteur	Cas 1 : $E$ constant <sup>(1)</sup>	Cas 2 : $E$ linéairement croissant <sup>(2)</sup>	Cas 3 : $E$ parabolique <sup>(3)</sup>
$E$	$E = \text{constant}$	$E = m z$	$E = E_{sd} \sqrt{\frac{z}{B}}$
$K$	$E_p / E$	$E_p / mB$	$E_p / E_{sd}$
$D_c / B$	$0.50 K^{0.36}$	$1.3 K^{0.222}$	Entre cas 1 et cas 2
$f_{YH}$	$1.3 K^{-0.18} / EB$	$3.2 K^{-0.333} / mB^2$	$2.14 K^{-0.29} / E_{sd} B$
$f_{YM} = f_{\theta H}$	$2.2 K^{-0.45} / E B^2$	$5.0 K^{-0.556} / mB^3$	$3.43 K^{-0.53} / E_{sd} B^2$
$f_{\theta M}$	$9.2 K^{-0.73} / E B^3$	$13.6 K^{-0.778} / mB^4$	$12.16 K^{-0.77} / E_{sd} B^3$
$f_{YF}$	$0.80 K^{-0.18} / EB$	$1.35 K^{-0.333} / mB^2$	$f_{YH} - (f_{\theta H}^2 / f_{\theta M})$
$I_{MH}$	$a K^b$ <sup>(i)</sup>	$a K^b$ <sup>(ii)</sup>	—
$a$	$0.12 + 0.24 f + 0.1 f^2$	$0.6 f$	—
$b$	$\exp(-1.3 - 0.34 f)$	$0.17 f^{0.3}$	—
$f$	$M / BH$	$M / BH$	—
$D_{M \max}$	$0.40 D_c$	$0.41 D_c$	—
$I_{MF}$	$0.24 K^{0.27}$	$0.37 K^{0.222}$	—

Note: <sup>(i)</sup> si  $I_{MH}$  est plus grand que 6,  $I_{MH} = f$ ; <sup>(ii)</sup> si  $I_{MH}$  est plus grand que 8,  $I_{MH} = 8$ .

Références : <sup>(1)</sup> Davies et Budhu (1986) ; <sup>(2)</sup> Budhu & Davies (1987, 1988) ; <sup>(3)</sup> Pender (1993).

### 1.1.2. Méthodes basées sur la méthode des éléments finis

Aujourd'hui, la méthode des éléments finis est la plus utilisée parmi les méthodes qui considèrent le sol comme un milieu continu. La méthode peut prendre en compte l'interaction tridimensionnelle, le sol peut être assimilé à un matériau élastique linéaire en introduisant des constantes élastiques (par exemple, le module d'Young et le coefficient de Poisson) ou non linéaire en introduisant une loi de comportement non linéaire approprié.

La méthode des éléments finis a été utilisée sous différentes formes par plusieurs chercheurs (par exemple, l'analyse bidimensionnelle, analyse tridimensionnelle, éléments finis couplés avec des techniques de Fourier, éléments finis couplés avec des différences finies) pour la conception des pieux chargés latéralement.

1.1.2.1. Méthodes de Randolph (1981) et Carter & Kulhawy (1988)

Randolph (1981) [64] a utilisé la méthode des éléments finis pour exprimer la déflexion et la rotation en tête, ainsi que les moments fléchissant dans un pieu flexible chargé latéralement par des expressions algébriques généralisés pour deux types de sols. Les sols homogènes ( $G = \text{constant}$ ) et sols ayants une rigidité proportionnelle à la profondeur ( $G = m z$ ).

Pour éviter l'utilisation de différentes solutions pour différent coefficient de poisson, Randolph à introduit les paramètres  $G^*$  et  $m^*$ .

- Cas d'un sol homogène ( $G = \text{constant}$ ).

$$G^* = G (1+3\nu/4) \tag{1}$$

- Cas d'un sol ayant une rigidité proportionnelle à la profondeur ( $G = m z$ ).

$$m^* = m (1+3\nu/4) \tag{2}$$

Avec :

$G$  : module de cisaillement d sol,

$\nu$  : coefficient de poisson de sol.

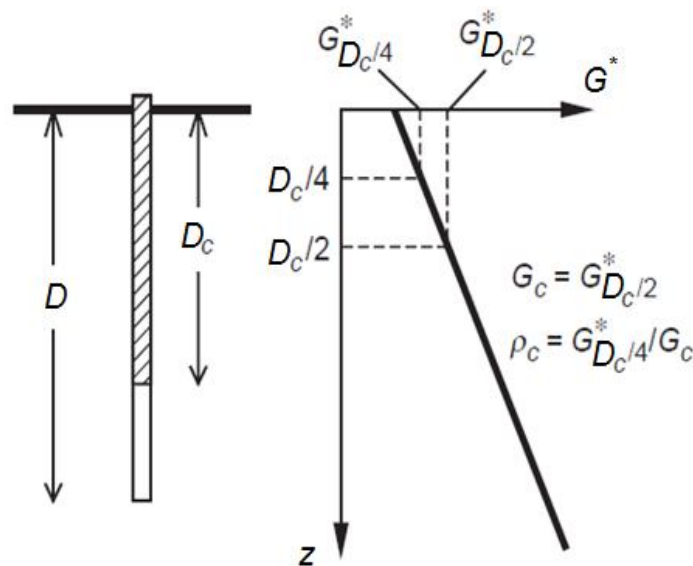


Figure 1.1 : Définition des  $G_c$  et  $\rho_c$

Randolph a également définie le module caractéristique  $G_c$  reflétant la valeur moyenne de  $G^*$  au dessus de longueur critique de pieu  $D_c$ , et le paramètre  $\rho_c$  qui reflète l'homogénéité en rigidité du sol.

Tel que :

$$G_c = G_{z=D_c/2}^* \quad (3)$$

$$\rho_c = \frac{G_{z=D_c/4}^*}{G_{z=D_c/2}^*} = \frac{G_{z=D_c/4}^*}{G_c} \quad (4)$$

Où

$\rho_c$  Varie de 1 pour les sols homogènes jusqu'à 0.5 pour les sols avec rigidité proportionnelle à la profondeur.

$D_c$  est la longueur critique de pieu au-delà de laquelle le pieu se comporte comme indéfiniment long (la longueur à partir de laquelle la longueur du pieu n'a pas d'influence sur les déformations de l'extrémité chargée) tel que :

$$D_c = B \left( \frac{E_p}{G_c} \right)^{\frac{2}{7}} \quad (5)$$

$E_p$  est le module de Young effectif d'un pieu solide équivalent de diamètre  $B$ , définie comme suit :

$$E_p = \frac{(EI)_p}{\frac{\pi B^4}{64}} \quad (6)$$

$(EI)_p$  est la rigidité flexionnelle réel de pieu .

Le déplacement ( $Y$ ) et la rotation ( $\theta$ ) en tête ainsi que le moment fléchissant maximum ( $M_{max}$ ) d'un pieu circulaire flexible ( $D > D_c$ ) chargé latéralement sont exprimés comme suit :

### 1) Pieu libre en tête

$$Y = \frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[ 0.27 \frac{H}{D_c/2} + 0.30 \frac{M}{(D_c/2)^2} \right] \quad (7)$$

$$\theta = \frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[ 0.30 \frac{H}{(D_c/2)^2} + 0.80 \sqrt{\rho_c} \frac{M}{(D_c/2)^3} \right] \quad (8)$$

$$M_{\max} \approx (0.1/\rho_c)HD_c \quad (9)$$

Le moment fléchissant maximum dans un pieu sous soumis à une charge latérale H, se produit à une profondeur comprise entre  $D_c / 4$  (pour un sol homogène) et  $D_c / 3$  (Pour un sol ayant une rigidité proportionnelle à la profondeur).

2) Pieu fixe en tête ( $\theta = 0$ )

$$Y = \frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left(0.27 - \frac{0.11}{\sqrt{\rho_c}}\right) \frac{H}{D_c/2} \quad (10)$$

C'est approximativement un demi de celui trouvé pour un pieu liber en tête.

Le moment d'encastrement est :

$$M_{\max} = -(0.375/\sqrt{\rho_c})H \frac{D_c}{2} \quad (11)$$

De la même façon, Carter et Kulhawy (1988) [21] ont présenté une solution pour les pieux rigides fichés dans un sol homogène ( $\rho_c = 1$ ). D'après ces auteurs, un pieu rigide doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{D}{B} \leq 0.05 \left(\frac{E_p}{G_c}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

Le déplacement (Y) et la rotation ( $\theta$ ) en tête d'un pieu circulaire rigide chargé latéralement sont exprimés comme suit :

$$Y = 0.4 \frac{H}{G^*B} \left(\frac{2D}{B}\right)^{-\frac{1}{3}} + 0.3 \frac{M}{G^*B^2} \left(\frac{2D}{B}\right)^{-\frac{7}{8}} \quad (13)$$

$$\theta = 0.3 \frac{H}{G^*B^2} \left(\frac{2D}{B}\right)^{-\frac{7}{8}} + 0.8 \frac{M}{G^*B^3} \left(\frac{2D}{B}\right)^{-\frac{5}{3}} \quad (14)$$

Ces expressions sont reformulées par Fleming et al 2009 [29] en fonction de  $G_c$  comme suit :

$$Y = 0.32 \frac{H}{BG_c} \left(\frac{D}{B}\right)^{-\frac{1}{3}} + 0.16 \frac{M}{B^2 G_c} \left(\frac{D}{B}\right)^{-\frac{7}{8}} \quad (15)$$

$$\theta = 0.16 \frac{H}{B^2 G_c} \left(\frac{D}{B}\right)^{-\frac{7}{8}} + 0.25 \frac{M}{B^3 G_c} \left(\frac{D}{B}\right)^{-\frac{5}{3}} \quad (16)$$

### 1.1.2.2. Méthode de Higgins et al. (2013)

Higgins et al (2013) [38] ont couplés la méthode des éléments finis avec les séries de Fourier pour analyser les pieux chargés latéralement fichés dans un milieu continu élastique. L'analyse est inspirée de code Fourier éléments finis développé par Smith et Griffiths (2004) [73], qui permet le calcul de la réponse des solides axisymétriques soumises à des charges non axisymétriques.

L'étude a été effectuée pour un sol monocouche homogène ( $G = \text{constant}$ ) ou avec rigidité proportionnelle à la profondeur ( $G = m z$ ), ainsi pour un sol bicouche avec des modules de cisaillement différents mais constants dans chaque couche.

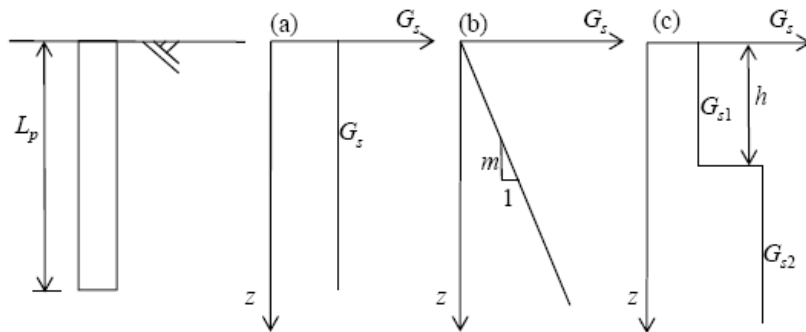


Figure 1.2 : Profils de sol considérés par Higgins et al (2012)

Pour tenir compte de l'effet de variation du coefficient de poisson  $\nu$  ; les auteurs ont repris les mêmes paramètres introduits par Randolph (1981) [64] à savoir ( $G^*$  et  $m^*$ ). La distinction entre le comportement rigide et flexible des pieux a été faite par considération des deux variables essentiels qui sont : premièrement, la rigidité relative pieu/sol exprimé par le rapport ( $E_p/G^*$ ) et deuxièmement, l'élancement de pieu exprimé en fonction de rapport ( $D/R$ ), R est le rayon du pieu.

Ces auteurs stipulent que le comportement des pieux rigides dépend seulement de l'élançement en revanche le comportement des pieux flexible dépend non seulement de l'élançement de pieu mais aussi de la rigidité relative pieu/sol.

Tableau1.5 : Types de pieux en fonction de la rigidité du sol selon Higgins et al (2012)

	Sol homogène ( $G = \text{constant}$ )	Sol avec rigidité proportionnelle à la profondeur ( $G = m z$ )
Pieu court, rigide	$\left(\frac{E_p}{G^*}\right) \geq \left(\frac{E_p}{G^*}\right)_{RT}$	$\left(\frac{E_p}{m^*R}\right) \geq \left(\frac{E_p}{m^*R}\right)_{RT}$
Pieu long, flexible	$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{E_p}{G^*}\right) < \left(\frac{E_p}{G^*}\right)_{RT} \\ \text{et} \\ \left(\frac{D}{R}\right) > \left(\frac{D}{R}\right)_c \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{E_p}{m^*R}\right) < \left(\frac{E_p}{m^*R}\right)_{RT} \\ \text{et} \\ \left(\frac{D}{R}\right) > \left(\frac{D}{R}\right)_c \end{array} \right.$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)_{RT} = 44 \left(\frac{D}{R}\right)^{3.23} \\ \left(\frac{D}{R}\right)_c = 2 \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{0.29} \end{array} \right. \quad (17)$$

- Pour un sol homogène :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{E_p}{m^*R}\right)_{RT} = 119 \left(\frac{D}{R}\right)^{3.45} \\ \left(\frac{D}{R}\right)_c = 2 \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{0.22} \end{array} \right. \quad (18)$$

- Pour un sol avec rigidité proportionnelle à la profondeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{E_p}{m^*R}\right)_{RT} = 119 \left(\frac{D}{R}\right)^{3.45} \\ \left(\frac{D}{R}\right)_c = 2 \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{0.22} \end{array} \right. \quad (19)$$

Note :

- Les rapports comportant l'indice  $RT$  représentent le seuil de comportement rigide d'un pieu donné.
- Le rapport  $(D/R)_c$  représente l'élançement critique de pieu qui correspond à la longueur critique  $D_c$ .

La déflexion et la rotation en tête d'un pieu chargé latéralement sont données comme suit :

1) Pieu long, flexible

a. Pieu libre en tête, fiché dans un Sol homogène

$$Y = 0.34 \frac{H}{G^*R} \left( \frac{E_p}{G^*} \right)^{-0.18} + 0.30 \frac{M}{G^*R^2} \left( \frac{E_p}{G^*} \right)^{-0.43} \quad (21)$$

$$\theta = 0.28 \frac{H}{G^*R^2} \left( \frac{E_p}{G^*} \right)^{-0.43} + 0.90 \frac{M}{G^*R^3} \left( \frac{E_p}{G^*} \right)^{-0.72} \quad (22)$$

b. Pieu libre en tête, fiché dans un sol de rigidité proportionnelle à la profondeur

$$Y = 0.55 \frac{H}{m^*R^2} \left( \frac{E_p}{m^*R} \right)^{-0.33} + 0.53 \frac{M}{m^*R^2} \left( \frac{E_p}{m^*R} \right)^{-0.54} \quad (23)$$

$$\theta = 0.50 \frac{H}{m^*R^3} \left( \frac{E_p}{m^*R} \right)^{-0.54} + 1.23 \frac{M}{m^*R^4} \left( \frac{E_p}{m^*R} \right)^{-0.78} \quad (24)$$

c. Pieu libre en tête, fiché dans un sol bicouche

$$Y = k_1 \frac{H}{G_1^*R} \left( \frac{E_p}{G_1^*} \right)^{-k_2} \quad (25)$$

d. Pieu fixe en tête, fiché dans un Sol homogène

$$Y = 0.24 \frac{H}{G^*R} \left( \frac{E_p}{G^*} \right)^{-0.20} \quad (26)$$

e. Pieu fixe en tête, fiché dans un sol de rigidité proportionnelle à la profondeur

$$Y = 0.31 \frac{H}{m^*R^2} \left( \frac{E_p}{m^*R} \right)^{-0.35} \quad (27)$$

2) Pieu court, rigide

a. Pieu libre en tête, fiché dans un Sol homogène

$$Y = 0.23 \left( \frac{H}{G^*R} \right) \left( \frac{D}{R} \right)^{-0.42} + 0.15 \left( \frac{M}{G^*R^2} \right) \left( \frac{D}{R} \right)^{-1.19} \quad (28)$$

$$\theta = 0.15 \left( \frac{H}{G^*R^2} \right) \left( \frac{D}{R} \right)^{-1.19} + 0.21 \left( \frac{M}{G^*R^3} \right) \left( \frac{D}{R} \right)^{-2.10} \quad (29)$$

b. Pieu libre en tête, fiché dans un sol de rigidité proportionnelle à la profondeur

$$Y = 0.37 \frac{H}{m^* R^2} \left(\frac{D}{R}\right)^{-1.14} + 0.53 \frac{M}{m^* R^2} \left(\frac{D}{R}\right)^{-1.99} \quad (30)$$

$$\theta = 0.29 \frac{H}{m^* R^3} \left(\frac{D}{R}\right)^{-1.99} + 0.33 \frac{M}{m^* R^4} \left(\frac{D}{R}\right)^{-2.93} \quad (31)$$

c. Pieu libre en tête, fiché dans un sol bicouche

$$Y = k_3 \frac{H}{G_1^* R} \left(\frac{D}{R}\right)^{-k_4} \quad (32)$$

d. Pieu fixe en tête, fiché dans un Sol homogène

$$Y = 0.14 \frac{H}{G^* R} \left(\frac{D}{R}\right)^{-0.65} \quad (33)$$

e. Pieu fixe en tête, fiché dans un sol de rigidité proportionnelle à la profondeur

$$Y = 0.14 \frac{H}{m^* R^2} \left(\frac{D}{R}\right)^{-1.50} \quad (34)$$

Avec :

$k_1, k_2, k_3$  et  $k_4$  sont les coefficients de régression déterminés en fonction de type de pieu et de rapport des rigidités de couches de sol ( $G_2^*/G_1^*$ ).

$G_1^*, G_2^*$  Sont les modules de cisaillement pour la couche supérieur de sol (de hauteur  $h$ ) et pour la couche inférieur (de hauteur infinie) respectivement.



Tableau 1.6 : Coefficients de régression  $k_1$  et  $k_2$  selon Higgins et al (2012)

$G_2^*/G_1^*$	$h/D_c$	$k_1$	$k_2$
0.5	0.1	0.47	0.18
	0.3	0.38	0.18
	0.5	0.37	0.18
0.67	0.5	0.35	0.18
	0.1 (sol homogène)	-	0.18
2.0	0.1	0.21	0.16
	0.3	0.26	0.16
	0.5	0.28	0.16
	4.0	0.26	0.16

Tableau 1.7 : Coefficients de régression  $k_3$  et  $k_4$  selon Higgins et al (2012)

$G_2^*/G_1^*$	$h/D$	$K_3$	$K_4$
0.5	0.1	0.46	0.50
	0.3	0.37	0.50
	0.5	0.37	0.54
0.67	0.5	0.33	0.52
	0.1 (sol homogène)	-	0.42
2.0	0.1	0.12	0.39
	0.3	0.14	0.36
	0.5	0.19	0.41
	4.0	0.12	0.33

### 1.1.3. Méthodes basées sur l'approche de module de réaction du sol

#### 1.1.3.1. Calcul linéaire

Le pieu est assimilé à une poutre élastique chargée latéralement, appuyée sur une série de ressorts élastiques linéaires indépendants dont les raideurs représentent la rigidité du sol (modèle de Winkler (1867) [78]). (Voir Figure 1.3)

La raideur du ressort est généralement désignée comme le module de réaction du sol et il est défini comme étant le rapport de la réaction latérale du sol par unité de longueur du pieu sur la déflexion. Tel que :

$$P = E_s Y \tag{35}$$

Où,  $P$  est la résistance du sol par unité de longueur du pieu,  $Y$  est le déplacement latéral du pieu et  $E_s$  est le module de réaction du sol. Le comportement du pieu est supposé être gouverné par l'équation différentielle linéaire d'une poutre fléchis, donnée par :

$$E_p I_p \frac{d^4 Y}{dz^4} + E_s Y = 0 \quad (36)$$

Cette équation peut être résolue soit analytiquement soit numériquement. Des solutions analytiques ont été établies par Hetenyi (1946) [37] pour un module de réaction de sol  $E_s$  constant ou variant linéairement avec la profondeur, Hetenyi (1946) a proposé différents solutions en fonction de cas de chargement et des conditions aux limites. D'autres solutions ont été obtenues par Glyn Jones (1997) [35] en utilisant méthode des différences finis. Des solutions pour d'autres forme de variation de  $E_s$  peuvent être obtenues on utilisant la méthode des différences finies (MEF). La principale difficulté est la quantification de module de réaction de sol  $E_s$ . Plusieurs formes de variation de module de réaction du sol ont été proposées dans la littérature ; on peut citer par exemple :

a. Terzaghi (1955)

Terzaghi (1955) [76] détermine le module de réaction du sol  $E_s$  à partir du module de Young  $E$  du matériau constituant le sol.

$$\frac{E_s}{E} = 0.74 \quad (37)$$

Avec :

$$E = A \gamma z \quad (38)$$

$A$  : Coefficient adimensionnel fonction de la densité du massif de sable (Tableau 1.8),

$\gamma$  : Poids volumique du sol,

$z$  : La profondeur.

Tableau 1.8 : Valeurs du coefficient A d'après Terzaghi (1955).

Densité du sable	Lâche	Moyen	Dense
Valeurs de A	100-300	300-1000	1000-2000

b. Ménard, Bourdon et Gambin (1969)

Ces auteurs (Ménard et al. (1969) [51]) proposent de calculer le rapport entre le module de réaction du sol  $E_s$  et le module pressiométrique  $E_m$  en fonction d'un coefficient rhéologique  $\alpha$  (Tableau 1.9), du diamètre du pieu  $B$  et d'un diamètre de référence  $B_0$  qui vaut 0.6m.

$$\frac{E_s}{E_m} = \frac{3}{\frac{2}{3} \left(\frac{B_0}{B}\right) \left(2.65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \frac{\alpha}{2}} \quad \text{Pour } B > B_0 \quad (39)$$

$$\frac{E_s}{E_m} = \frac{18}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha} \quad \text{Pour } B < B_0 \quad (40)$$

Tableau 1.9 : Facteurs rhéologique  $\alpha$  d'après Baguelin et al. (1978) [7].

Type	Tourbe	Argile	Limon	Sable et gravier
$\alpha$	1	2/3	1/2	1/3

c. Gilbert (1995)

Gilbert (1995) [34] relie le module de réaction à la résistance de pointe  $q_c$  de l'essai pénétrométrique par une formule empirique telle que :

$$E_s = 4.5 q_c$$

Le calcul linéaire par la méthode de module de réaction du sol a été largement utilisée en raison de son simplicité (par exemple, Howe (1955), Reese et Matlock (1956), Matlock et Reese (1960), Davision et Gill (1963), et Broms (1964) [9]). En revanche Cette méthode présente des inconvénients dont on peut citer :

- la réaction latérale du sol en un point quelconque est dépendante de la déflexion du pieu en ce point seulement, ignorant ainsi la nature continue du sol.

- Le sol est modélisé par des ressorts élastiques linéaires, ignorant le comportement non linéaire du sol.

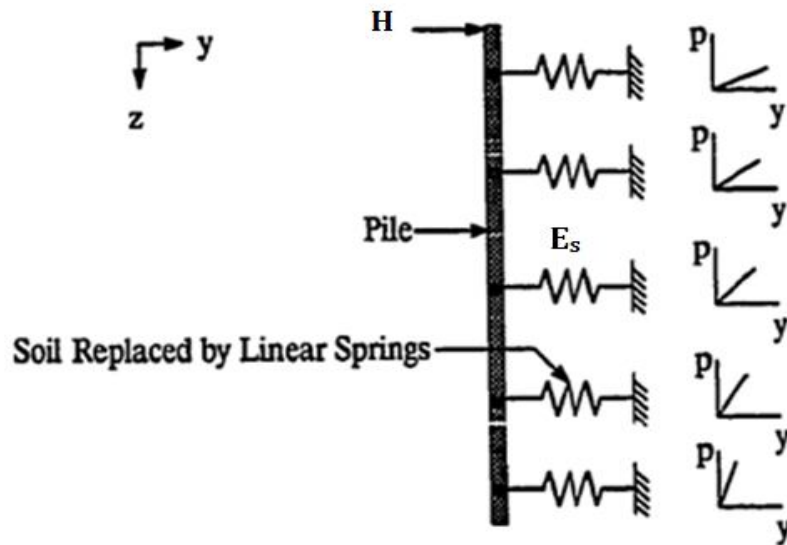


Figure 1.3 : Concept de la méthode de module de réaction du sol (calcul linéaire)

#### 1.1.3.2. Calcul non linéaire

Le concept de calcul non linéaire (Figure 1.4) maintient l'idée de module de réaction, mais permet une représentation beaucoup plus réaliste de l'interaction latérale pieu-sol. En d'autres termes, la résistance du sol ( $P$ ) en un point quelconque le long du fût du pieu est une fonction non linéaire du déplacement ( $y$ ) de ce point. Par conséquent l'équation différentielle gouvernante devient non-linéaire et la méthode des différences finies a été utilisée pour résoudre itérativement l'équation (McClelland et Focht (1958) [49]). pour la résolution, on utilise la procédure itérative suivante :

- 1) Supposé un déplacement ( $Y$ ) de pieu.
- 2) Dédire la résistance latérale du sol ( $P$ ) à partir de la courbe  $P$ - $Y$  et calculer le module de réaction latéral du sol ( $E_s$ ).
- 3) Résoudre l'équation (36) pour le déplacement ( $Y$ ) du sol.
- 4) Comparer la valeur calculée de  $Y$  avec c'elle supposée.
- 5) Répéter les étapes 1-4 jusqu'à ce que la solution converge.

En pratique, les courbes  $P$ - $Y$  sont construite à différentes profondeurs, et introduite dans un logiciel de calcul non linéaire de transfert de charges. il en existe une large gamme,

tel que PILATE du LCPC, COM-624 élaboré par le professeur Reese à l'université de Texas, et SPULL élaboré par le professeur Bouafia et al (1999) à l'université de Blida [14].

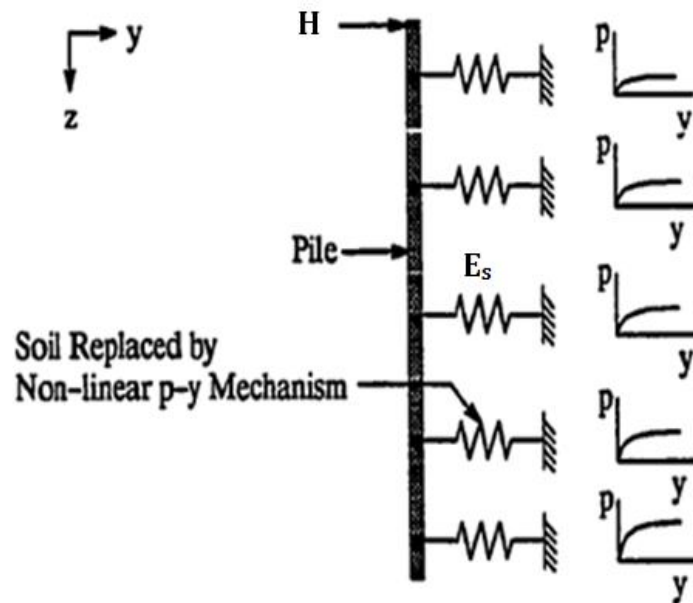


Figure 1.4 : Concept de la méthode des courbes P-Y (calcul non linéaire)

Il existe une variété de méthodes permettant la construction des courbes P-Y, parmi lesquelles on trouve :

- Méthodes basées sur les résultats des essais de laboratoire.
- Méthodes basées sur les résultats des essais in-situ (essais pressiométriques PMT).

#### A. Méthodes basées sur les résultats des essais de laboratoire

##### A.1. Courbe P-Y de Matlock (1970)

Matlock (1970) [48] a réalisé des essais de chargement latéral sur des pieux en vrais grandeurs fichés dans une argile molle saturée. L'étude établie par cet auteur permet de construire les courbes P-Y pour les argiles molles saturées directement en utilisant les caractéristiques géotechniques mesurées au laboratoire (essentiellement l'essai triaxial) du sol concerné. La simplicité de la méthode est inspirée de la corrélation mise au point par Skempton (1951) [72] entre la courbe charge-tassement d'une fondation superficielle circulaire reposant sur une argile saturée et la courbe contrainte-déformation tirée à partir d'un essai de compression triaxial sur le même sol.

Les caractéristiques géotechniques nécessaires à la construction des courbes P-Y sont :

- La cohésion non drainée  $C_u$ ,
- Le poids volumique effectif  $\gamma'$ ,
- La déformation triaxiale à un demi du déviateur maximum des contraintes principales ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) noté :  $\varepsilon_{50}$ .

En absence des mesures triaxiales directes; Matlock (1970) [48] propose les valeurs de  $\varepsilon_{50}$  suivantes :

Tableau 1.10 : Valeurs recommandés de  $\varepsilon_{50}$  pour les argiles selon Matlock (1970)

Densité de l'argile	Cohésion non drainée (kPa)	$\varepsilon_{50}$
Très molle	>12	0.02
Molle	12–24	0.02
Moyennement dense	24–48	0.01
Raide	48–96	0.006
Très raide	96–192	0.005
Ferme	<192	0.004

Les points décrivant la courbe P-Y sont calculés selon l'équation suivante :

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left( \frac{Y}{Y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (41)$$

Avec :

P : réaction latérale du sol par unité de longueur.

$P_u$  : réaction latérale ultime du sol par unité de longueur.

Y : déplacement latéral du pieu.

$Y_{50}$  : déplacement latéral correspondant à un demi de la réaction latérale ultime du sol.

La réaction latérale ultime du sol est calculée comme étant la plus petite valeur donnée par les équations suivantes :

$$P_u = \left[ 3 + \frac{\gamma'}{C_u} + \frac{J}{B} z \right] C_u B \quad (42)$$

$$P_u = 9C_u B \quad (43)$$

Avec :

$\gamma'$  : La valeur moyenne du poids volumique effectif mesuré entre la surface de sol et la profondeur de la courbe (P-Y),

$z$  : profondeur de la courbe P-Y,

$C_u$  : cohésion non drainée à la profondeur  $z$ ,

$B$  : diamètre ou largeur frontale de pieu,

$J$  : paramètre déterminé expérimentalement.

Selon Matlock (1970) la valeur de  $J$  est 0.5 pour les argiles molles et 0.25 pour les argiles moyennement denses. la valeur 0.5 pour  $J$  est fréquemment utilisée. La valeur de  $P_u$  est calculée à chaque profondeur  $z$  ou une courbe P-Y est désirée.

Le déplacement  $Y_{50}$  de pieu à un demi de la réaction latérale ultime du sol est calculé comme suit :

$$Y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}B \quad (44)$$

La valeur de la réaction latérale du sol demeure constante au-delà de  $Y = 8Y_{50}$

La pente initiale de la courbe P-Y calculée à partir de l'équation (41) est infinie, un résultat anormal. Reese et al (2006) [68] propose que la pente initiale de la courbe P-Y soit établie en utilisant le coefficient d'accroissement de module de réaction initial du sol  $K_h$ .  $K_h$  est proportionnelle à la cohésion moyenne non drainée du sol tel que montre le Tableau 1.11.

Tableau 1.11 : Valeurs de  $K_h$  en fonction de Cohésion moyenne non drainée

Cohésion moyenne non drainée (kPa) <sup>(1)</sup>	50–100	200–300	300–400
$K_h$ (MN/m <sup>3</sup> )	135	270	540

<sup>(1)</sup> la cohésion moyenne non drainée est calculée à une profondeur de cinq fois le diamètre de pieu

La figure 1.5 représente la forme typique de la courbe P-Y selon Matlock (1970).

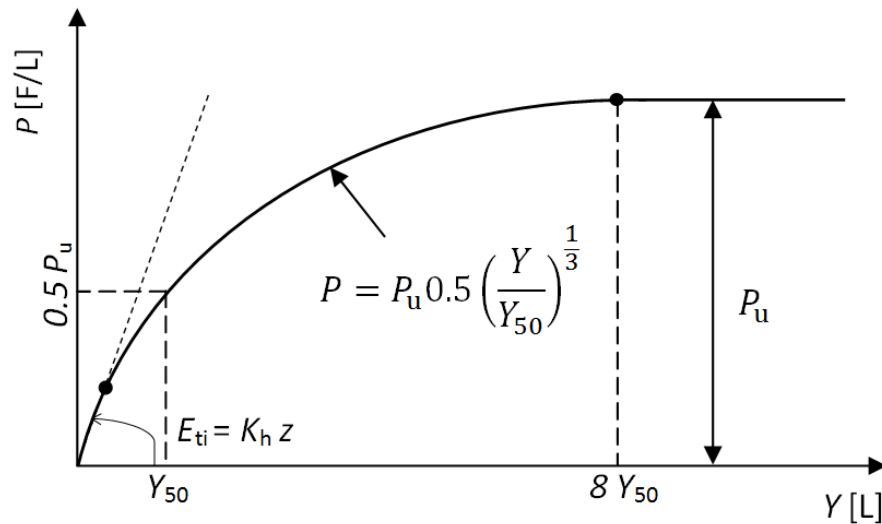


Figure 1.5 : Courbe P-Y typique selon Matlock (1970)

A.2. Courbe P-Y de Reese et al. (1975)

Reese et al (1975) [67] ont proposés une méthode pour construire les courbes P-Y pour les argiles raides saturées. la méthode repose sur l'approche et la procédure de Matlock (1970) [48].

La première ligne droite de la courbe P-Y peut être tracée selon l'équation suivante :

$$P = (K_h z) Y \quad (45)$$

$K_h$  : coefficient de variation du module de réaction initiale (Tableau 1.11).

La réaction latérale ultime du sol est calculée selon les deux équations suivantes en prenant la plus petite valeur pour construire la courbe P-Y.

$$P_u = 2C_{um}B + \gamma' Bz + 2.83C_{um}z \quad (46)$$

$$P_u = 11C_u B \quad (47)$$

Le déplacement  $Y_{50}$  de pieu à un demi de la réaction latérale ultime du sol est calculé comme suit :

$$Y_{50} = \varepsilon_{50} B \quad (48)$$



La première partie courbée est établie en utilisant l'équation suivante :

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left( \frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.5} \quad (49)$$

L'équation (49) doit définir la partie de la courbe P-Y comprise entre le point d'intersection avec l'équation (45) et le point où le déplacement latéral de pieu  $Y$  est égal à  $A_s Y_{50}$ .

De la même façon la deuxième partie courbée est obtenue comme suite :

$$P = 0.5P_u \left( \frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.5} - 0.055P_u \left( \frac{Y - A_s Y_{50}}{A_s Y_{50}} \right)^{1.25} \quad (50)$$

L'équation (50) doit définir la partie de la courbe P-Y comprise entre le point où  $Y$  est égal à  $A_s Y_{50}$  et le point où  $Y$  est égal à  $6A_s Y_{50}$ .

La deuxième partie linéaire est construite selon l'équation suivante :

$$P = 0.5P_u (6A_s)^{0.5} - 0.411P_u - \frac{0.0625}{Y_{50}} P_u (Y - 6A_s Y_{50}) \quad (51)$$

L'équation (51) doit définir la partie de la courbe P-Y comprise entre le point où  $Y$  est égal à  $6A_s Y_{50}$  et le point où  $Y$  est égal à  $18A_s Y_{50}$ .

La dernière ligne droite de la courbe P-Y est établie par l'équation ci-dessous :

$$P = P_u [1.225(A_s)^{0.5} - 0.75A_s - 0.411] \quad (52)$$

L'équation (52) doit définir la partie de la courbe P-Y où les valeurs de  $Y$  sont supérieure ou égale à  $18A_s Y_{50}$ .

Avec :

$C_{um}$  : Cohésion moyenne non drainée entre la surface du sol et la profondeur  $z$ .

$A_s$  : Facteur de correction de la surface latérale de pieu donné par la Figure 1.6.

La Figure 1.7 représente la forme typique de la courbe P-Y selon Reese et al. (1975) [67].

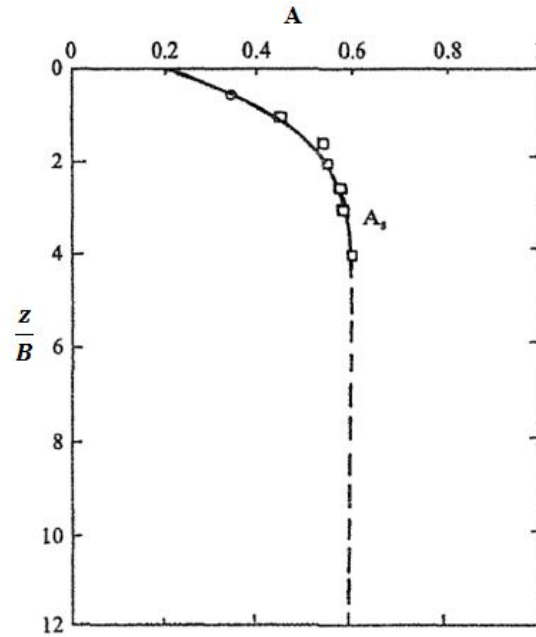


Figure 1.6 : Valeurs de facteur  $A_s$  selon Reese et al. (1975)

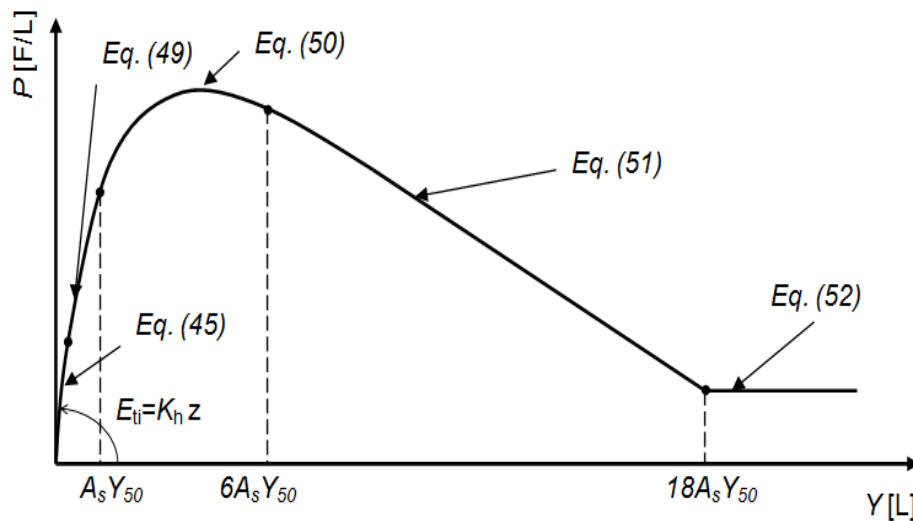


Figure 1.7 : Courbe P-Y typique selon Reese et al. (1975)

### A.3. Courbe P-Y de Dunnavant et O'Neill (1989)

Sur la base des essais de chargement latéral sur pieu en vrai grandeurs, Dunnavant et O'Neill (1989) [28] ont étudié l'influence de la rigidité relative pieu/sol  $K_R$  sur la forme de la courbe P-Y pour les argiles raides saturées. Les résultats trouvés confirment celles trouvées par Gazioglu et O'Neill (1984) [32] dont le déplacement latéral  $Y_{50}$  à un demi de la réaction latérale ultime du sol  $P_u$  n'est pas une fonction linéaire du diamètre de pieu. Le déplacement

$Y_{50}$  est une fonction non linéaire qui dépend essentiellement de la rigidité relative pieu/sol  $K_R$  tel que :

$$Y_{50} = 0.0063 \varepsilon_{50} B (K_r)^{-0.875} \quad (53)$$

$$K_R = \left( \frac{E_p I_p}{E D^4} \right) \quad (54)$$

Avec :

$E_p I_p$ : La Rigidité flexionnelle du pieu

$E$  : Le module d'élasticité du sol

$D$  : la fiche du pieu limitée à une fiche critique  $D_c$  tel que :

$$D_c = 3B \left( \frac{E_p I_p}{E B^4} \right)^{0.286} \quad (55)$$

La courbe P-Y proposé par Dunnavant et O'Neill (1989) [28] est décrite par l'équation suivante :

$$P = 1.02 P_u \tanh \left[ 0.537 \left( \frac{Y}{Y_{50}} \right)^{0.70} \right] \quad (56)$$

La réaction latérale du sol demeure constante au-delà de  $Y = 8Y_{50}$ , tandis que la réaction latérale ultime est exprimée comme suite :

$$P_u = N_p C_u B \quad (57)$$

Avec :

$N_p$  est le facteur de la capacité portante latérale tel que :

$$N_p = 2 + \frac{\gamma' z}{C_{um}} + 0.4 \frac{z}{B} \quad (58)$$

$\gamma'$  : La valeur moyenne du poids volumique effectif mesuré entre la surface de sol et la profondeur de la courbe P-Y.

$C_{um}$  : cohésion moyenne non drainée entre la surface du sol et la profondeur  $z$ .

B : diamètre ou largeur frontale de pieu.

z : profondeur de la courbe P-Y.

La Figure 1.8 représente la forme typique de la courbe P-Y selon Dunnivant et O'Neill (1989).

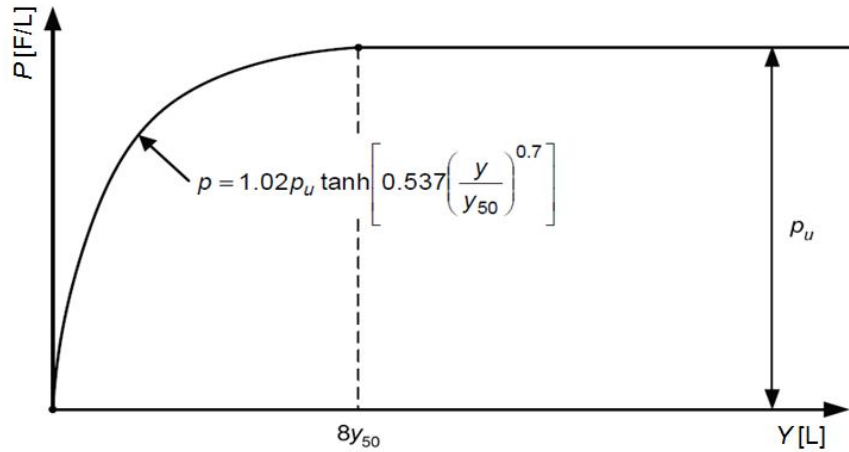


Figure 1.8 : Courbe P-Y typique selon Dunnivant et O'Neill (1989)

#### A.4. Courbe P-Y de Reese et al. (1974)

Reese et al. (1974) [66] ont proposé une méthode de construction des courbes P-Y pour les sols sableux (Figure 1.10). Ces auteurs ont étudié l'effet de la profondeur z sur la forme de la courbes P-Y. La méthode consiste à calculer la réaction latérale ultime du sol  $P_s$  en fonction de la profondeur selon les deux équations suivantes :

- $z \leq z_t$  (réaction latérale ultime proche de la surface du sol)

$$P_s = \gamma z \left[ \frac{K_0 \tan \phi \tan \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos\left(\frac{\phi}{2}\right)} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \left( B + z \tan \beta \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) \right) + K_0 z \tan \beta \left( \left( \tan \phi \sin \beta - \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) \right) - K_a B \right) \right] \quad (59)$$

- $z > z_t$  (réaction latérale ultime du sol en grandes profondeurs)

$$P_s = K_a B \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 B \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (60)$$

Avec :

$z_t$  : point (profondeur) d'intersection des équations (59) et (60).

$K_a$  : Coefficient minimum de pressions active des terres tel que :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (61)$$

$K_0$  : Coefficient de pression des terres au repos.

$\phi$  : Angle de frottement du sol.

$\beta$  : Angle d'inclinaison de la surface du sol tel que :

$$\beta = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (62)$$

$B$  : Diamètre de pieu.

$\gamma$  : Poids volumique du sol.

- Pour  $Y = Y_m = B/60$  la réaction latérale du sol est :

$$P_m = P_s B_s \quad (63)$$

- Pour  $Y = Y_u = 3B/80$  la réaction latérale du sol est :

$$P_u = P_s \bar{A}_s \quad (64)$$

$B_s$  et  $\bar{A}_s$  sont des facteurs de correction donnés en fonction de la profondeur (Figure 1.9)

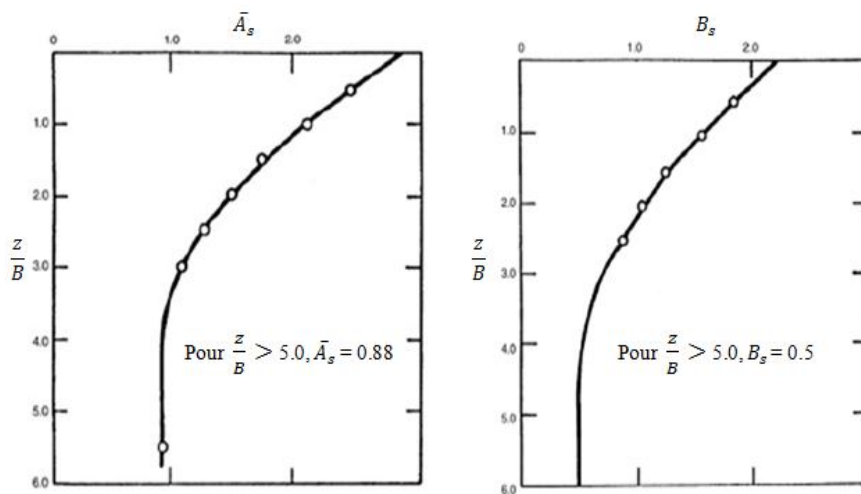


Figure 1.9 : Valeurs des facteurs  $\bar{A}_s$  et  $B_s$  selon Reese et al.(2006)

La partie courbée de la courbes P-Y ( $Y_K \leq Y \leq Y_m$ ) est obtenue par l'équation suivante :

$$P = \bar{C} Y^{\frac{1}{n}} \quad (65)$$

Les valeurs des coefficients n et  $\bar{C}$  sont calculés comme suit :

$$n = \frac{P_m}{m Y_m} \quad (66)$$

$$\bar{C} = \frac{P_m}{(Y_m)^{\frac{1}{n}}} \quad (67)$$

m représente la pente de la partie linéaire de la courbe P-Y ( $Y_m \leq Y \leq Y_u$ ) tel que :

$$m = \frac{P_u - P_m}{Y_u - Y_m} \quad (68)$$

La première partie en ligne droite de la courbe P-Y ( $0 \leq Y \leq Y_K$ ) est décrite par l'équation linéaire suivante :

$$P = K_h z Y \quad (69)$$

Le coefficient de variation du module de réaction initial du sol  $K_h$  et proportionnel à la densité relative du sable (Tableau 1.12).

Le déplacement  $Y_k$  est calculé comme suite :

$$Y_K = \frac{\bar{C}}{K_h z} \quad (70)$$

Tableau 1.12 : Valeurs de  $K_h$  en fonction de la densité relative du sable

		Densité relative du sable		
		Lâche	Moyenne	dense
$K_h$ (MN/m <sup>3</sup> )	Sable submergée	5.4	16.3	34
	Sable au-dessus de la nappe phréatique	6.8	24.4	61

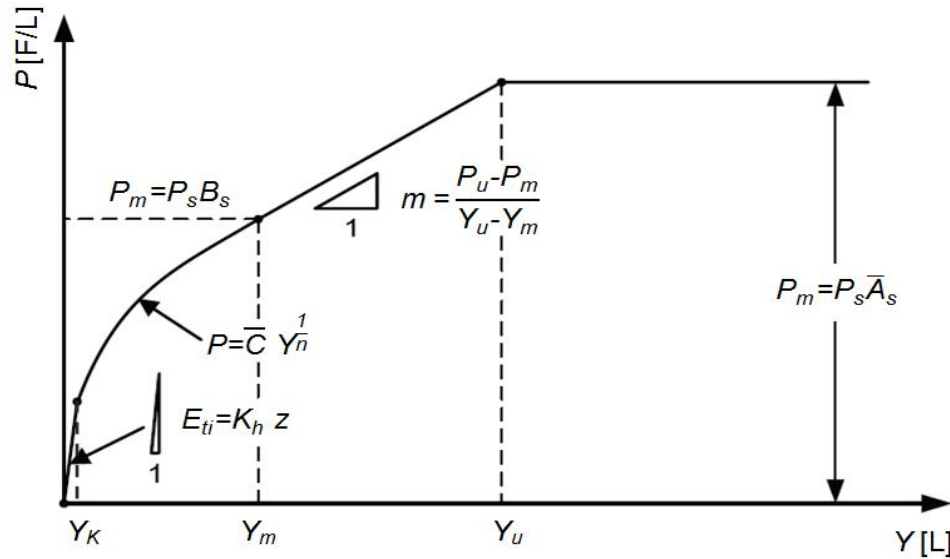


Figure 1.10 : Courbe P-Y typique selon Reese et al. (1974)

#### A.5. Méthode de Murchison et O'Neill (1984), API (1993)

Murchison et O'Neill (1984) [57] ont proposé une méthode pour la construction des courbes P-Y dans les sols sableux (Figure 1.11), cette méthode a été également adoptée par l'Institut Américain de Pétrole A.P.I (1993) [5]. La courbe P-Y proposée est décrite dans sa totalité par une fonction tangente hyperbolique sous la forme suivante :

$$P = AP_u \tanh \left[ \left( \frac{K_h z}{AP_u} \right) Y \right] \quad (71)$$

Avec :

A : Facteur tenant compte de la continuité de chargement. Pour un chargement statique, le facteur A vaut :

$$A = 3 + 0.8 \frac{z}{B} \quad (72)$$

$K_h$  : Coefficient de variation du module de réaction initial du sol ; fonction de la densité relative su sable (Figure 1.12).

$P_u$  : réaction latérale ultime du sol à la profondeur z, sa valeur vaut la plus petite valeur obtenue par les deux équations suivantes :

$$P_u = (C_1 z + C_2 B) \gamma' z \quad (73)$$

$$P_u = C_3 B \gamma' z \quad (74)$$

$C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  sont des coefficients fonctions de l'angle de frottement effectif du sol  $\phi'$  tel que montrés dans la Figure 1.13.

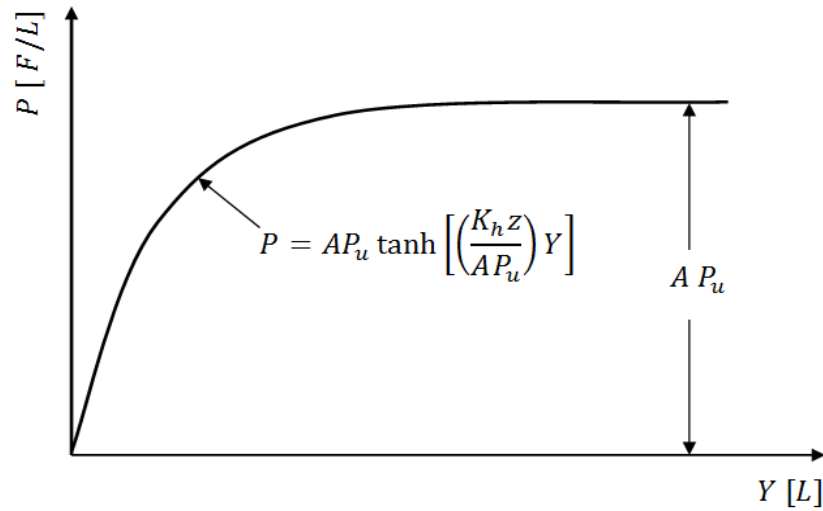


Figure 1.11 : Courbe P-Y typique selon Murchison et O'Neill (1984), API (1993)

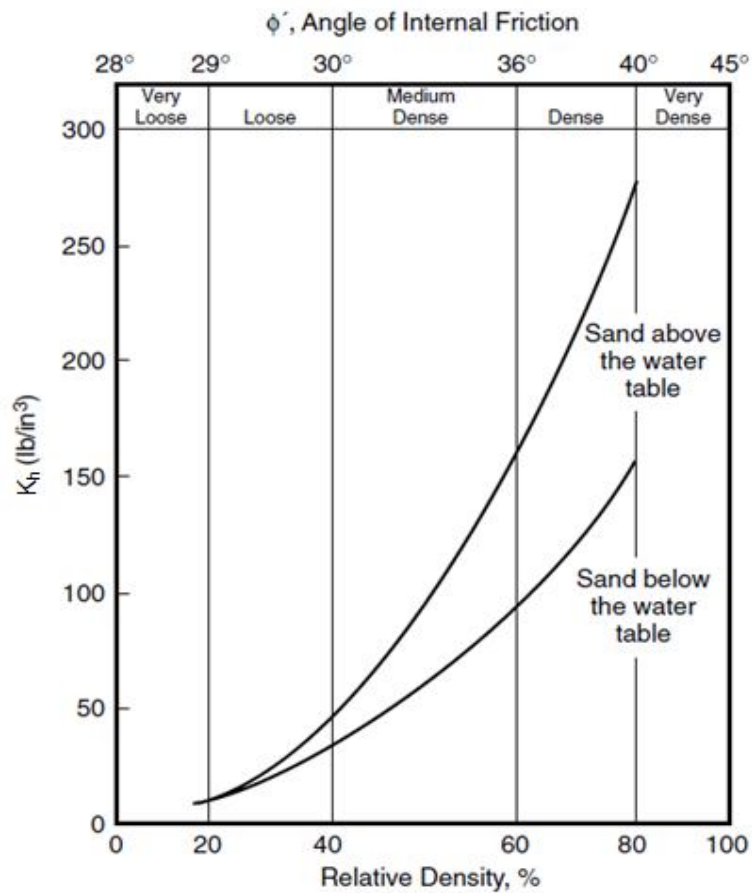


Figure 1.12 : Valeurs de  $K_h$  en fonction de la densité relative du sable



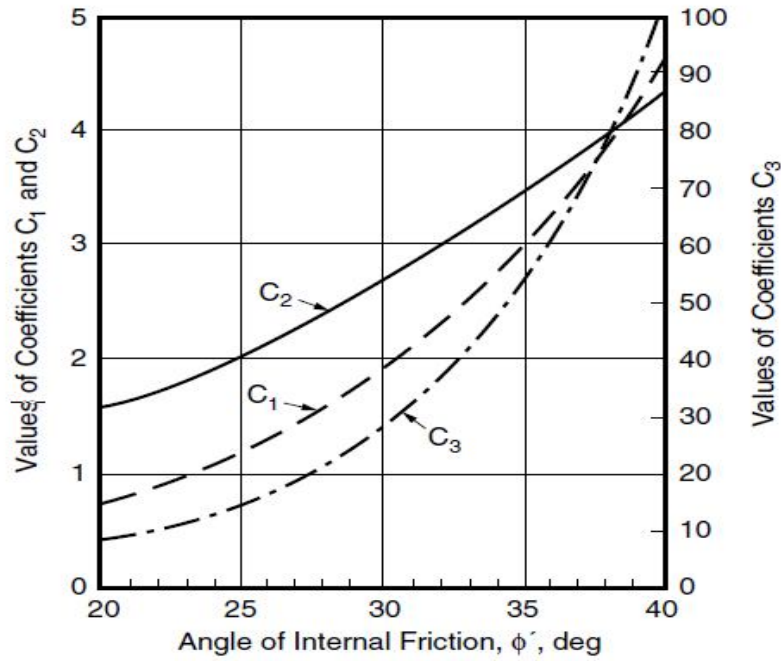


Figure 1.13 : Coefficient  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  en fonction de  $\phi'$

A.6. Courbe P-Y de Georgiadis et al. (1992)

L'équipe de Georgiadis a réalisé des essais sur un modèle réduit centrifugé de pieu dans un sable très dense [33]. Les courbes de réaction P-Y sont obtenues expérimentalement en effectuant une double dérivation et une double intégration des courbes de moments.

La forme des courbes P-Y est décrite dans sa totalité par une fonction hyperbolique sous la forme suivante :

$$P = \frac{Y}{\frac{l}{E_{ti}} + \frac{Y}{P_u}} \quad (75)$$

Avec :

$E_{ti}$  : module de réaction initial du sol tel que :

$$E_{ti} = K_h z \quad (76)$$

$K_h$  est le coefficient de variation du module de réaction initial du sol, fonction de la densité relative du sable (voir Tableau 1.13)

$P_u$  : réaction latérale ultime du sol,

$Y$  : déplacement latéral du pieu.

Tableau 1.13 : Valeurs de  $K_h$  en fonction de la densité relative du sable

	Densité relative du sable		
	Lâche	Moyenne	dense
$K_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	1100 – 3300	3300 – 11000	11000 – 23400

La réaction latérale ultime  $P_u$  est la plus petite valeur calculée à partir des deux équations proposée par Reese 1974 multipliée par un facteur A.

$$P_u = A\gamma z \left[ \frac{K_0 \tan \phi \tan \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos\left(\frac{\phi}{2}\right)} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \left( B + z \tan \beta \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) \right) + K_0 z \tan \beta \left( \left( \tan \phi \sin \beta - \tan\left(\frac{\phi}{2}\right) \right) - K_a B \right) \right] \quad (77)$$

$$P_u = AB\gamma z [K_a (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \tan \phi \tan^4 \beta] \quad (78)$$

Où A est Facteur de profondeur qui dépend du rapport  $z/B$  (compris entre 0.9 et 3).

La Figure 1.14 représente la forme typique de la courbe P-Y selon Georgiadis et al. (1992) [33].

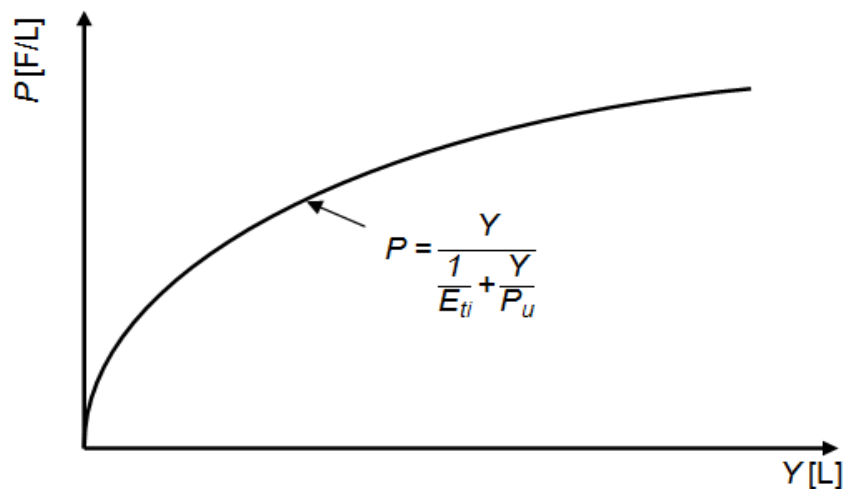


Figure 1.14 : Courbe P-Y typique selon Georgiadis et al.(1992)

A.7. Courbe P-Y de Li Yan et Byrne (1992)

Les travaux de Li Yan et Byrne (1992) [44] reposent sur des essais sur modèles réduits de pieu isolé chargé latéralement fiché dans un sable. La méthode proposée pour la construction des courbes P-Y suggère l'utilisation de module de Young maximum du sol  $E_{max}$  au lieu du module de réaction latéral du sol  $E_s$ . La courbe P-Y proposée (Figure 1.15) se compose de deux parties tel que :

La première partie de la courbe P-Y ( $0 \leq Y \leq Y_0$ ) est une ligne droite décrite par l'équation suivante :

$$P = E_{max} Y \quad (79)$$

La deuxième partie de la courbe P-Y ( $Y > Y_0$ ) est une partie courbée gouvernée par l'équation suivante :

$$\frac{P}{E_{max} B} = \alpha \left( \frac{Y}{B} \right)^\beta \quad (80)$$

Avec :

$E_{max}$  module d'Young maximum fonction de module de cisaillement maximum  $G_{max}$  et de coefficient de poisson  $\nu$  tel que :

$$E_{max} = 2G_{max}(1 + \nu) \quad (81)$$

$\alpha$  est un coefficient fonction de la densité relative du sable  $D_r$  tel que :

$$\alpha = 5(D_r)^{-0.8} \quad (82)$$

$\nu$  est un coefficient qui vaut 0.5.

Le point d'intersection des deux parties correspond au déplacement  $Y_0$  tel que :

$$Y_0 = \alpha \left( \frac{1}{1 - \beta} \right) \quad (83)$$

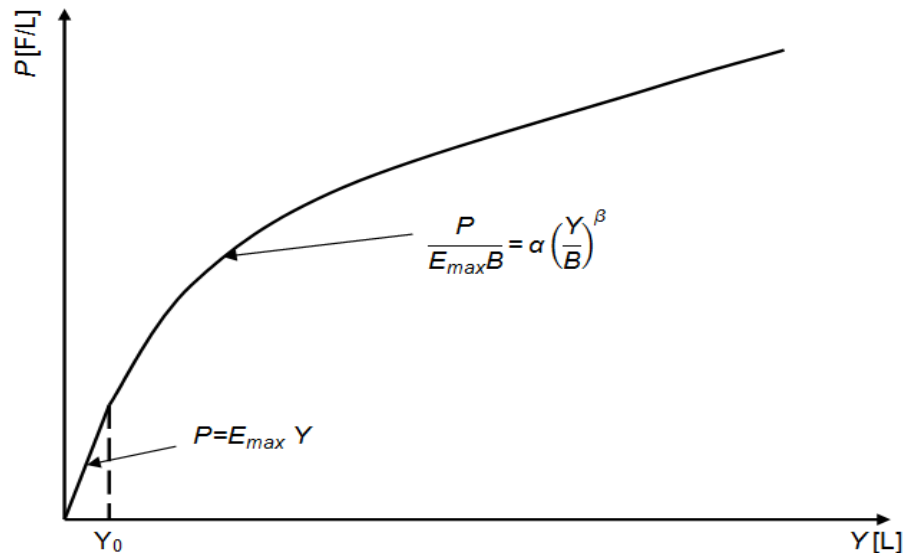


Figure 1.15 : Courbe P-Y typique selon Li Yan et Byrne (1992)

B. Méthodes basées sur les résultats des essais in situ (Essai Pressiométrique)

Une des applications les plus directes de résultats d'essais pressiométriques est la conception de pieux soumis à des charges horizontales. En effet une certaine analogie existe entre l'expansion cylindrique de la sonde PMT et le mouvement horizontal d'un pieu (voir Figure 1.16). Cette analogie n'est pas une analogie directe et des mesures sont nécessaires pour passer de la courbe d'expansion pressiométrique à la courbe de réaction latérale du sol, d'où l'existence de différentes méthodes parmi lesquelles on peut citer :

B.1. Méthode de Ménard et al. (1969) et Fascicule 62 (1993)

Cette méthode a été développée à l'origine par Menard et al. (1969) [51], puis amélioré par Gambin (1979) [30]. La méthode utilise les résultats d'essais en pressiomètre préforé. La courbe P-Y proposée est tri linéaire. La première partie a une pente égale au module de réaction latéral initial du sol  $E_{ii}$ , la seconde partie a une pente égale  $E_{ii} / 2$ , la troisième partie correspond à la résistance latérale du sol prise égale à la pression limite nette multipliée par le diamètre de pieu  $B$  (ou largeur frontale) tel que :

$$P_u = P_l^* B \tag{84}$$

Le module de réaction latérale initiale du sol  $E_{ti}$  a été évalué par Ménard et al (1969) [38] sur la base de la formule du tassement vertical d'une fondation superficielle, le pieu étant assimilé à une semelle de largeur  $B$  (diamètre du pieu) et de longueur infinie. Le déplacement  $Y$  correspond au tassement horizontal de cette semelle, en considérant le pieu comme une fondation infiniment longue rigide dont le tassement est horizontal et est égal au déplacement latérale  $Y$  du pieu. Le module  $E_{ti}$  a été calculé en fonction de  $E_m$ ,  $B$  et  $\alpha$  comme suit:

$$E_{ti} = \frac{18E_m}{4(2.65)^\alpha + 3\alpha} \quad \text{Pour } B \leq B_0 = 0.6\text{m} \quad (85)$$

$$E_{ti} = \frac{18E_mB}{4B_0 \left(\frac{2.65B}{B_0}\right)^\alpha + 3B\alpha} \quad \text{Pour } B > B_0 \quad (86)$$

$\alpha$  est un coefficient de structure du sol donné par le Tableau 1.14.

La résistance latérale du sol doit être multiplié par un facteur de réduction  $A$  au-dessus d'une certaine profondeur critique  $z_c$ . Selon Ménard (1971) [52] la profondeur critique  $z_c$  vaut  $4B$  pour les sols pulvérulents et  $2B$  pour les sols cohérents. Le facteur de réduction varie de 1 en profondeur critique à 0.5 en surface du sol.

Cette méthode à été incorporée dans le règlement Français Fascicule 62 (1993) [50] avec réduction de la résistance latérale du sol à la pression de fluage nette  $P_f^*$  multipliée par le diamètre  $B$  tandis que la courbe P-Y devient bilinéaire. La Figure 1.17 illustre les deux courbes P-Y typiques selon Ménard et al. (1969) [51] (courbe 1) et le règlement français fascicule 62 (1993) [50] (courbe 2).

Tableau 1.14 : Valeurs de coefficient  $\alpha$  de structure du sol

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	$\alpha$	$E_m/P_1$	$\alpha$	$E_m/P_1$	$\alpha$	$E_m/P_1$	$\alpha$	$E_m/P_1$	$\alpha$
Surconsolidé ou très serré	–	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé ou lâche	–	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		–

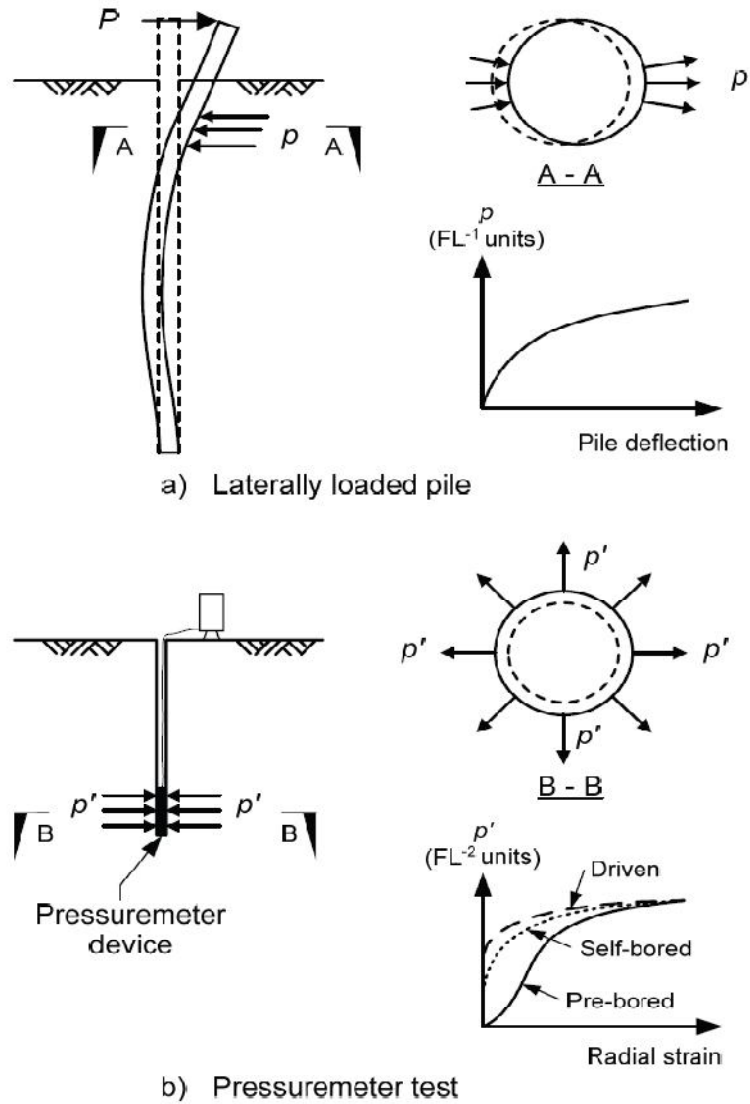


Figure 1.16 : Analogie entre les pieux chargés latéralement et le pressiomètre [6]

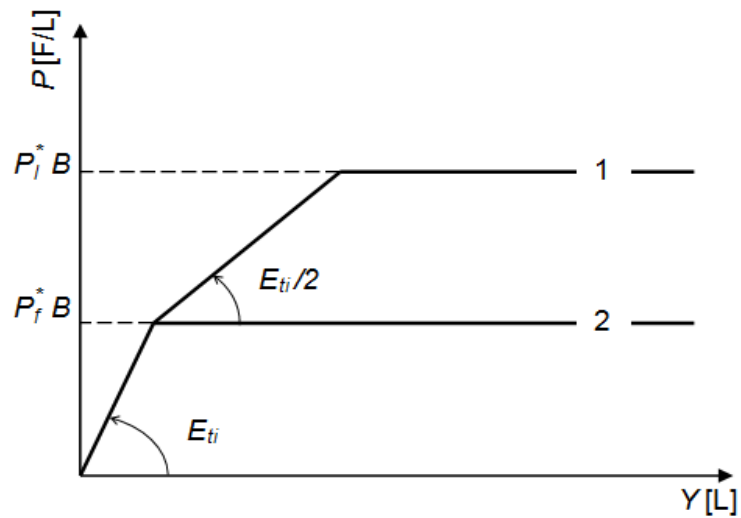


Figure 1.17 : Courbes P-Y typiques selon Ménard et al. (1969) (1) et Fascicule 62 (1993) (2)

### B.2. Méthode de Dunand (1981)

Cette méthode a été développée par Dunand (1981) [26]. La méthode est basée sur les résultats d'essais en pressiomètre préforé. Un modèle bilinéaire est utilisé pour la réaction frontale. Sur la base de la théorie de l'élasticité, cet auteur propose une pente égale au module pressiométrique  $E_m$  pour la première partie de la courbe P-Y, tandis que la résistance latérale du sol  $P_u$  est considérée comme la pression limite  $P_l$  multipliée par le diamètre  $B$ . Un modèle pour la réaction tangentielle est également proposé et l'approche de la profondeur critique est la même que dans la méthode de Ménard et al. (1969) [51].

### B.3. Méthode de Baguelin et al. (1978)

Cette méthode a été proposée par Baguelin, Jeaquel et Shields en 1978 [8], elle a été présentée avec plus de détails en 1982 ensuite elle a été incorporée dans une forme encore plus complète dans un manuel de conception par l'Institut Français du Pétrole F.P.I en 1983 [3]. Elle est basée sur les résultats des essais en pressiomètre autoforeur.

La courbe P-Y est construite point par point à partir de la courbe expérimentale d'expansion de la sonde PMT comme suit:

$$P = \eta P^* B \quad (87)$$

$$Y = \frac{B \Delta V}{4V_0} \quad (88)$$

Avec :

$V_0$  : volume initial de la sonde PMT.

$\Delta V$  : accroissement de volume dans la sonde PMT.

$P^*$  : la pression nette.

$\eta$  : facteur de résistance latérale qui varie de 0.33 à 3.

### B.4. Méthode de Briaud et al. (1983)

Briaud et al (1983) [15] ont proposé une méthode basée sur les résultats des essais en pressiomètre préforé dont ils ont considéré que la réaction latérale du sol P est la somme de

la réaction latérale frontale  $F$  et la réaction tangentielle  $T$  ce qui mène à une courbe P-Y somme d'une courbe frontale F-Y et une autre tangentielle T-Y tel que :

$$F = S_f P^* B \quad (89)$$

$$T = S_t \tau_s B \quad (90)$$

$$Y = \frac{B \Delta R}{2R_0} \quad (91)$$

Avec :

$S_f$  : Facteur de forme qui vaut 1.0 pour un pieu de section carré et 0.8 pour un pieu de section circulaire.

$P^*$  : la pression nette.

$S_t$  : Facteur de forme qui vaut 2.0 pour un pieu de section carré et 1.0 pour un pieu de section circulaire.

$\tau_s$  : Contrainte tangentielle dans le sol obtenue de la courbe pressiométrique.

$B$  : Diamètre ou largeur frontale du pieu.

$R_0$  : Rayon initial de la sonde PMT.

$\Delta R$  : Accroissement dans le rayon de la sonde PMT.

#### B.5. Méthode de Robertson et al. (1985)

Robertson et al. (1985) [69] ont proposé une méthode de construction des courbes P-Y pour les pieux battus chargés latéralement, cette méthode est également basée sur les résultats des essais en pressiomètre battu. La courbe P-Y à une profondeur  $z$  est obtenue point par point à partir de la courbe d'expansion pressiométrique à la même profondeur  $z$  en utilisant les équations (87) et (88). Ces auteurs ont proposé que la profondeur critique est unique et vaut  $4B$ , en outre la variation de facteur de résistance du sol  $\eta$  est tel que illustré dans la Figure 1.18



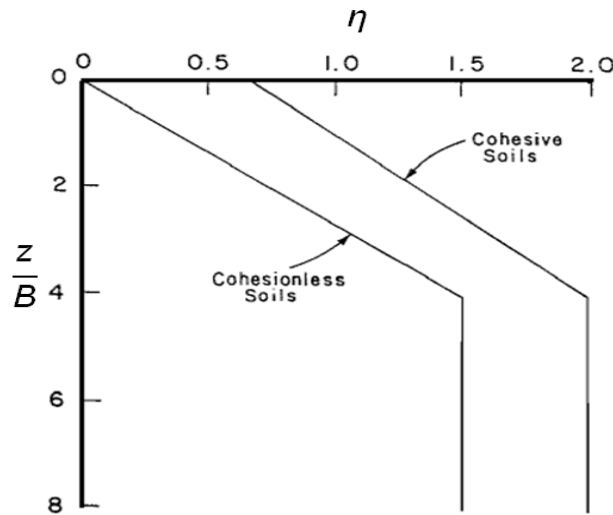


Figure 1.18 : Variation de facteur  $\eta$  en fonction de  $z/B$

#### B.6. Méthode de Bouafia (2007)

Sur la base d'une étude établie sur des courbes P-Y expérimentales construites par double dérivation et double intégration des courbes de moment fléchissant résultants des essais de chargement latérale sur des pieux en vrai grandeur fichés dans un sol sableux, Bouafia (2007) [13] a proposé une méthode de construction des courbes P-Y pour les pieux isolés fichés dans du sable en se basant sur les résultats des essais en pressiomètre préforé.

La courbe P-Y est décrite en sa totalité par une fonction hyperbolique tel que :

$$P = \frac{Y}{\frac{1}{E_{ti}} + \frac{Y}{P_u}} \quad (92)$$

En étudiant l'effet de la rigidité relative pieu/sol  $K_R$  sur la courbe P-Y, l'auteur a exprimé le module de réaction latérale initial du sol  $E_{ti}$  et la résistance latérale du sol  $P_u$  comme suit :

$$E_{ti} = E_m 0.28 K_r^{-0.55} \quad (93)$$

$$P_u = 3P_l^* B \sqrt{K_r} \quad (94)$$

Avec :

$E_m$  : Module pressiométrique à la profondeur  $z$ .

$P_l^*$  : Pression limite nette à la profondeur  $z$ .

$K_R$  : rigidité relative pieu/sol tel que :

$$K_R = \left( \frac{E_p I_p}{E_c D^4} \right) \quad (95)$$

Où :

$E_p I_p$  : Rigidité flexionnelle du pieu.

$D$  : diamètre du pieu.

$E_c$  : module caractéristique du sol tel que :

$$E_c = \frac{1}{D} \int_0^D E_m dz \quad (96)$$

La Figure 1.19 représente la forme typique de la courbe P-Y selon Bouafia (2007).

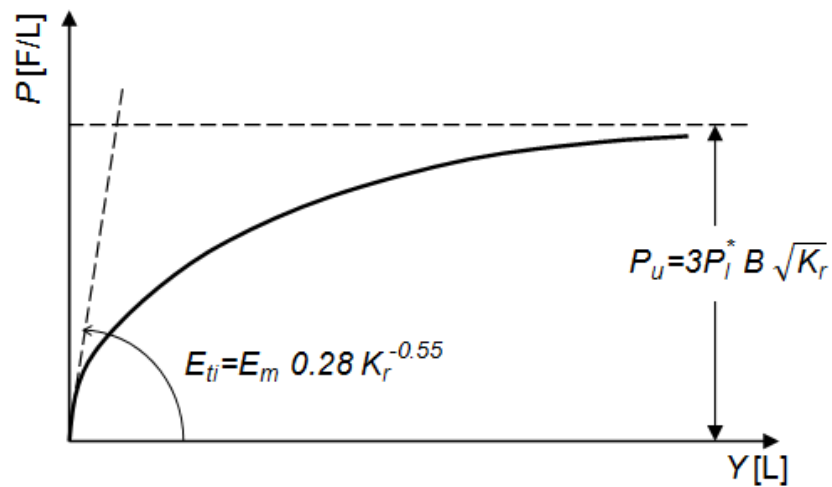


Figure 1.19 : Courbe P-Y typique selon Bouafia (2007)

## 1.2. Capacité portante latérale des pieux

### 1.2.1. Méthode de Brinch Hansen (1961)

Brinch Hansen (1961) [36] a proposé une méthode de calcul de la capacité portante latérale des pieux courts rigides. La méthode est applicable pour tous types de sol (sols  $c - \phi$ ). La résistance du sol à n'importe quelle profondeur est donnée par l'équation suivante :

$$P_u(z) = (q_0 + \sigma'_{v0})K_q + C K_c \quad [F/L^2] \quad (97)$$

Tel que :

$\sigma'_{v0}(z)$  : Surcharge verticale effective à la profondeur  $z$ .

$C(z)$  : cohésion du sol à la profondeur  $z$ .

$q_0$  : surcharge verticale appliquée en surface.

$K_q(z)$  : Coefficient de réaction de sol causé par la surcharge vertical effective à la profondeur  $z$ .

$K_c(z)$  : Coefficient de réaction de sol causé par la cohésion du sol à la profondeur  $z$ .

Les coefficients  $K_q(z)$  et  $K_c(z)$  peuvent être déterminés en fonction du rapport  $z / B$  et de l'angle de frottement interne  $\phi$  par les deux abaques de la Figure 1.20.

La méthode est applicable non seulement pour les sols homogènes mais aussi pour les sols multicouches. Pour les charges de courte durée, la cohésion et l'angle de frottement non drainées sont à utiliser ( $C$  et  $\phi=0$ ). Pour les charges de longue durée comme la poussée des terres sur la culée d'un pont, les valeurs effectives ( $C'$  et  $\phi'$ ) sont à utiliser. La Figure 1.21 montre le schéma du pieu chargé latéralement proposé par Brinch Hansen (1961) [36] (a) ainsi que le diagramme de réaction du sol (b).

Pour calculer la capacité portante latérale  $H_u$ , l'auteur procède comme suit :  
 Premièrement la déduction de la profondeur du point de rotation par tâtonnement en prenant la somme des moments par rapport au point d'application de la force horizontale égale à zéro, c'est à dire lorsque la réaction du sol au-dessus de point de rotation balance la réaction du sol en-dessous de ce dernier.

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=D_r} P_u \frac{D}{n} B(e+z) - \sum_{z=D_r}^{z=D} P_u \frac{D}{n} B(e+z) = 0 \quad (98)$$

Avec :

$n$  : nombre approprié de tranches horizontales de sol.

$e$  : excentricité d'application de l'effort horizontal.

En suite la capacité portante latérale du pieu  $H_u$  est trouvée par différence des deux surfaces de réactions en prenant la somme des moments par rapport au point de rotation.

$$H_u(e + D_r) = \sum_{z=0}^{z=D_r} P_u \frac{D}{n} B(D_r - z) + \sum_{z=D_r}^{z=D} P_u \frac{D}{n} B(z - D_r) \quad (99)$$

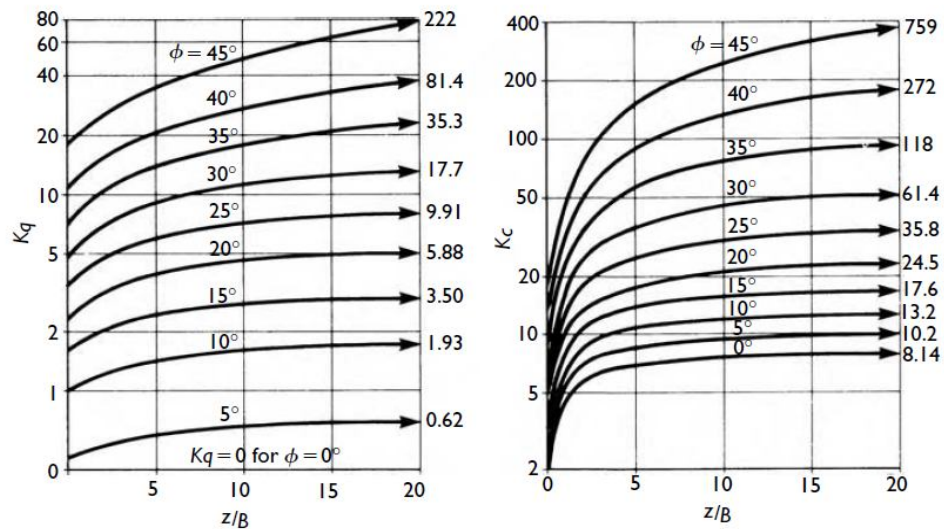


Figure 1.20 : Les coefficients  $K_q$  et  $K_c$  selon Brinch Hansen (1961)

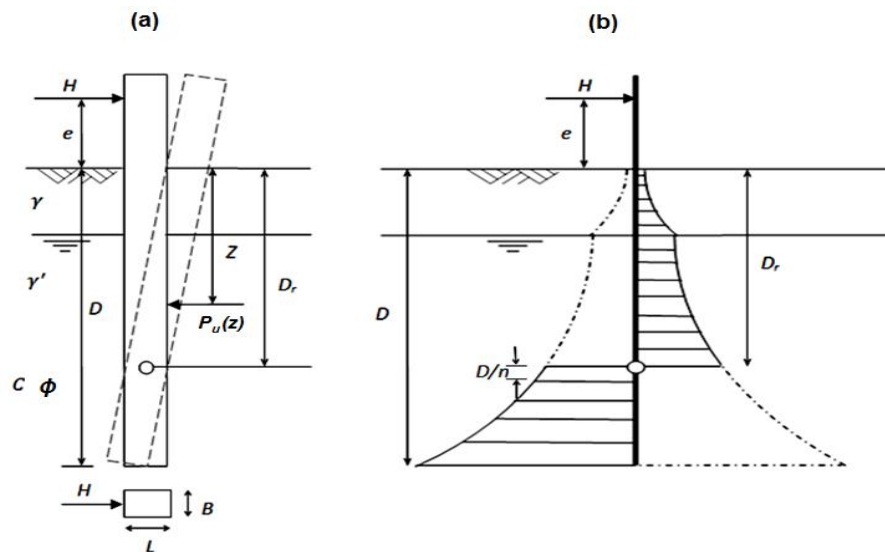


Figure 1.21. Modèle de calcul de Brinch Hansen (1961)

1.2.2. Méthode de Ménard (1962)

Ménard (1962) [22] a établi une méthode pratique qui permet de déterminer en fonction des essais préssiométriques, d'une part les valeurs limites  $H_u$  et  $M_u$  des efforts tranchants et des moments de renversement applicables sur un pieu rigide, et d'autre part les déformations et les réactions correspondant à des efforts donnés inférieurs ou au plus égaux à ces valeurs limites affectées d'un coefficient de sécurité en général égal à 3.

Il a adopté le schéma de rupture illustré à la Figure 1.22 dans lequel les trois résultantes partielles  $F_1$ ,  $F_2$  et  $F_3$  sont exprimées en fonction de la pression limite  $P_l$ , la pression des terres au repos  $P_0$  et la profondeur critique  $D_c$ . Ménard recommande de prendre une profondeur critique égale à 2 diamètres pour un sol cohérent et 4 diamètres pour un sol pulvérulent

L'intensité des forces  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  et la profondeur de leur point d'application sont comme suit :

$$F_1 = 3/4 B D_c (p_l - p_0) \quad D_1 = 5/9 D_c \quad (100)$$

$$F_2 = B (Z - D_c - \varepsilon D) (p_l - p_0) \quad D_2 = 1/2 (z + D_c - \varepsilon D) \quad (101)$$

$$F_3 = B (Z - D - \varepsilon D) (p_l - p_0) \quad D_2 = 1/2 (z + D + \varepsilon D) \quad (102)$$

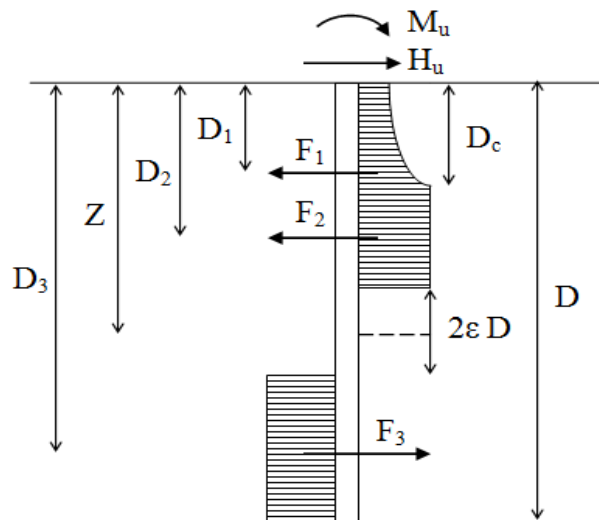


Figure 1.22 : Schéma de rupture selon Ménard

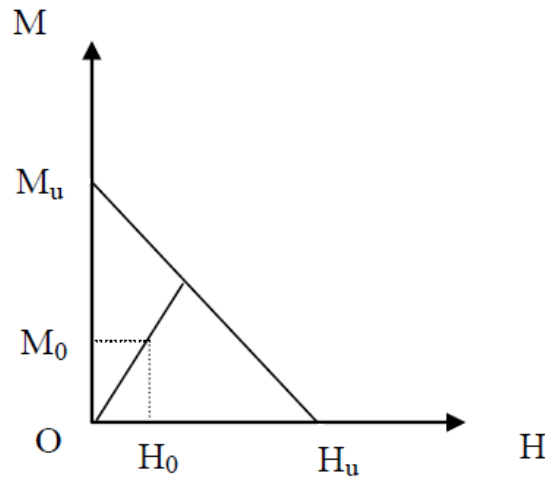


Figure 1.23 : Critère de stabilité latéral selon Ménard

Une zone neutre de passage de la butée à la contre butée, épaisse de  $2\varepsilon D$ , est introduite pour tenir compte de la faible mobilisation des pressions dans cette zone. Le facteur  $\varepsilon$  de l'ordre de 0.05 peut être en général être négligé. L'auteur a proposé d'écrire les valeurs limites à partir de l'équilibre statique, ce qui donne :

$$H_u = \alpha_1 B D (p_1 - p_0) \quad (103)$$

$$M_u = \alpha_2 B D^2 (p_1 - p_0) \quad (104)$$

$\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont des coefficients numériques fonction du rapport  $D_c/D$  et qui sont donnés dans le Tableau ci-après :

Tableau 1.15 : Valeurs des coefficients numériques  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  en fonction de  $D_c/D$

$D_c/D$	$\alpha_1$	$\alpha_2$
0.00	0.41	0.25
0.25	0.36	0.22
0.50	0.32	0.19
0.66	0.30	0.17
$\infty$	0.20	0.13

Si le pieu est sollicité simultanément en tête par un effort horizontal  $H_0$  et un moment  $M_0$ , il est nécessaire de vérifier le critère de stabilité (Figure 1.23) en s'assurant que le point représentatif des efforts dans un système de coordonnées (M,H) est situé à l'intérieur du triangle limité par les axes de coordonnées et la droite joignant les points de coordonnées  $(H_u, 0)$  et  $(0, M_u)$ . Les efforts admissibles en tête seront tel que :

$$H_0 \leq H_u/3, M_0 \leq M_u/3$$

1.2.3. Méthodes de Broms (1964 a et b)

Broms (1964 a et b) [17 et 18] a proposé deux méthodes de prédiction de la capacité portante latérale d'un pieu chargé latéralement en tête en prenant la méthode au module de réaction comme point de départ. Dont une des ces méthodes est applicable pour les sols homogènes purement cohérent tandis que l'autre est applicable pour les sols homogènes purement pulvérulent.

Pour les pieux courts, rigides, l'auteur a supposé que la résistance latérale ultime est régie par la pression passive de sol sur le pieu, tandis que pour les pieux longs, flexibles, cette résistance est gouvernée par la résistance plastique de pieu. Pour faire la distinction entre un pieu rigide et un autre flexible, Broms (1964 a et b) a proposé une méthode qui se base sur le type de sol (cohérent/pulvérulent) et la rigidité flexionnelle du pieu, cette méthode est bien illustrée dans le Tableau 1.16.

Tableau 1.16 : Types de pieux selon Broms (1964 a et b)

Sol			
Sol cohérent		Sol pulvérulent	
Le module de réaction : $E_s = \text{Constant}$		Le module de réaction : $E_s = K_h \frac{z}{B}$	
Le facteur $\beta$ : $\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4 E_p I_p}}$		Le facteur $\eta$ : $\eta = \sqrt[5]{\frac{K_h}{E_p I_p}}$	
Pieu rigide		Pieu flexible	
Libre en tête	Fixe en tête	Libre en tête	Fixe en tête
$\beta D < 1.5$	$\beta D < 0.5$	$\beta D > 2.5$	$\beta D > 1.5$
Pieu rigide		Pieu flexible	
$\eta D < 2$		$\eta D > 4$	

Avec :

$D$  : la fiche du pieu.

$B$  : le diamètre du pieu.

$E_p I_p$  : la rigidité flexionnelle du pieu.

$E_s$  : le module de réaction latérale du sol.

$K_h$  : coefficient de variation du module de réaction latérale.

Broms (1964) a proposé de tirer la valeur de  $K_h$  pour un sable humide ou saturé à partir des résultats obtenus par Terzaghi (1955), en revanche certains chercheurs [55] recommandent de combinés les valeurs trouvés par Reese et al. (1974) avec ceux de

Terzaghi (1955). La figure 1.24 représente la variation du coefficient de module de réaction latérale en fonction de la densité relative  $D_r$  du sable saturé selon Terzaghi (1955) et Reese et al. (1974).

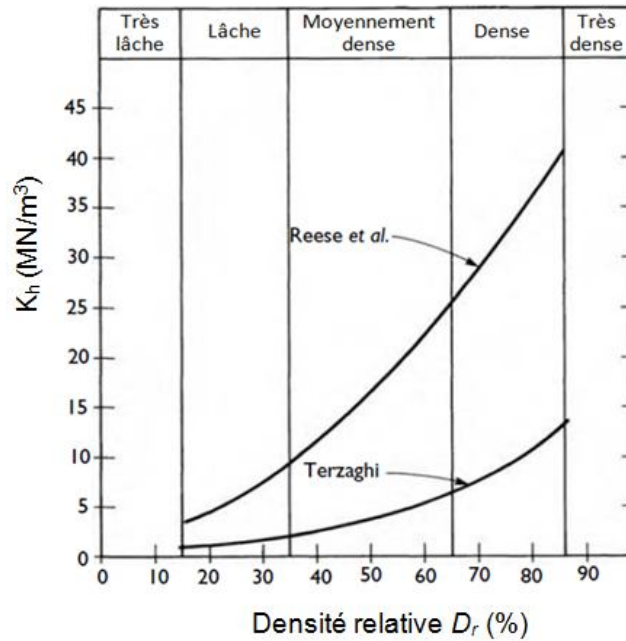


Figure 1.24 : Coefficient de variation du module de réaction latérale en fonction de la densité relative du sable

Pour un sol cohérent, l'auteur a supposé approximativement que la réaction latérale du sol est nulle jusqu'à une profondeur de  $1,5 B$  et égale à  $9C_u B$  au-dessous de cette profondeur.

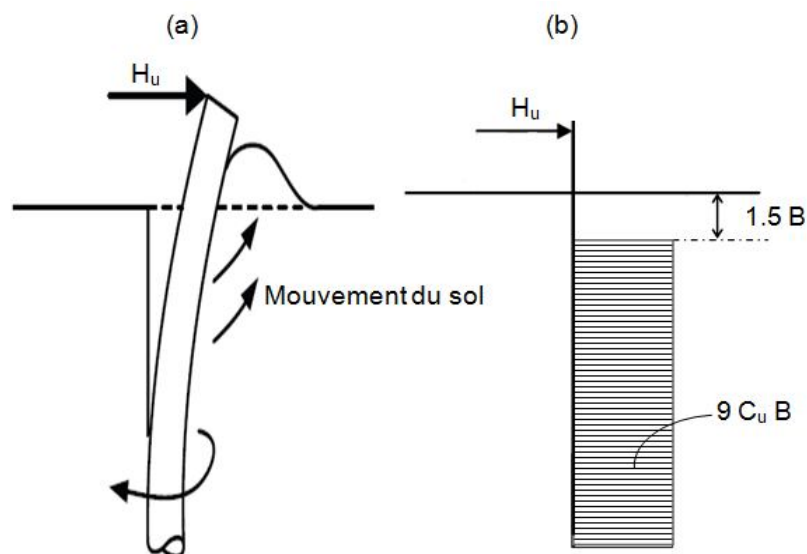


Figure 1.25 : Mécanisme de rupture et réaction latérale pour un système pieu/sol cohérent



La Figure 1.25 montre le mécanisme de rupture d'un pieu libre en tête (a) et le diagramme de réaction latérale du sol (b) pour un sol cohérent. Pour un sol pulvérulent, Broms a estimé que la résistance latérale ultime du sol est approximativement trois Fois la pression passive des terres tel que :

$$P_u(z) = 3B K_p \sigma'_v(z) \quad (106)$$

Avec :

$K_p$ : coefficient de pression passive des terres exprimé selon Rankine comme suit :

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (107)$$

$\phi'$ : Angle de frottement effectif interne.

La Figure 1.26 montre le mécanisme de rupture d'un pieu libre en tête (a) et le diagramme de réaction latérale du sol (b) pour un sol pulvérulent. La capacité portante latérale d'un pieu battu dans un sol cohérent ou pulvérulent, peut être déterminée directement en utilisant des abaques adimensionnels (Figures 1.27–1.30), ces derniers sont principalement fonctions de mode de rupture du système sol/pieu (rupture due au cisaillement du sol dans le cas d'un un pieu rigide ou bien rupture due à la formation de rotule plastique dans le pieu dans le cas d'un pieu flexible).

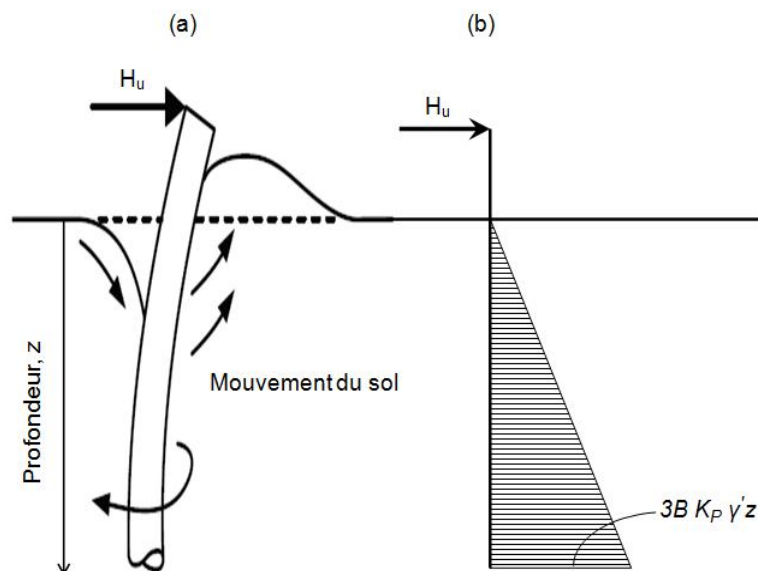


Figure 1.26. Mécanisme de rupture et réaction latérale pour un système pieu/sol pulvérulent

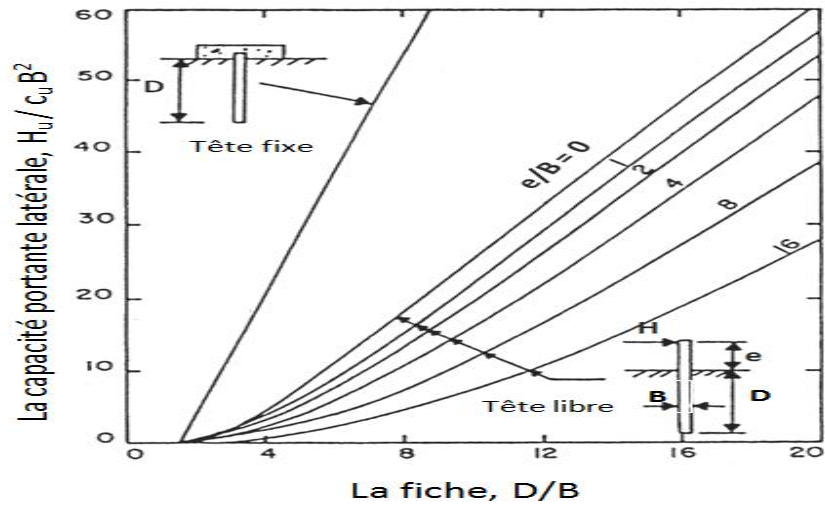


Figure 1.27 : Capacité portante d'un pieu rigide battu dans un sol cohérent

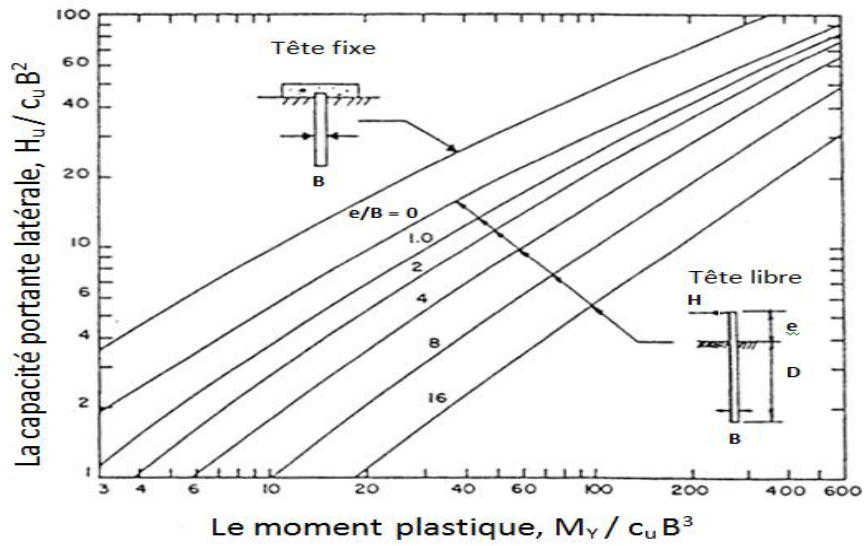


Figure 1.28 : Capacité portante d'un pieu flexible battu dans un sol cohérent

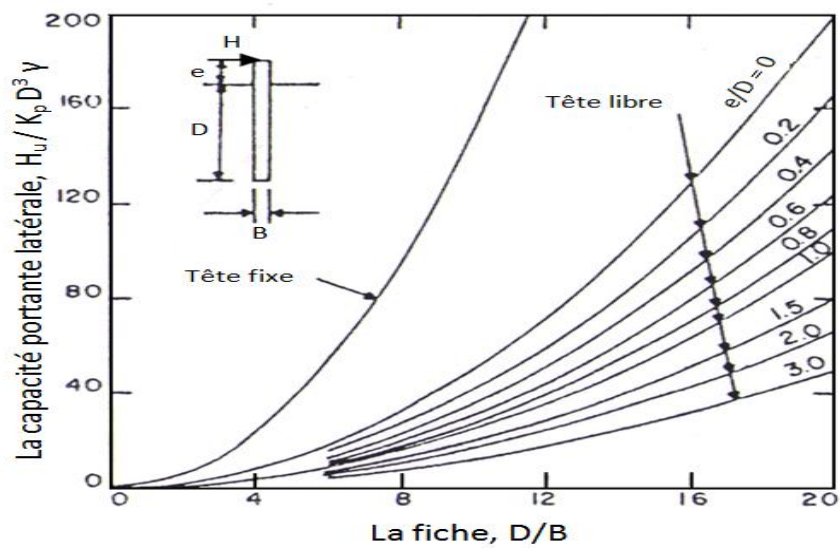


Figure 1.29 : Capacité portante d'un pieu rigide battu dans un sol pulvérulent

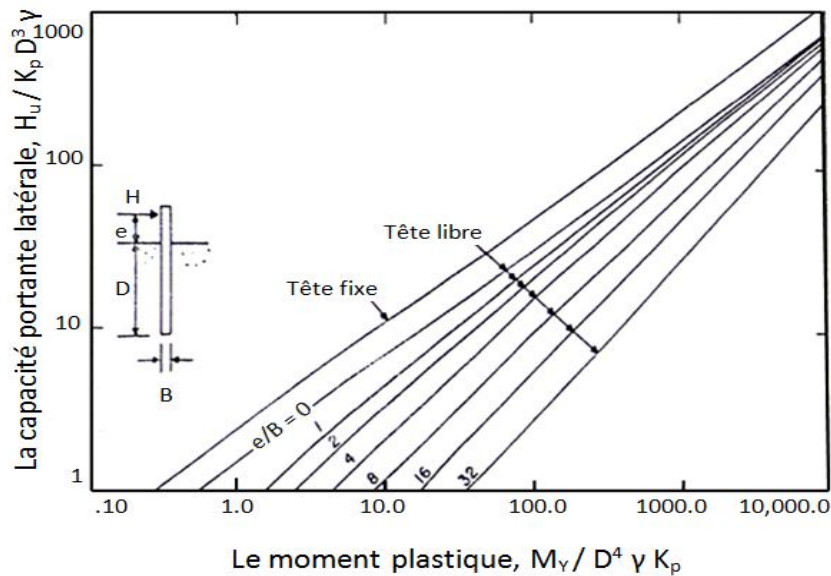


Figure 1.30 : Capacité portante d'un pieu flexible battu dans un sol pulvérulent

1.2.4. Randolph & Houlsby (1984) et Martin & Randolph (2006)

La résistance latérale limite en profondeur au seul mouvement horizontal représente un paramètre important de l'analyse du chargement non drainé des pieux chargés latéralement. Si le sol est modélisé comme un matériau cohérent parfaitement plastique le calcul de ce paramètre devient un problème de déformation plane dans la théorie de la plasticité, dans la quelle la charge se calcule sur un long cylindre qui se déplace latéralement dans un milieu infini.

Deux approches ont été utilisées pour la détermination de la charge de rupture. La première est celle d'équilibre limite inférieur (LB) dans laquelle la distribution des contraintes dans le sol est supposée en équilibre sous une charge donnée et que la charge appliquée est inférieure ou égale à la charge de rupture, dans l'autre approche (UB), la rupture est atteinte et la charge de rupture qui représente une limite supérieure de la réaction du sol est estimée en égalisant le taux de dissipation d'énergie à travers la masse de sol en déformation et le travail fournit par les charges extérieures.

Les résultats trouvés pour les deux approches sont identiques selon l'étude effectuée par Randolph et Houlsby (1984) [65]. En revanche l'étude faite par Martin et Randolph (2006) [46] montre que les résultats trouvés par équilibre limite supérieur (UB) sont légèrement plus grands que celles d'équilibre limite inférieur (LB) trouvés par Randolph et Houlsby (1984).

En fonction de la qualité de parement de pieu, ces auteurs ont trouvé une résistance latérale ultime de  $(9.14 - 9.2) C_u B$  pour un pieu parfaitement lisse, et de  $11.94 C_u B$  pour un pieu parfaitement rugueux. La résistance latérale ultime peut être également obtenue directement en fonction du rapport frottement à l'interface  $f_i$  sur la résistance au cisaillement du sol (cohésion non drainée)  $C_u$  à partir de la Figure 1.31.

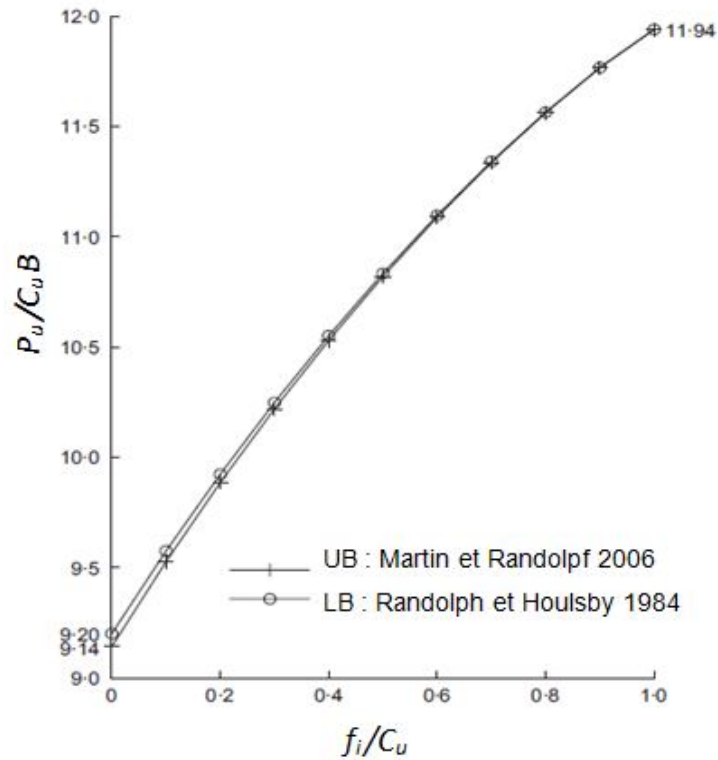


Figure 1.31 : La résistance latérale ultime selon Randolph & Houlsby (1984) et Martin & Randolph (2006)

### 1.2.5. Méthode de Zhang et al (2005)

Une nouvelle méthode a été proposée par analyse des diagrammes de réaction latérale du sol, et des résultats sur modèle réduit des pieux rigides fichés dans un sol pulvérulent collectées à partir des travaux antérieurs. Zhang et al (2005) [80] considère que la résistance latérale ultime d'un pieu dans un sol pulvérulent homogène se compose d'une résistance frontale et une résistance tangentielle (Figure 1.32).

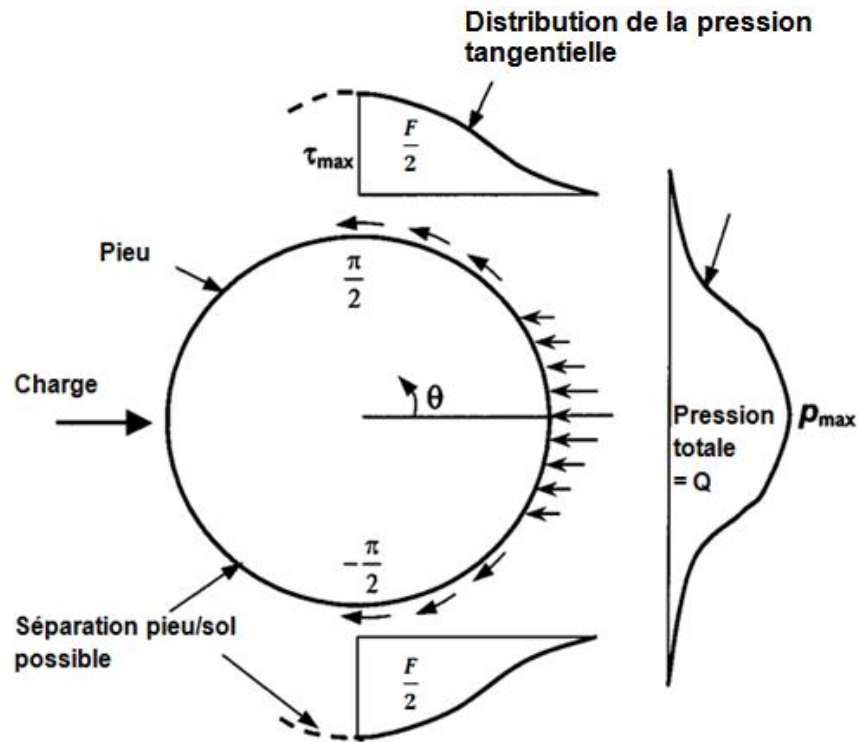


Figure 1.32 : Diagramme de réaction frontale et tangentielle du sol autour d'un pieu chargé latéralement selon Smith (1987) [74]

La résistance latérale ultime  $P_u$  du sol devant un pieu chargé latéralement est exprimée comme suit :

$$P_u = Q + F \quad (108)$$

Tel que :

$Q$  : la résistance frontale ultime net du sol.

$F$  : la résistance tangentielle ultime net du sol.

Les résistances  $Q$  et  $F$  peuvent être exprimées comme suit :

$$Q = \eta p_{max} B \quad (109)$$

$$F = \xi \tau_{max} B \quad (110)$$

Tel que :

$B$  : Diamètre du pieu.

$\eta$  et  $\xi$  sont des coefficient de forme pour tenir compte de la distribution non uniforme de la pression frontale des terres et celle tangentielle respectivement

$p_{max}$  et  $\tau_{max}$  : la pression frontale maximale des terres pour  $\theta = 0$  et la résistance au cisaillement maximale pour  $\theta = \pm\pi/2$  respectivement. Les auteurs recommande de prendre les valeurs de  $\eta$  et  $\xi$  établies par Briaud et Smith (1983) [16] (Tableau 1.17).

Tableau 1.17 : Valeurs de  $\eta$  et  $\xi$  selon Briaud et Smith 1983

		$\eta$	$\xi$
Forme du pieu	Circulaire	0.8	1.0
	Carré	1.0	2.0

Pour trouver la pression frontale maximale des terres  $p_{max}$ , Zhang et al (2005) ont combinés les résultats de réaction latérale du sol trouvés antérieurement par différents chercheurs sur modèle réduit de pieux rigides dans un sol pulvérulent avec les résultats semi empirique de certains chercheurs (Broms (1964 b), Fleming et al. (2009), et Rees et al (1974)). Cette pression est estimée par l'expression établie par Fleming et al. (2009) pour un pieu fiché dans sol pulvérulent comme suit :

$$p_{max} = K_p^2 \gamma' z \quad (111)$$

Avec :

$K_p$ : coefficient de pression passive des terres (eq.107).

Les auteurs suppose que la résistance de cisaillement maximale est la même que la résistance verticale ultime de cisaillement exprimée par l'Institut Américaine de Pétrole A.P.I (1991) [4] comme suit :

$$\tau_{max} = K \gamma' z \tan \delta \quad (112)$$

Tel que :

$K$  : coefficient de pression latérale des terres

$\delta$  : angle de frottement à l'interface sol/pieu ; fonction de type de sol et sa densité.

Les auteurs recommandent de prendre les valeurs de  $K$  et  $\delta$  trouvées par Kulhawy et al (1983) et kulhawy et al (1991) [41, 42] (Tableaux 1.18 et 1.19).

Tableau 1.18 : Valeurs de coefficient  $K$  selon Kulhawy et al. (1983) et Kulhawy (1991)

Type de pieu et méthode de mise en œuvre	$K$
Les pieux enfoncés hydrauliquement	$(0.5 - 0.7) K_0$
Les pieux battus par petits déplacements	$(0.7 - 1.2) K_0$
Les pieux battus par grands déplacements	$(1.0 - 2.0) K_0$
Les pieux Forés par voie sec avec perturbation minimale des parois et bétonnage rapide	$(0.9 - 1.0) K_0$
Les pieux forés à la boue avec bonne maîtrise	$(0.9 - 1.0) K_0$
Les pieux forés à la boue avec mauvaise maîtrise	$(0.6 - 0.7) K_0$
Les pieux forés à la boue au dessous de la nappe phréatique	$(0.7 - 0.9) K_0$

Tableau 1.19 : Valeurs de coefficient  $\delta$  selon Kulhawy et al. (1983) et Kulhawy (1991)

Type de pieu et qualité de parement	$\delta$
Béton rugueux	$1.0 \phi'$
Béton lisse	$(0.8 - 1.0) \phi'$
Acier rugueux	$(0.7 - 0.9) \phi'$
Acier lisse	$(0.5 - 0.7) \phi'$
bois	$(0.8 - 0.9) \phi'$
Pieu foré par voie sec ou avec tubage temporaire et bonne technique de mise en œuvre	$1.0 \phi$
Pieu foré à la boue	$(0.8 - 1.0) \phi'$

Avec :

$K_0$  : coefficient de pression latérale des terres au repos.

$\phi'$  : Angle de frottement interne effectif du sol.

La résistance latérale ultime du sol devant un pieu chargé latéralement en tête est alors :

$$P_u = (\eta K_p^2 \gamma' z + \xi K \gamma' z \tan \delta) B \quad (113)$$

Pour trouver la capacité portante latérale  $H_u$  d'un pieu rigide libre en tête fiché dans un sol pulvérulent ; Zhang et al ont utilisé la méthode de Prasad et Chari (1999) [62].

La capacité portante latérale d'un pieu est ainsi :

$$H_u = 0,3(\eta K_p^2 + \xi K \tan \delta) \gamma' z_R B (2,7z_R - 1,7D) \quad (114)$$

Avec :

$D$  : Fiche du pieu.

$e$  : Excentricité de chargement.

$z_R$ : Profondeur du centre de rotation tel que :

$$z_R = [-(0,567D + 2,7e) + (5,307D^2 + 7,29e^2 + 10,541eD)^{0,5}]/2,1996 \quad (115)$$

### 1.3. Etude comparative

Nous avons effectué une étude comparative entre les résultats théoriques calculés par les méthodes d'élasticité linéaire et les résultats expérimentaux obtenus par un essai sur modèle réduit centrifugé (Essai 05) effectué au sein de LCPC (Laboratoire Central Des Ponts et Chaussés), centre de Nantes.

Le pieu modèle est un tube en duralumin A4UG de masse volumique  $2.79 \text{ g/cm}^3$ , ancré dans un sable jaune ocre, extrait du site expérimental du LCPC (commune Le-Rheu à 5 km au sud-ouest de Rennes, France). Le pieu modèle est centrifugé par  $17.85g$ . Les dimensions du pieu prototype et les propriétés géotechniques du sable sont illustré dans la figure 1.33.

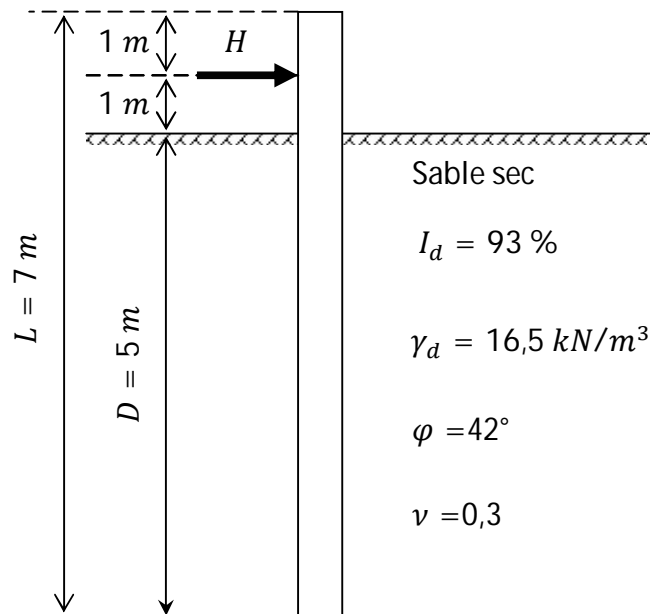


Figure 1.33 : Dimensions du pieu prototype et caractéristiques géotechniques du sable

Un essai de pénétration statique réalisé dans le site de provenance du sable, donne le diagramme de la résistance en pointe pénétrométrique  $q_c$  en fonction de la profondeur  $z$  présenté dans la figure 1.34.



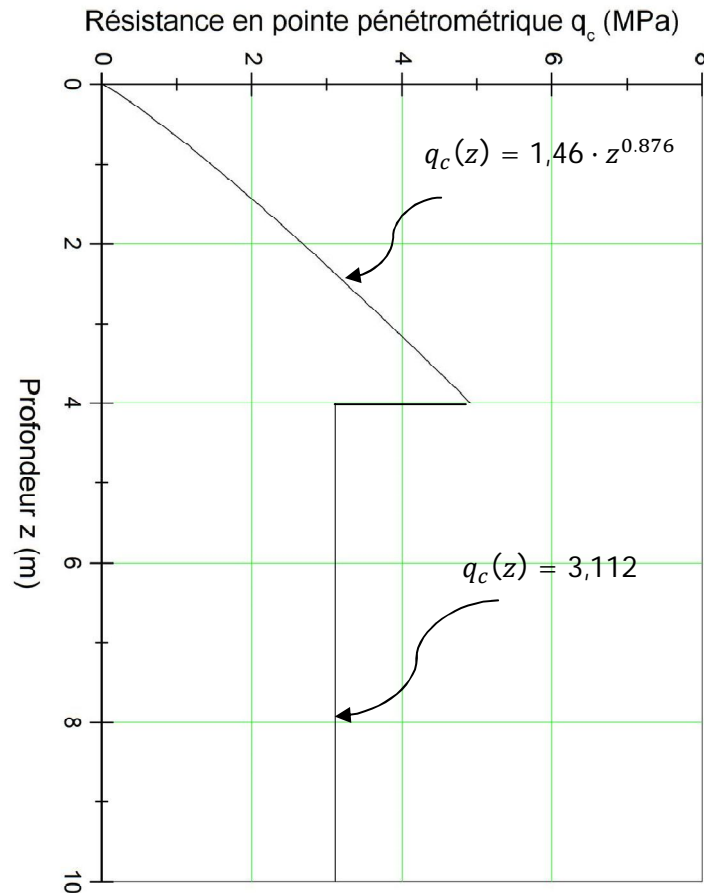


Figure 1.34 : Diagramme de la résistance en pointe pénétrométrique  $q_c$

Le module d'Young du sol  $E$  est calculé à chaque profondeur  $z$  par corrélation avec la résistance en pointe pénétrométrique  $q_c$ , tel que :

$$E(z) = 2 \cdot q_c(z) \quad (116)$$

Ainsi le sol est homogène, nous avons calculé un module d'Young équivalent :

$$E^{éq} = \frac{1}{D} \int_0^D E dz \quad (117)$$

$$E^{éq} = 6,30 \text{ MPa}$$

La projection du pieu prototype issu de l'expérimentation sur les différentes méthodes de calcul, permet de conclure que c'est un pieu rigide, alors la comparaison est limitée aux méthodes qui permettent le calcul des pieux rigides seulement.

### 1.3.1. Déformation latérale des pieux

Les méthodes comparées sont les suivantes :

- Méthode de Poulos et Hull (1989),
- Méthode de Carter et Kulhawy (1988),
- Méthode de Higgins et al. (2012).

Pour les cas des petits déplacements, nous avons fait une comparaison qui porte sur la raideur initiale  $K_{H0}$  de la courbe de chargement en surface. Les résultats trouvés sont illustrés dans la Figure 1.35.

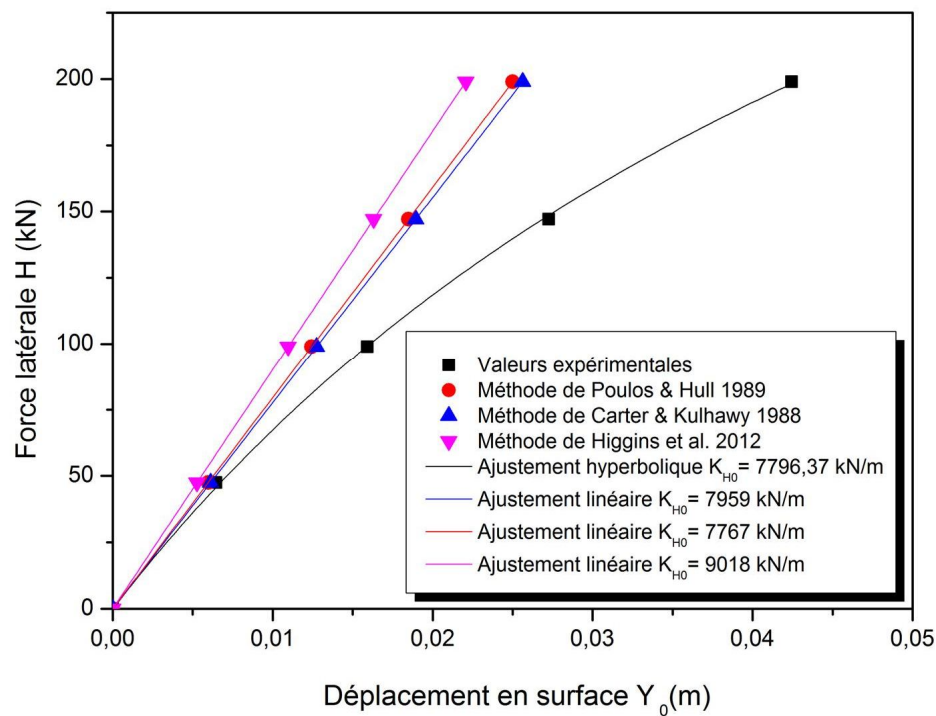


Figure 1.35 : Courbes de chargement pour les différentes méthodes

Pour connaître la méthode la plus fiable entre ces méthodes, nous avons calculé le

rapport :  $\frac{K_{H0}^{thé}}{K_{H0}^{exp}}$ , les résultats sont présentés sous forme d'histogrammes dans la Figure 1.36.

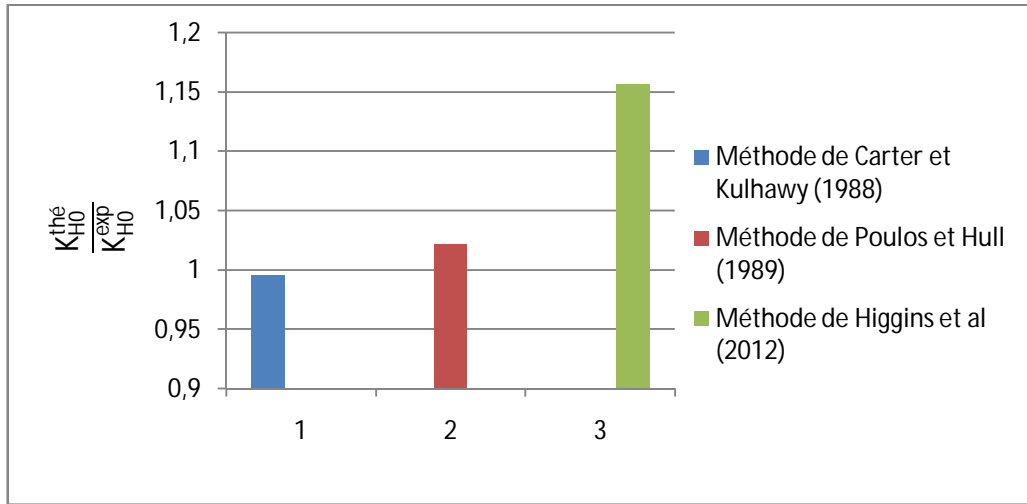


Figure 1.36 : Histogrammes de comparaison entre les méthodes de calcul des pieux aux petits déplacements

Les résultats montrent que la méthode de Carter et Kulhawy (1988) est la méthode la plus fiable entre les méthodes de calcul des pieux aux petits déplacements comparées.

### 1.3.2. Capacité portante latérale des pieux

Les méthodes comparées sont les méthodes de Broms b (1964) et la méthode de Zhang et al (2005). Les capacités portantes latérales  $H_u^{the}$  calculées à partir de ces méthodes sont comparées à la capacité portante expérimentale  $H_u^{exp}$ , le rapport  $\frac{H_u^{the}}{H_u^{exp}}$ , est ainsi calculé, et les résultats sont présentés dans la Figure 1.37.

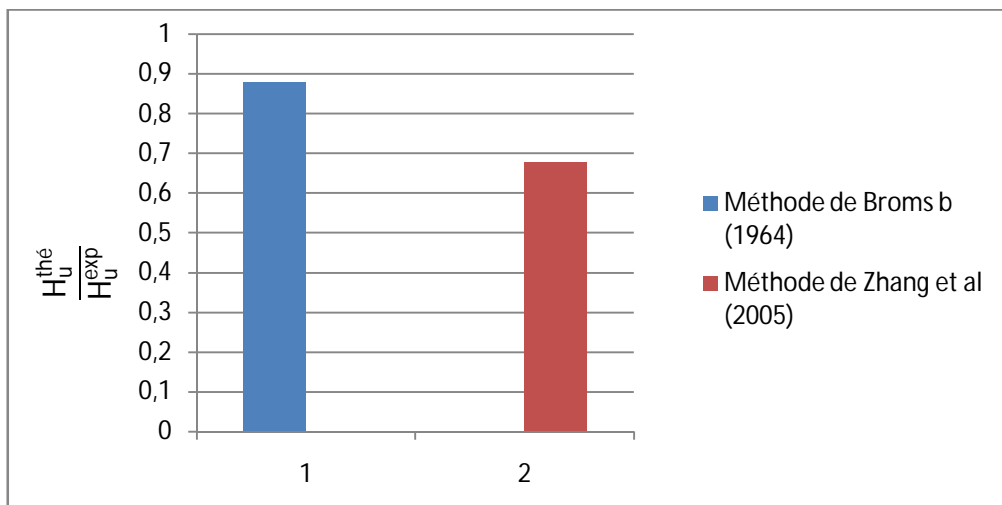


Figure 1.37 : Histogrammes de comparaison entre les méthodes de calcul des pieux aux grands déplacements

Parmi ces deux méthodes de calcul des pieux aux grands déplacements, la méthode de Broms b (1964) est la plus fiable.

#### 1.4. Conclusion

Les méthodes de calcul aux petits déplacements d'un pieu isolé soumis à un effort horizontal en tête peuvent se classer en trois catégories.

- Méthodes odes de l'élasticité linéaire.
- Méthodes des éléments finis et/ou contact.
- Méthodes du module de réaction ou théorie des courbes P-Y.

La première catégorie de méthode repose sur deux hypothèses fondamentales. Le sol est un milieu élastique, continu et adhère au pieu au cours de chargement. Cette dernière suppose une certaine résistance à la traction du sol qui, en réalité, est très faible. Cette méthode est toutes fois limitée. En effet, le sol n'étant pas élastique isotrope il est difficile d'obtenir un module représentatif du comportement du sol. Il existe évidemment des corrélations empiriques entre ce module et les caractéristiques géotechniques du sol.

La méthode des éléments finis exige la connaissance des caractéristiques mécaniques du sol et des pieux. Elle peut tenir compte de la nonhomogénéité et de la non linéarité matérielle du sol.

La méthode du module de réaction est à la base du calcul moderne des pieux sous charge latérale. Elle est la plus couramment utilisée, et décrit l'interaction sol/pieu par une loi de réaction du sol en fonction du déplacement horizontal. La modélisation du sol suppose que chaque couche du sol est indépendante des autres ce qui, dans la réalité, est non rigoureux.

L'étude comparative effectuée nous a permis d'appliquer certains de ces méthodes de calcul, ainsi les méthodes qui ont présentés des résultats proches des résultats de l'expérimentation sont dites, les plus fiables et qui sont : la méthode de Carter et Kulhawy (1988) pour le calcul des pieux rigides aux petits déplacements, et la méthode de Broms (1964 b) pour le calcul des pieux rigides aux grands déplacements.

## **CHAPITRE 2**

### **INTERPRETATION DES ESSAIS EN CENTRIFUGEUSE**

## CHAPITRE 2

### INTERPRETATION DES ESSAIS EN CENTRIFUGEUSE

#### 2.1. Introduction

La modélisation physique est un aspect très important dans l'ingénierie géotechnique et permet l'ingénieur géotechnicien de considérer les deux états limites de service et ultime, dans le calcul des ouvrages géotechniques. En outre, la modélisation dans le domaine géotechnique est très complexe, à cause essentiellement de l'interaction sol/structure.

Ceci peut être pris en compte par essais en vrais grandeurs, qui ont l'avantage de reproduire les propriétés réelles du sol et de l'ouvrage ainsi que les conditions du sol sur place. En revanche, ils sont très coûteux et ne permettent pas toujours d'atteindre l'état limite ultime.

Une alternative à cette approche expérimentale est la modélisation en centrifugeuse, c'est-à-dire qu'un essai sur modèle réduit est effectué dans un champ gravitationnel amplifié (macro-gravité). Au fil des années cette technique a été largement utilisée dans les projets de recherche géotechnique notamment les pieux chargés latéralement.

#### 2.2. Conditions de similitude et principe de la centrifugation des modèles

Les conditions de similitudes permettent le passage d'un modèle réduit au prototype exigent que pour conserver les contraintes et déformations en modèle et en prototype, un modèle réduit à l'échelle  $1/N$  soit soumis à une accélération  $N$  fois celle de la gravité terrestre. Le modèle (sol/pieu) est placé dans un conteneur à l'extrémité d'un bras de centrifugeuse. Le conteneur est mis en rotation dans un plan horizontal, et la rotation crée un champ d'accélération radiale dans lequel l'accélération à un point spécifié est donnée par la vitesse angulaire de rotation  $\omega$  et la distance  $r$  à partir de l'axe de rotation selon la Figure 2.1, l'augmentation de l'accélération gravitationnelle est décrite par le facteur d'échelle de gravité  $N$  multiplié par la gravité terrestre  $g$  [63].

$$a = Ng = \omega^2 r \quad (118)$$

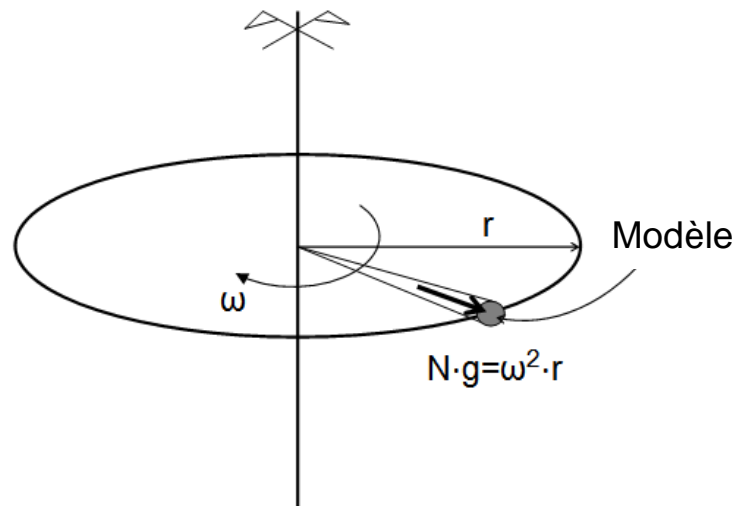


Figure 2.1 : Centrifugation ou accélération par rotation

La Figure 2.2 illustre les éléments composant une centrifugeuse, et les Figures 2.3 et 2.4 montrent la centrifugeuse du LCPC.

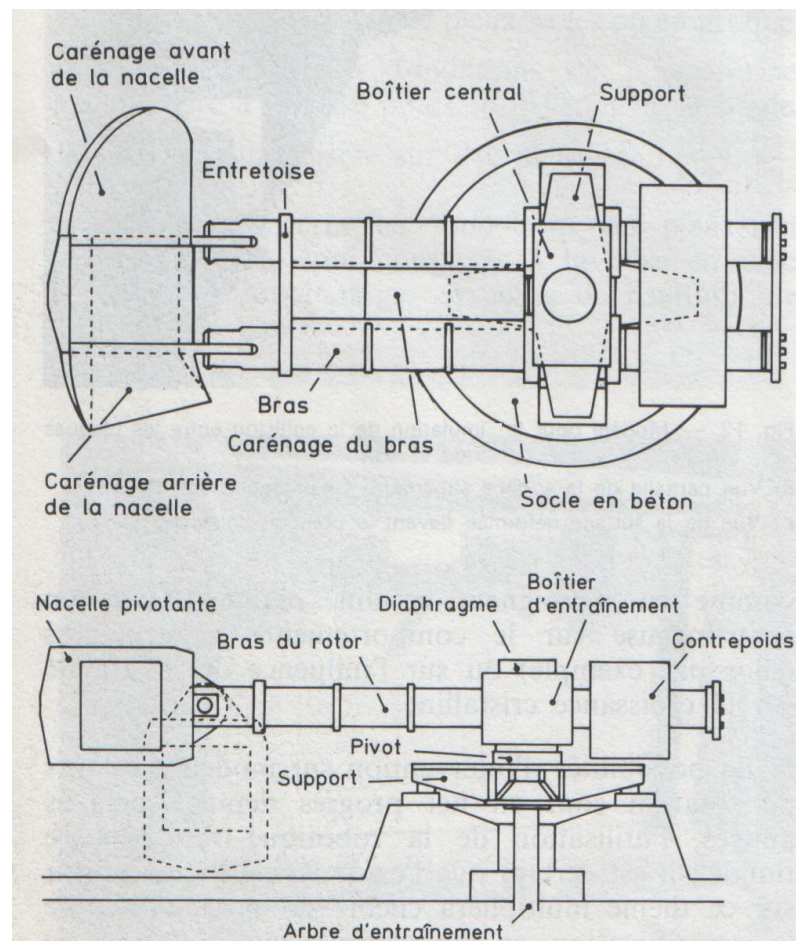


Figure 2.2 : Les éléments composants une centrifugeuse



Figure 2.3 : Centrifugeuse du LCPC

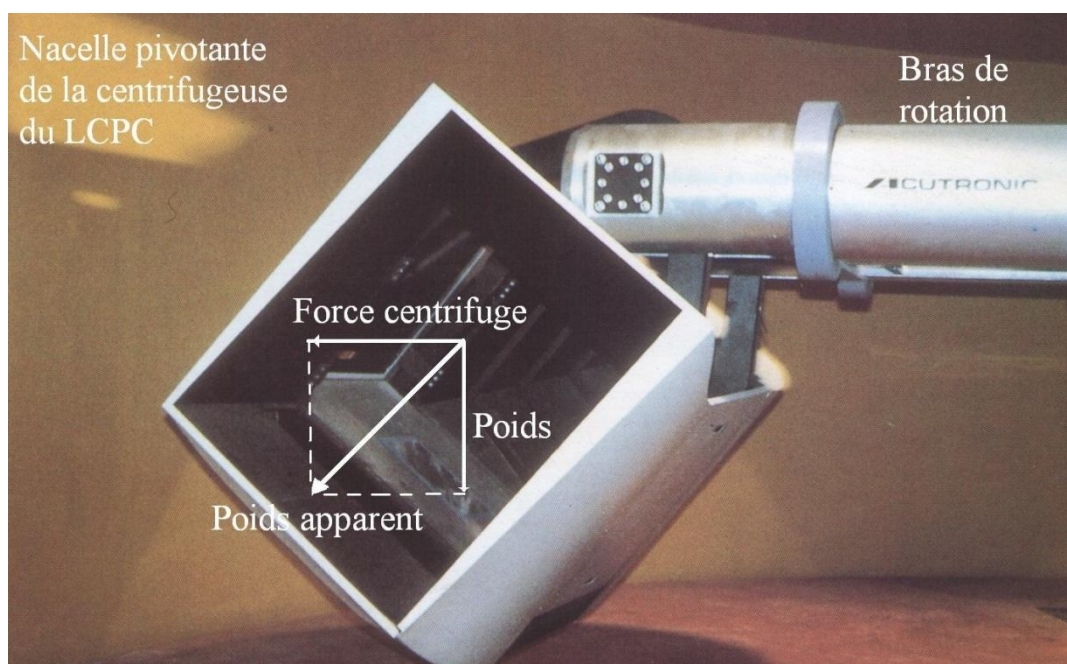


Figure 2.4 : Nacelle pivotante de la centrifugeuse du LCPC

Dans le phénomène de chargement latéral de pieux, les échelles usuelles de similitude déduites de la conservation des équations régissant le phénomène en prototype et en modèle sont regroupées dans le Tableau 2.1.



Tableau2.1 : Echelles de similitude

Grandeurs physiques	Echelle = $\frac{\text{grandeur modèle}}{\text{grandeur prototype}}$
Contrainte	1
Déformation	1
Rotation	1
Langueur	1/N
Déplacement	1/N
Force	1/N <sup>2</sup>
Moment de flexion	1/N <sup>3</sup>
Rigidité flexionnelle E <sub>p</sub> I <sub>p</sub>	1/N <sup>4</sup>
Masse volumique	1
Accélération	N
Volume	1/N <sup>3</sup>
Surface	1/N <sup>2</sup>

### 2.3. Présentation des essais sur modèles réduits centrifugés

Sur la base des résultats de quatre essais (Tableau 2.2) sur pieux modèles centrifugés, effectués au sein du LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussés), centre de Nantes, l'influence de trois paramètres sur la réponse d'un pieu chargé latéralement a été étudiée, à savoir [11]:

- ❖ Influence de la densité du sable,
- ❖ Influence de mode d'installation des pieux,
- ❖ Influence de l'état de surface des pieux.

Tableau 2.2 : Paramètres de l'étude

Numéro de l'Essai	1	3	5	9
Etat de densité du sable	Moyen	Dense	Dense	Dense
Mode d'installation	Forage	Forage	Fonçage	Fonçage
Etat de la surface	Lisse	Lisse	Lisse	Rugueuse

### 2.3.1. Massif de sable utilisé

Le sable utilisé est un sable jaune ocre, extrait du site expérimental du LCPC (commune Le-Rheu à 5 km au sud-ouest de Rennes, France). Il s'agit d'un terrain homogène issu des dépôts du pliocène. Ce sable appartient à la classe LCPC SP (sable propre mal gradué). Le Tableau 2.3 regroupe les valeurs de poids volumique sec  $\gamma_d$ , de l'indice de densité  $I_d$ , et l'angle de frottement  $\varphi$  pour différentes densités.

Tableau 2.3 : Caractéristique géotechniques du sable

	Pois volumique sec $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Indice de densité $I_d$ (%)	Angle de frottement $\varphi$ (degrés)
Sable dense	16,5	95	42
Sable moyen	15,5	63	39

### 2.3.2. Le modèle de pieu

Le modèle de pieu utilisé est un tube en duralumin A4UG de masse volumique 2.79 g/cm<sup>3</sup>. Le Tableau 2.4 regroupe les principales caractéristiques du pieu (modèle et prototype). La Figure 2.5 illustre le pieu modèle utilisé dans ces essais [70].

Tableau 2.4 : Caractéristiques du pieu

Désignation	Modèle	Prototype
Echelle de réduction	<b>1/17.85</b>	
Diamètre extérieur. B extérieur (mm)	28	500
Diamètre intérieur. B intérieur (mm)	25	457
Longueur L (mm)	392	7000
Fiche D (mm)	280	5000
Inertie $I_p$ (mm <sup>4</sup> )	9457	$9.6 \cdot 10^6$
Rigidité flexionnelle $E_p I_p$ (N·m <sup>2</sup> )	558	$56.6 \cdot 10^6$
Limité élastique $\sigma_e$ (MPa)	354	354

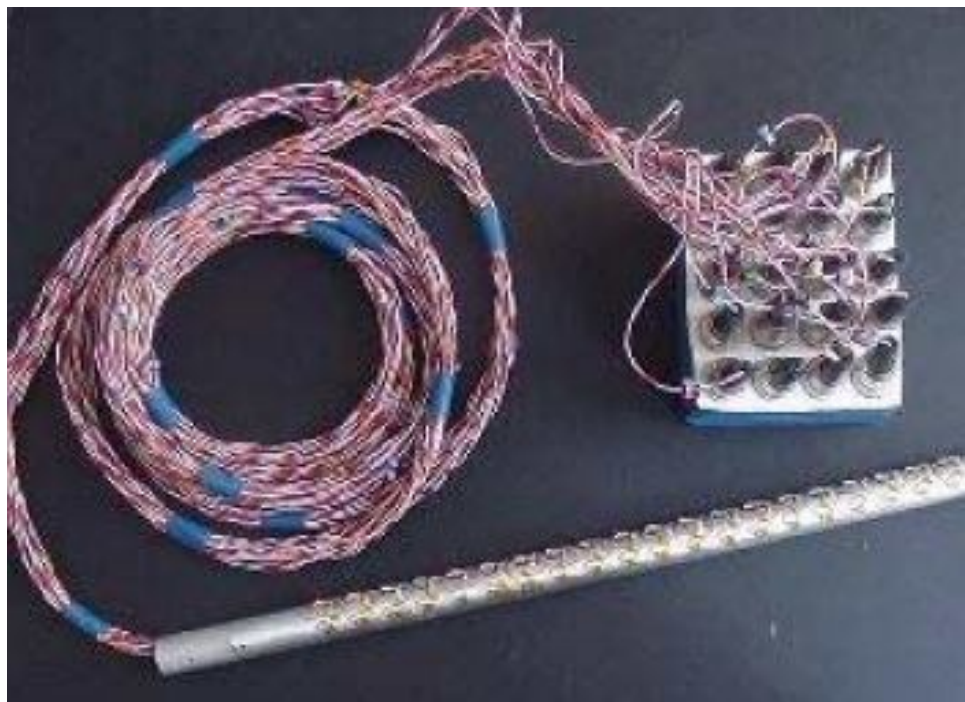


Figure 2.5 : Pieu modèle utilisé dans les essais

### 2.3.3. Instrumentation de pieu

Pour mesurer des déformations et en déduire les moments fléchissant. Le pieu modèle est instrumenté de 12 paires de jauges de déformations type CEA 13-125 UN. Les jauges sont couvertes d'une couche protectrice contre l'humidité et frottement direct du sable. L'espacement entre elles est de 25mm (voir Figures 2.6 et 2.7).

Chaque jauge  $J_i$  est collée sur une fibre extrême (comprimée ou tendue) du pieu. à chaque niveau, deux jauges  $J_1$  et  $J_2$  sont câblées d'une manière diamétralement opposée. La chaîne d'acquisition effectue directement la mesure  $J_1 - J_2$ . Si  $J_1$  mesure  $\varepsilon$  alors  $J_2$  mesure  $-\varepsilon$ . La réponse de demi-pont de jauges est donc  $2\varepsilon$ .

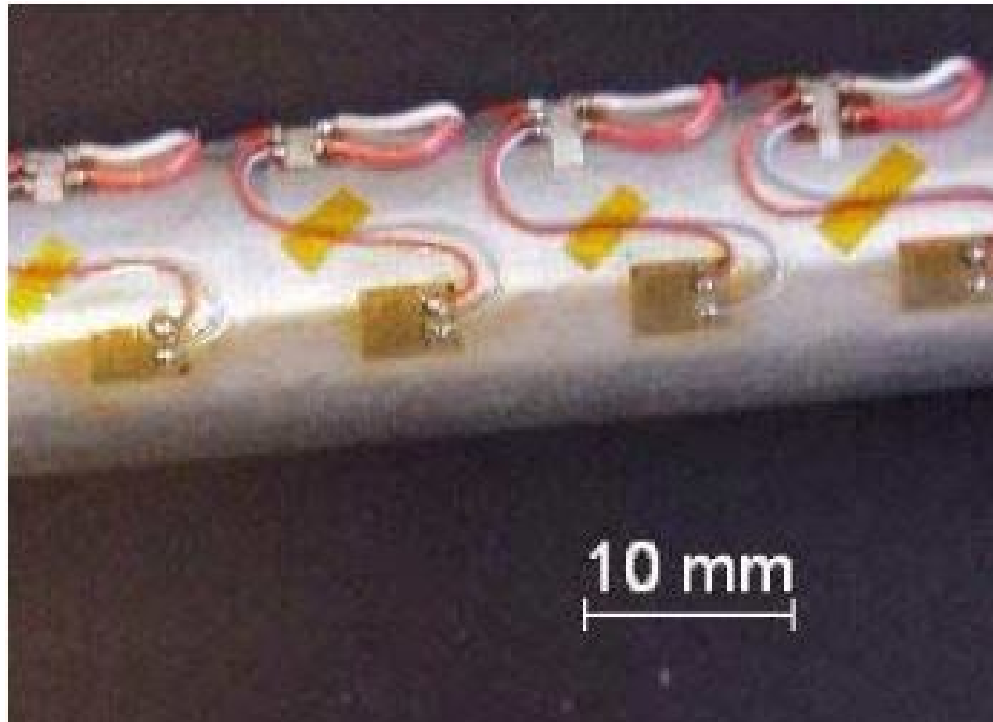


Figure 2.6 : Disposition des jauges de déformations sur la surface du pieu modèle

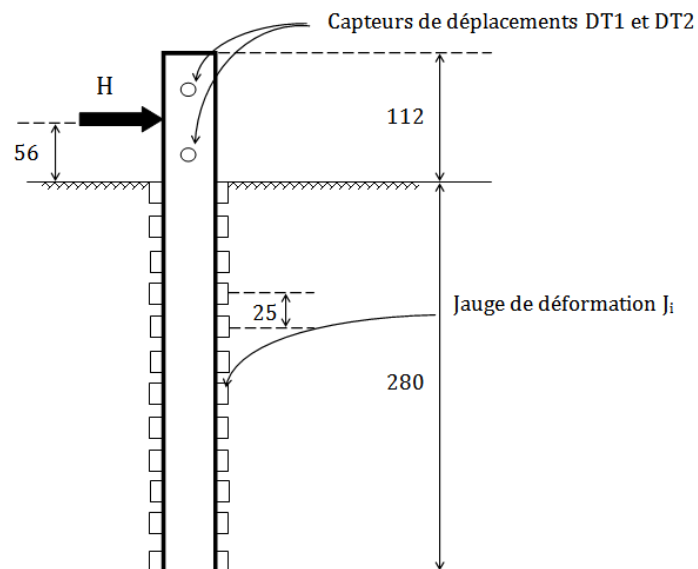


Figure 2.7 : Instrumentation du pieu modèle (dimensions en mm)

Afin de mesurer les déplacements latéraux du pieu en tête, deux capteurs de déplacements noté DT1 et DT2 ont été placé de part et d'autre du point d'application de la force horizontale (au dessus de la surface du sol) (voir Figure 2.8)



Figure 2.8 : Capteurs de déplacements et dispositif de chargement latéral

#### 2.3.4. Calcul de moment fléchissant

Si on considère que sous l'action de la force horizontale  $H$  en tête, le pieu est sollicité en flexion pure, dont il ne manifeste aucune rotation au tour de son axe neutre. Alors on peut exprimer les déformations longitudinales extrêmes  $\varepsilon(z)$  comme suit :

$$\varepsilon(z) = \frac{M(z) \cdot B}{E_p I_p} \quad (119)$$

Les déformations  $\varepsilon(z)$  sont mesurées pour chaque niveau de pair de jauges de déformations le long du fût du pieu. Le moment fléchissant  $M(z)$  à chaque profondeur  $z$  s'écrit alors :

$$M(z) = \frac{2 \cdot \varepsilon(z) \cdot E_p I_p}{B} \quad (120)$$

#### 2.4. Procédure d'interprétation des essais sur modèles centrifugés

Des jauges de déformation fixées sur le pieu modèle permettent d'obtenir les profils de moment fléchissant  $M=f(z)$  en cours de chargement après interprétation des déformations du pieu .

Pour un effort latéral donné, le profil de moment fléchissant  $M=f(z)$ , est ajusté pour obtenir le profil de réaction du sol le long du pieu  $P=f(z)$  par double dérivation, et la déformée latérale du pieu  $y=f(z)$  par double intégration, d'après les formules classiques suivantes :

$$P = - \frac{d^2 M}{dz^2} \quad (121)$$

$$Y = \frac{1}{E_P I_P} \iint M dz dz + Y'_0 \cdot z + Y_0 \quad (122)$$

La principale difficulté dans ce type d'analyse est le lissage des profils de moment fléchissant. Un mauvais lissage des moments fléchissant entraînera d'importantes perturbations lors de la double dérivation. La réaction latérale est donc très sensible vis-à-vis de la fonction d'ajustement du profil expérimental du moment fléchissant.

##### 2.4.1. Méthodes d'ajustement

###### 2.4.1.1. Méthode des Splines cubiques et quintiques

Mezazigh et Levacher (1998) [54] ont utilisé la méthode des splines cubiques pour ajuster les courbes de moment. Elle est considérée comme un outil simple pour l'interpolation des données discrètes des essais, et qui peut être doublement dérivée. Dou et Byrne (1996) [25] ont utilisé également les splines cubiques pour construire les Courbes P-Y.

Bouafia (1994) [12] a ajusté les points expérimentaux décrivant le profil de moment fléchissant par des splines quintiques, afin d'en déduire la réaction latérale  $P(z)$  et le déplacement latéral  $Y(z)$ , lors des essais de chargement latéral cyclique répété de deux modèles réduits de pieux isolés centrifugés instrumentés par des jauges de déformations.

#### 2.4.1.2. Méthode d'ajustement globale par des polynômes

Broms (1964) suppose que le profil de la réaction latérale  $P(z)$  peut être décrit par un polynôme. King (1994) [40] a montré que l'ajustement des points expérimentaux  $M(z)$  par des polynômes simples se traduit par des erreurs d'estimation de profil de réaction latérale  $P(z)$  déduit par double dérivation. Donc, un polynôme d'ordre élevé devient essentiel. Wilson (1998) [77] a utilisé des polynômes de 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> degré. Illyas et al (2004) [39] ont utilisé un polynôme de 7<sup>ème</sup> degré.

#### 2.4.1.3. Méthode d'ajustement par morceaux avec des polynômes cubiques

Suite à une étude comparative, Yang et al (2006) [79] ont recommandé l'utilisation de la méthode d'ajustement par morceaux avec des polynômes cubiques pour la construction des courbes P-Y. Cette méthode a été utilisée également par Matlock et Ripperger (1956) [47] et par Dunnavent (1986) [27]. Dans cette méthode, chaque cinq points expérimentaux successifs de moment fléchissant le long du fût du pieu sont ajustés, séparément des autres points, par un seul polynôme cubique.

#### 2.4.1.4. Méthode des résidus pondérés

Wilson (1998) a proposé une méthode d'approximation des éléments finis basée sur la minimisation des résidus pondérés avec pour but d'en déduire la réaction latérale  $P(z)$  du sol. Le pieu est supposé discrétisé en élément finis où les nœuds sont considérés sur chaque paire de jauges de déformations. La fonction résiduelle  $R(z)$  est considérée comme nulle telle que :

$$\int_0^D R(z)\Psi(z)dz = 0 \quad (123)$$

$\Psi(z)$  est une fonction résiduelle arbitraire.

#### 2.4.2. Critères de choix de la courbe de lissage

La réaction latérale du sol est très sensible à la variation de profils lissés des valeurs expérimentales de moment fléchissant  $M(z)$  ; d'où la nécessité de fixer certains critères pour vérifier la fiabilité des résultats calculés. Ces critères sont au nombre de trois :

- ❖ Critère d'équilibre statique de pieu,
- ❖ Critère sur la réaction latérale du sol en surface,
- ❖ Critère sur le centre de pression et le centre de rotation du pieu.

#### 2.4.2.1. Critère d'équilibre statique du pieu

La validation de la courbe de lissage choisie se fait par une vérification, après la double dérivation, de l'équilibre statique du pieu soumis à la charge latérale  $H$ , appliquée en tête, et aux réactions du sol calculées. Le système mécanique sol-pieu est schématisé sur la Figure 2.9.

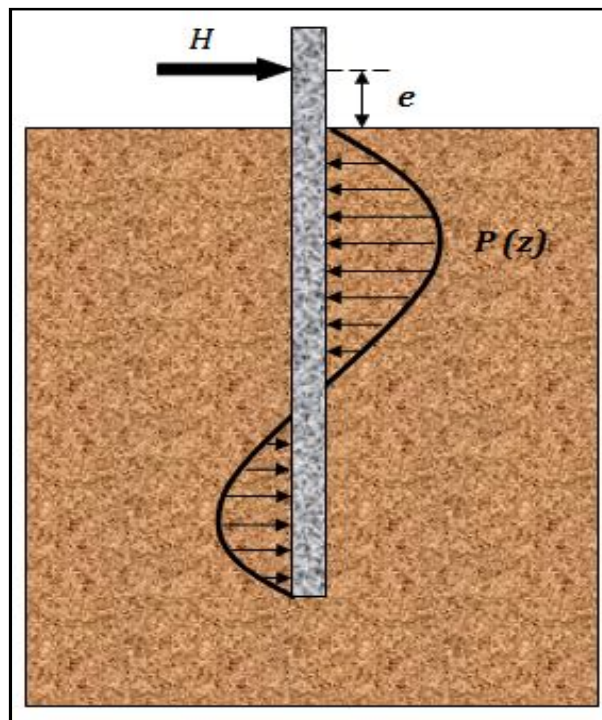


Figure 2.9 : Système mécanique sol-pieu

Les équations de l'équilibre statique du pieu isolé, soumis à l'effort latéral  $H$  à la cote  $e$ , sont :

- ❖ Bilan des forces horizontales :

$$\int_0^z P(t)dt - T(z) = H \quad (124)$$



❖ Bilan des moments :

$$\int_0^z P(t)(z-t)dt + M(z) = H(z+e) \quad (125)$$

En surface (profondeur  $z = 0$ ), on a :

$$\text{L'équation (124)} \Leftrightarrow T(z=0) = \left. \frac{dM}{dz} \right|_{z=0} = H \Rightarrow T(z=0) - H \simeq 0$$

$$\text{l'équation (125)} \Leftrightarrow M(z=0) = H \cdot e \Rightarrow M(z=0) - H \cdot e \simeq 0$$

On définit les erreurs relatives suivantes :

❖ Bilan des forces horizontales :

$$\frac{H - \left. \frac{dM}{dz} \right|_{z=0}}{H} < \varepsilon_1 \quad (126)$$

❖ Bilan des moments :

$$\frac{H \cdot e - M(z=0)}{H \cdot e} < \varepsilon_2 \quad (127)$$

#### 2.4.2.2. Critère sur la réaction latérale du sol en surface

La Figure 2.10 montre la distribution de la pression horizontale des terres  $P(\theta)$  pour une section droite donnée d'un pieu isolé chargé latéralement en tête avec une force horizontale  $H$ . cette pression est régie par l'équation suivante :

$$P(z) = \int_0^{2\pi} P(\theta) R d\theta \quad (128)$$

La rupture sol/sol s'écrit selon le critère de rupture Mohr-Coulomb comme suit :

$$\tau_u = c + \sigma_r \tan \varphi \quad (129)$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement ultime,

$c$  : Cohésion du sol,

$\sigma_r$  : Contrainte normale radiale,

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol.

Par analogie, la rupture sol/pieu peut s'écrire par l'équation suivante :

$$\tau_u = a + \sigma_r \tan \delta \quad (130)$$

Avec :

$a$ : Adhérence pieu/sol (tel que  $a = \alpha \cdot c$  dont  $\alpha \leq 1$  pour les sols purement cohérents)

$\delta$  : Angle de frottement à l'interface sol/pieu.

Le sol utilisé dans cette étude est un sol pulvérulent (sable) avec une cohésion supposée nulle, l'équation – s'écrit alors :

$$\tau_u = \sigma_r \tan \delta \quad (131)$$

La contrainte normale radiale  $\sigma_r$  peut s'écrire en fonction de la contrainte normale verticale  $\sigma_v$  comme suit :

$$\sigma_r = K \sigma_v \quad (132)$$

$K$  est le coefficient poussée / butée

En surface, nous avons  $z = 0 \Rightarrow \sigma_v = \gamma \cdot z = 0 \Rightarrow \sigma_r = 0 \Rightarrow \tau_u = 0$

Par conséquent  $P = 0$  pour  $z = 0$ , mais on ne trouve jamais  $P(0) = 0$ , on tolère alors des faibles valeurs pour l'erreur relative suivante:

$$\frac{P(0)}{P_{max}} < \varepsilon_3 \quad (133)$$

Dans le cadre de cette étude, on a fixé les tolérances  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  et  $\varepsilon_3$  à 10%.

2.4.2.3. Critère sur le centre de pression et le centre de rotation

Le pieu modèle/prototype objet de cette étude est un pieu rigide tel que c'est bien démontré dans l'étude comparative (voir chapitre 1). Alors il effectue, sous l'application d'une charge latérale ponctuelle en tête, une rotation d'ensemble autour d'un point nommé : centre de rotation de pieu, à une profondeur notée :  $Z_R$ , pour cette même profondeur, la réaction latérale du sol doit s'annuler est la profondeur est notée  $Z_P$ . Il faut vérifier alors que le centre de rotation et le centre de pression se manifestent à la même profondeur, soit :  $Z_R = Z_P$ . La Figure 2.11 montre un pieu rigide en état de repos (a), la déformé typique (b) et la réaction latérale du sol (pulvérisent) pour un pieu rigide libre en tête (c).

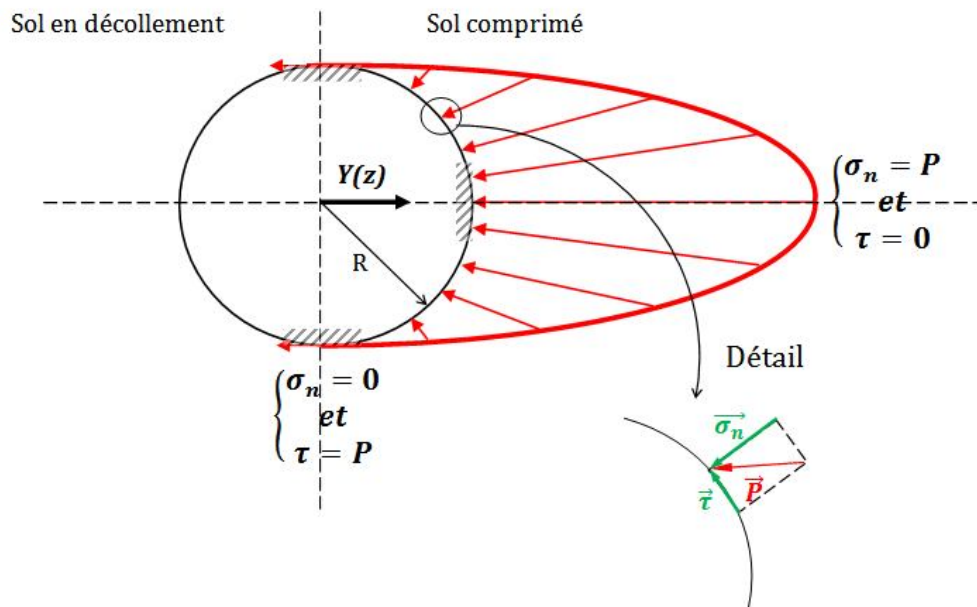


Figure 2.10 : Distribution de la pression horizontale des terres sur une section du pieu

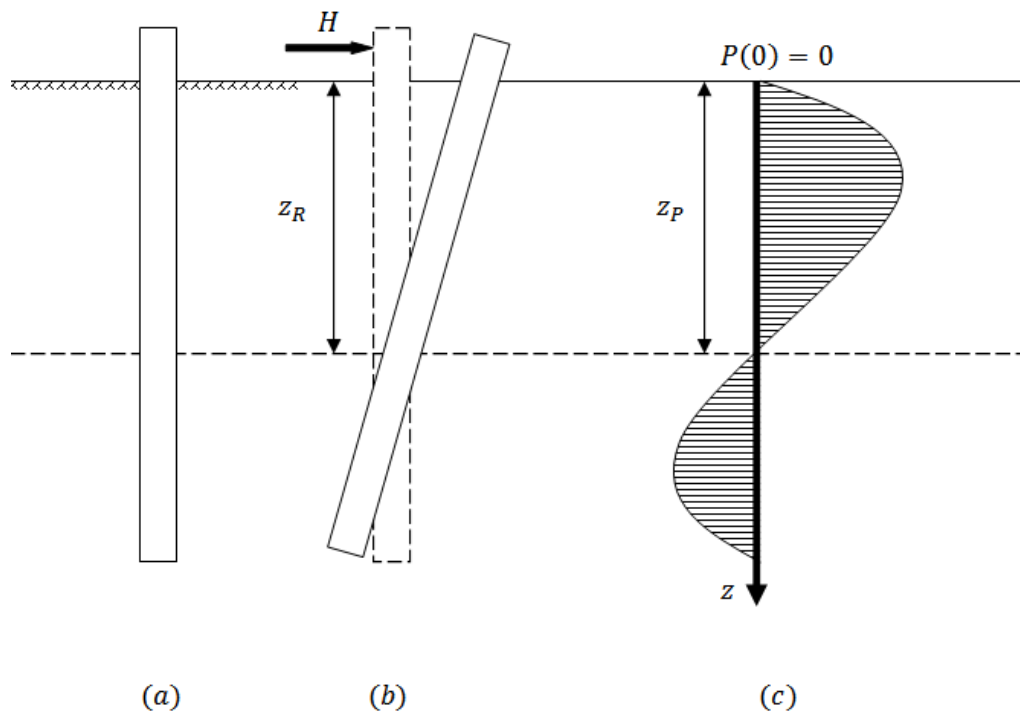


Figure 2.11 : Pieu rigide en état de repos (a), déformé typique après chargement latérale (b), et réaction latérale du sol pulvérulent (c)

### 2.4.3. Double dérivation et double intégration

#### 2.4.3.1. Double dérivation

Les profils expérimentaux de moment fléchissant sont traités avec le logiciel Origin v8.5. Ce logiciel est un outil complet d'analyse des données et de mise en forme graphique, conçu essentiellement pour répondre aux besoins de la communauté scientifique [58] (chercheurs, ingénieurs,...etc).

La fonction « Differentiate » du logiciel Origin permet la dérivation directe de données discrètes, la dérivée à un point est calculée en prenant la moyenne des pentes entre ce point et ses deux points voisins les plus proches, par le principe suivant :

La dérivée d'une fonction est définie comme suit :

$$f'(x) = \lim_{h \rightarrow 0} \frac{f(x-h) - f(x)}{h} \quad (134)$$

Quand  $h$  est assez petit, nous pouvons utiliser l'opérateur de différence finie centrée pour exprimer la dérivée :

$$f'(x_i) \approx \frac{f(x_i + h) - f(x_i - h)}{2h} \quad (135)$$

On pratique, Origin traite les données discrètes par transformation de l'opérateur de différence centrée et calcul de la dérivée au point  $P_i$  en prenant la moyenne des pentes entre ce point et ses deux points voisins les plus proches (Figure 2.12), tel que :

$$f'(x_i) = \frac{1}{2} \left( \frac{y_{i+1} - y_i}{x_{i+1} - x_i} + \frac{y_i - y_{i-1}}{x_i - x_{i-1}} \right) \quad (136)$$

Par le biais de la fonction « Differentiate » du logiciel Origin, nous avons effectué une première dérivée, en suite une deuxième pour obtenir les profils d'efforts tranchant et celui de réaction latérale du sol respectivement, tels que :

$$T(z) = \frac{dM}{dz} \quad (137)$$

$$P(z) = -\frac{dT}{dz} = -\frac{d^2M}{dz^2} \quad (138)$$

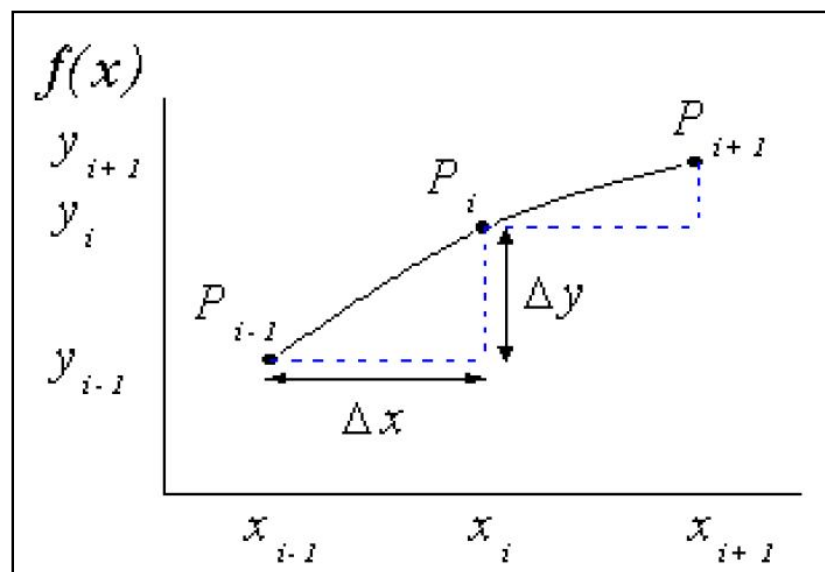


Figure 2.12 : Principe de dérivation du logiciel Origin

Nous avons retenue la technique de dérivation par du logiciel Origin, car elle donne la meilleure qualité d'ajustement (vérifier mieux les critères déjà précisés).

#### 2.4.3.2. Double intégration

Le calcul des rotations  $Y'(z)$  des sections transversales pieu se fait par intégration des moments fléchissants. Ainsi, la fonction  $Y'(z)$ :

$$y'(z) = \frac{1}{E_p I_p} \int_0^z M(t) dt + C_1 \quad (139)$$

Le calcul des déplacements latéraux  $Y(z)$  du pieu sous charges latérales appliquées en tête, s'effectue par double intégration des moments fléchissants,  $Y(z)$  est définie par :

$$y(z) = \frac{1}{E_p I_p} \int_0^z \left( \int_0^z M(t) dt \right) dt + C_1 z + C_2 \quad (140)$$

La fonction « Integrate » du logiciel Origin est utilisée pour effectuer une première intégration des données discrètes de moment fléchissant, ensuite une deuxième intégration pour calculer respectivement les profils de rotations  $y'(z)$  et ceux des déplacements latéraux  $y(z)$ . Cette fonction réalise une intégration numérique des données discrètes par la règle des trapèzes dont l'intégrale est calculée par une fonction approximative [58] :

$$\int_a^b f(x) dx \quad (141)$$

Sachant que les données sont discrètes, on peut utiliser une paire de valeurs voisines pour former un trapèze. La somme des aires des trapèzes est ensuite calculée pour estimer l'intégrale (Figure2.13), telle que :

$$\int_{x_1}^{x_n} f(x) dx \approx \sum_{i=1}^{n-1} (x_{i+1} - x_i) \frac{1}{2} [f(x_{i+1}) + f(x_i)] \quad (142)$$

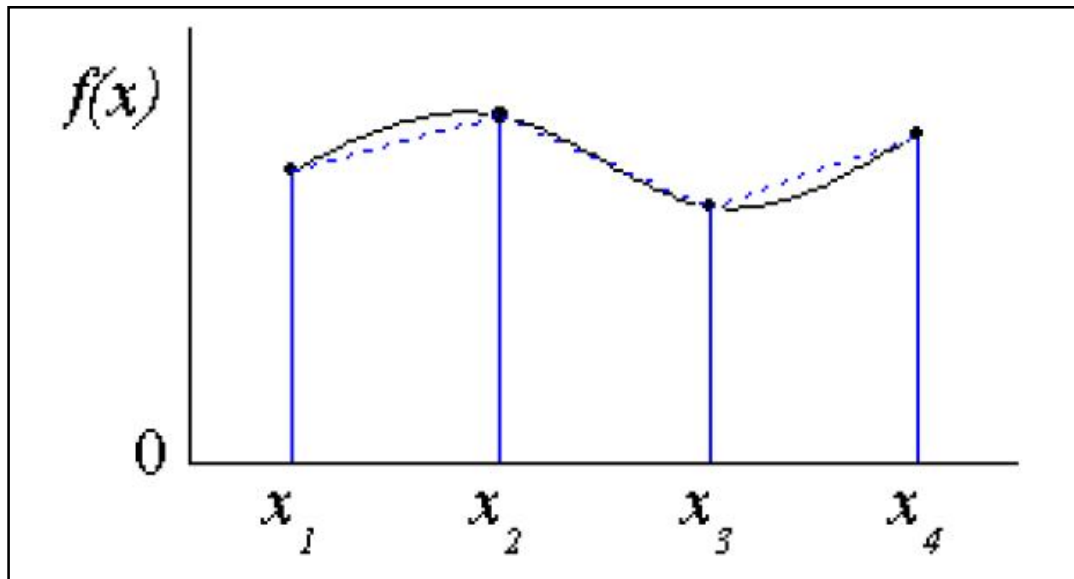


Figure 2.13 : Principe d'intégration du logiciel Origine

Les constantes d'intégration  $C_1$  et  $C_2$  représentent respectivement la rotation du pieu en surface  $y'(0)$  et le déplacement du pieu en surface  $y(0)$ . Elles sont calculées par tâtonnement en variant la valeur du déplacement mesuré en tête par le capteur de déplacements DT2, jusqu'à correspondance entre la profondeur du centre de rotation du pieu  $Z_R$  (où le déplacement latéral du pieu est nul) et la profondeur du centre de pression  $Z_P$  (où la réaction latérale du sol est nulle). Cette dernière est connue a priori par la double dérivation des moments fléchissants, pour chaque essai et pour chaque incrément de charge. Le calcul se base sur le système d'équations suivant :

$$\begin{cases} y(z_{DT2}) = \frac{1}{E_p I_p} \int_{z_{DT2}}^0 \left( \int_{z_{DT2}}^0 M(t) dt \right) dt + C_1 z_{DT2} + C_2 \\ y(z_{CP}) = \frac{1}{E_p I_p} \int_0^{z_{CP}} \left( \int_0^{z_{CP}} M(t) dt \right) dt + C_1 z_{CP} + C_2 = 0 \end{cases} \quad (143)$$

Les erreurs relatives obtenues, sont comparées aux critères de la qualité d'ajustement déjà cités, fixées à 10 %. C'est erreurs sont regroupées dans le Tableau de vérification suivant :

Tableau 2.5 : Vérification des critères de la qualité d'ajustement

Essai	Incrément de l'effort appliqué (kN)	Erreur relative		Vérification ≤ 10 %
		$\frac{P_0}{P_{max}}$ (%)	$\frac{H - \frac{dM}{dz} _{z=0}}{H}$ (%)	
Essai 1	50,10	9,13	8,59	✓
	100,82	9,65	8,56	✓
	153,01	9,33	5,3	✓
	203,08	9,62	3,24	✓
Essai 3	46,55	8,23	10,50	✓
	96,34	7,94	7,4	✓
	146,55	9,75	8,16	✓
	196,45	9,12	6,69	✓
Essai 5	47,54	8,51	8,92	✓
	98,94	7,74	7,57	✓
	147,12	9,81	9,87	✓
	198,98	8,19	8,34	✓
Essai 9	51,02	7,77	9,12	✓
	101,55	9,07	8,71	✓
	151,16	9,41	10,40	✓
	200,92	9,99	9,57	✓

### 2.5. Construction des courbes de réaction P-Y

Les procédures de double dérivation et de double intégration décrites précédemment permettent de calculer, à chaque incrément de chargement latéral  $H_k$ , un couple  $(P(z_i), y(z_i))_k$  relatif à une profondeur de mesure  $z_i$ . Les courbes P-Y sont donc définies le long du fût du pieu à chaque profondeur  $z_i$ , c'est-à-dire tous les 25 mm pour le pieu modèle (0.45 m pour le pieu prototype).



Le Tableau 2.5 montre que les critères de la qualité d'ajustement sont vérifiés. Les profils de réaction latérale  $P(z)$  et celui du déplacement latéral  $Y(z)$  trouvés, peuvent être retenus pour la construction des courbes P-Y. Les profils de moment fléchissant, réaction latérale, efforts tranchant et de déplacement latéral ainsi que les courbes P-Y sont représentés dans les Figures 2.14, 2.15, 2.16, et 2.17.

### 2.5.1. Ajustement des courbes de réaction latérale P-Y

On constate que les courbes de réaction latérale P-Y ont une allure hyperbolique ce qui permet de les ajuster par une fonction hyperbolique telle que :

$$P = \frac{Y}{a + bY} \quad (144)$$

$$\lim_{Y \rightarrow \infty} P = P_u = \frac{1}{b} \Rightarrow b = \frac{1}{P_u} \quad (145)$$

$$\left. \frac{\partial P}{\partial Y} \right|_{Y=0} = E_{ti} = \frac{1}{a} \Rightarrow a = \frac{1}{E_{ti}} \quad (146)$$

$$\Rightarrow P = \frac{Y}{\frac{1}{E_{ti}} + \frac{Y}{P_u}} \quad (147)$$

$P_u$  est la réaction latérale ultime du sol, et  $E_{ti}$  est le module de réaction latérale initiale.

L'ajustement hyperbolique des courbes P-Y a été fait en utilisant le logiciel Origin v8.5 avec un coefficient d'ajustement moyen  $R = 97\%$ , ce qui est signe d'une excellente qualité d'ajustement.

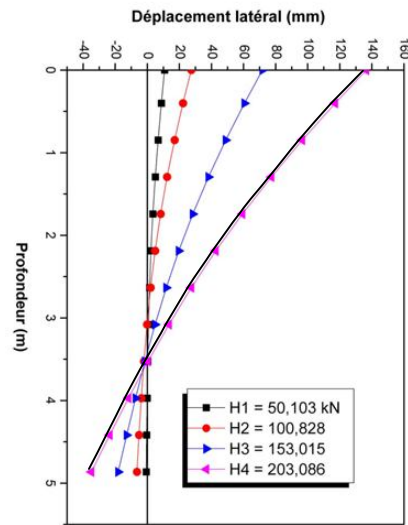
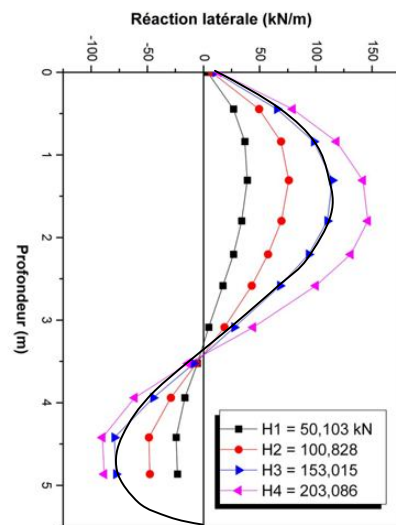
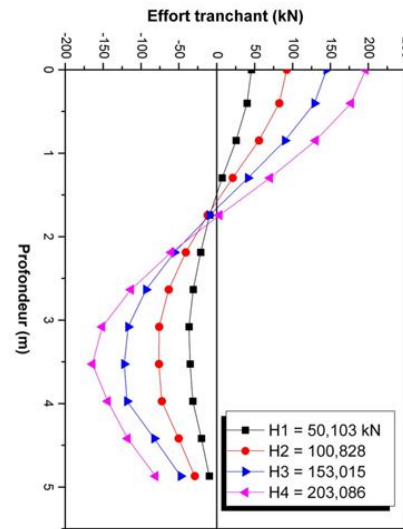
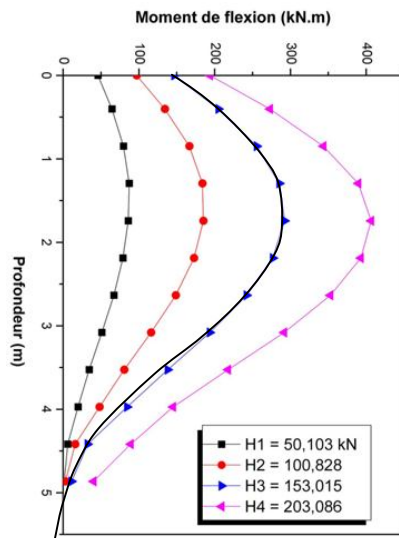
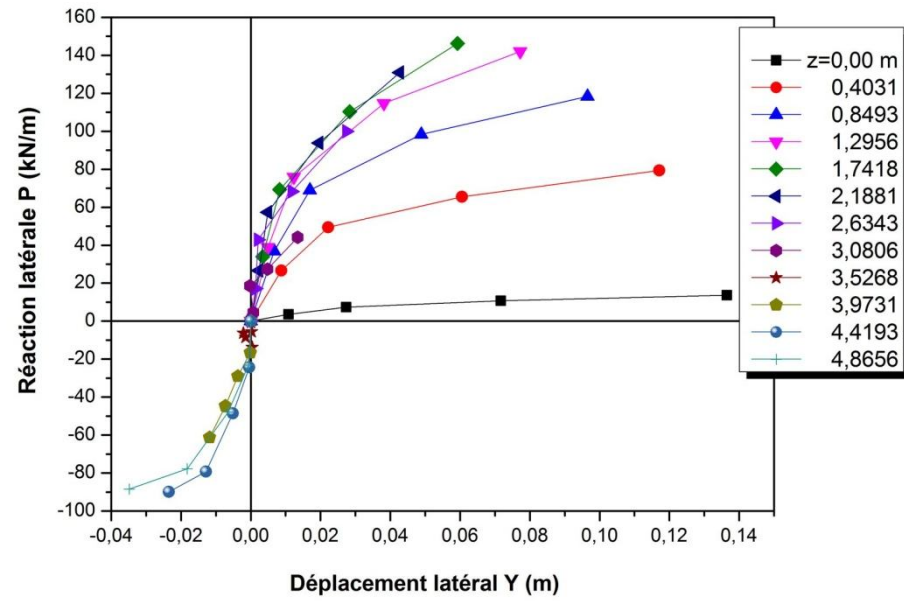


Figure 2.14 : Diagrammes relatifs à l'essai 1

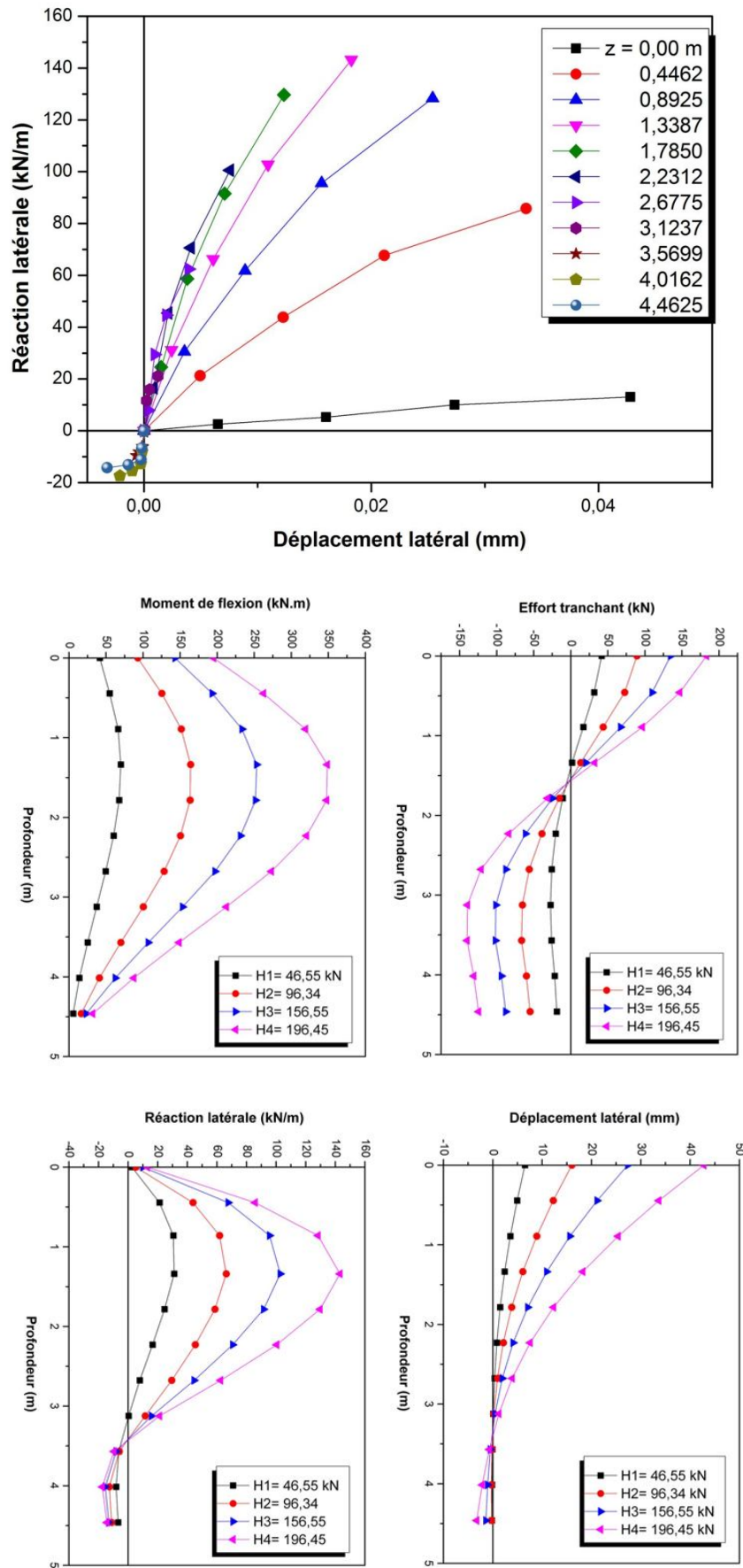


Figure 2.15 : Diagrammes relatifs à l'essai 3

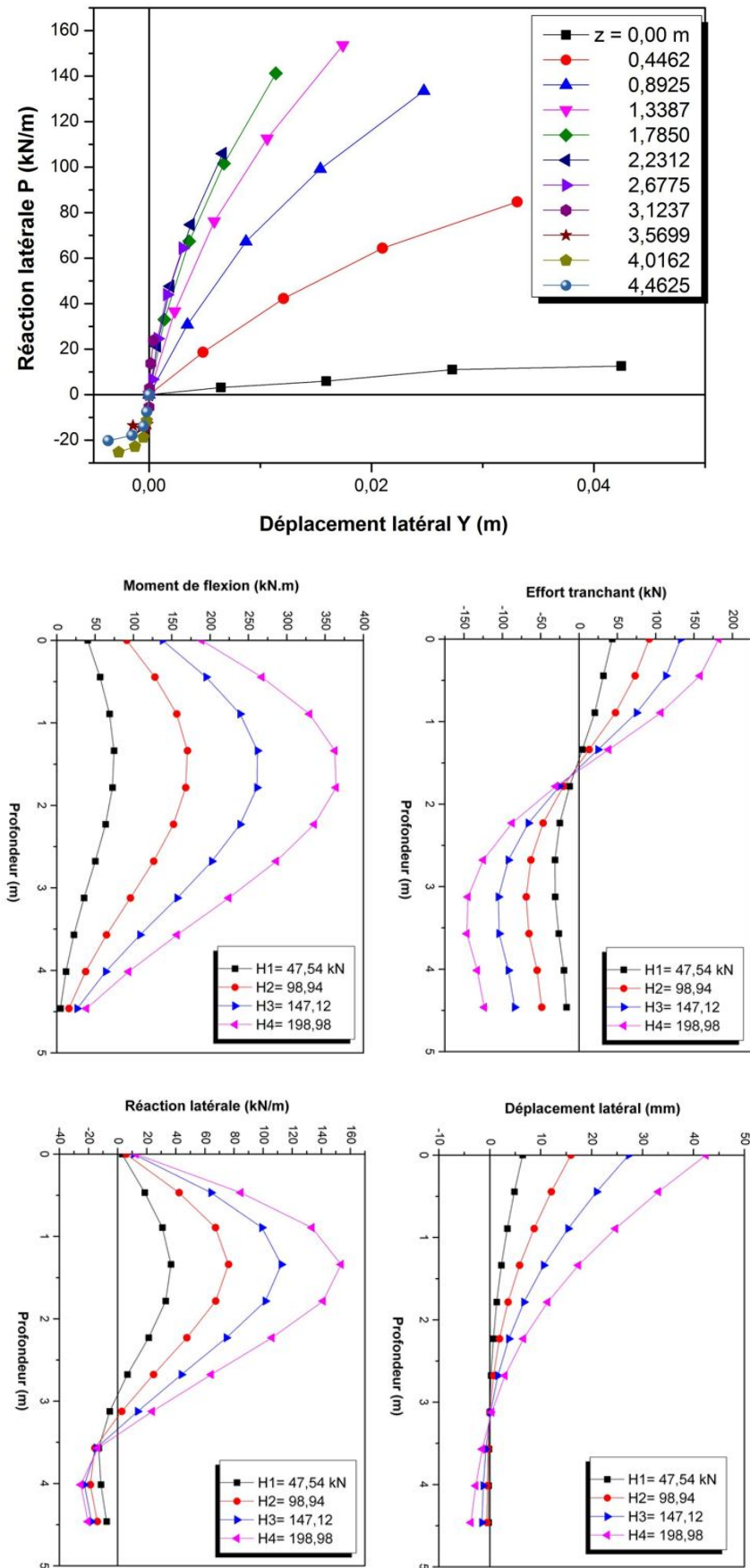


Figure 2.16 : Diagrammes relatifs à l'essai 5

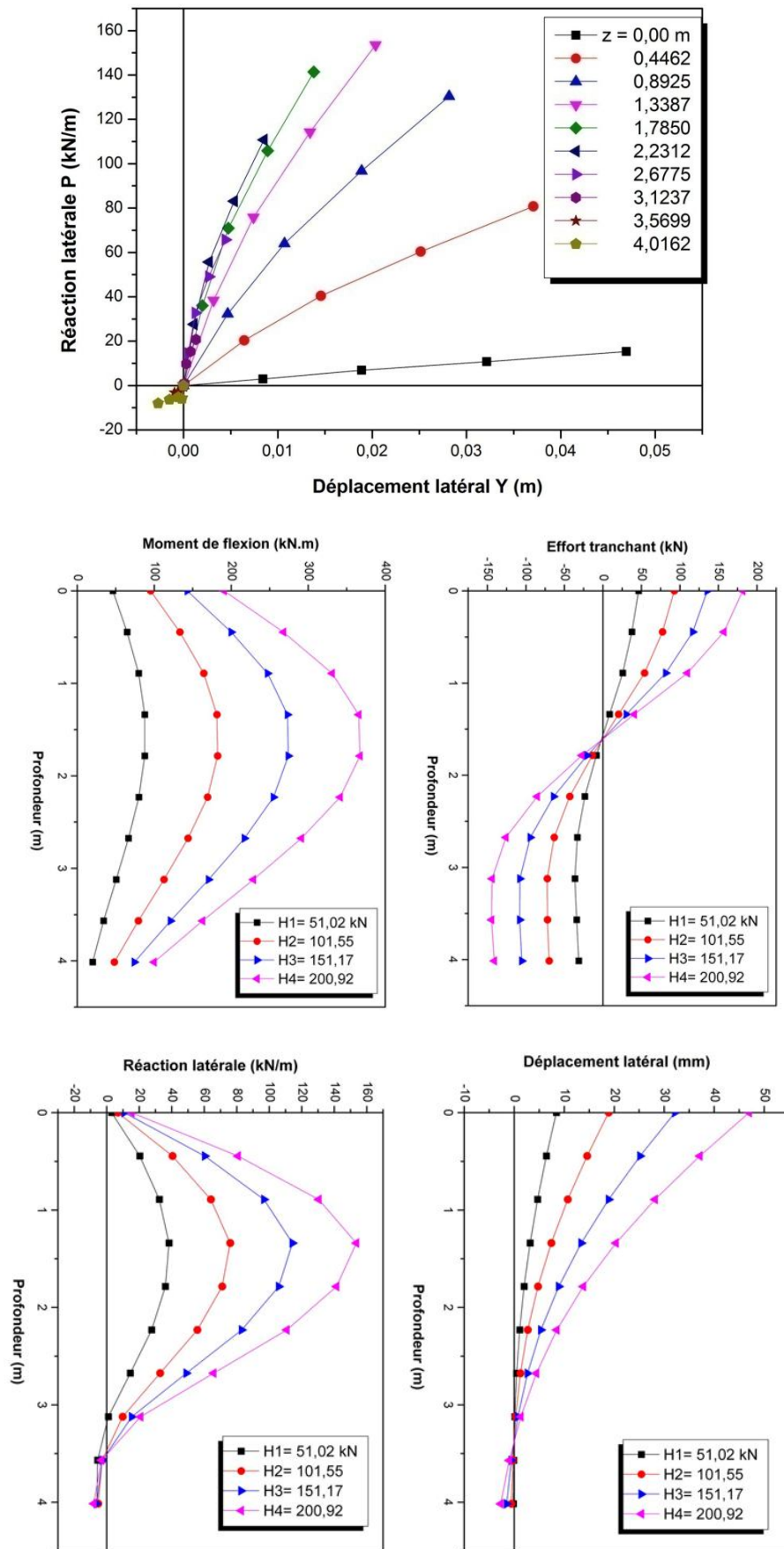


Figure 2.17 : Diagrammes relatifs à l'essai 9

2.5.2. Module de réaction initial

Le module de réaction initiale représente la pente initiale d'une courbe de réaction latérale P-Y, Il permet d'estimer les petits déplacements par :

$$P(z) = E_{ti}(z) \cdot Y(z) \tag{148}$$

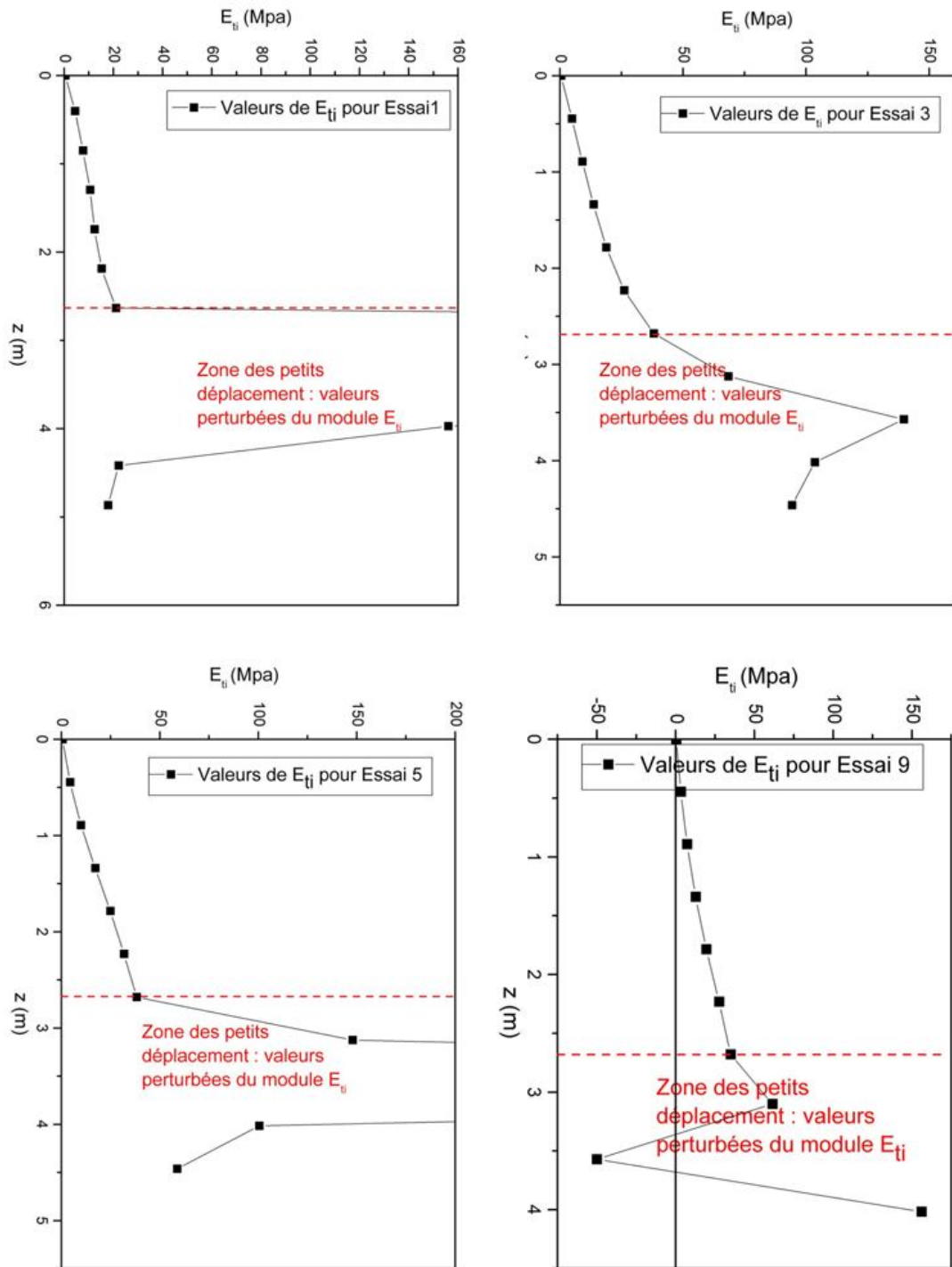


Figure 2.18 : Profils de module de réaction initial en fonction de la profondeur

La Figure 2.18 représente les profils de module de réaction  $E_{ti} = f(z)$  pour tous les essais envisagés dans cette étude. On constate que le module de réaction latérale présente des valeurs très perturbées en dessous de centre de rotation du pieu. Cette perturbation peut être expliquée par le fait que le pieu manifeste des très petits déplacements dans cette zone, ce qui rend le rapport de la réaction latérale sur le déplacement latéral insignifiant.

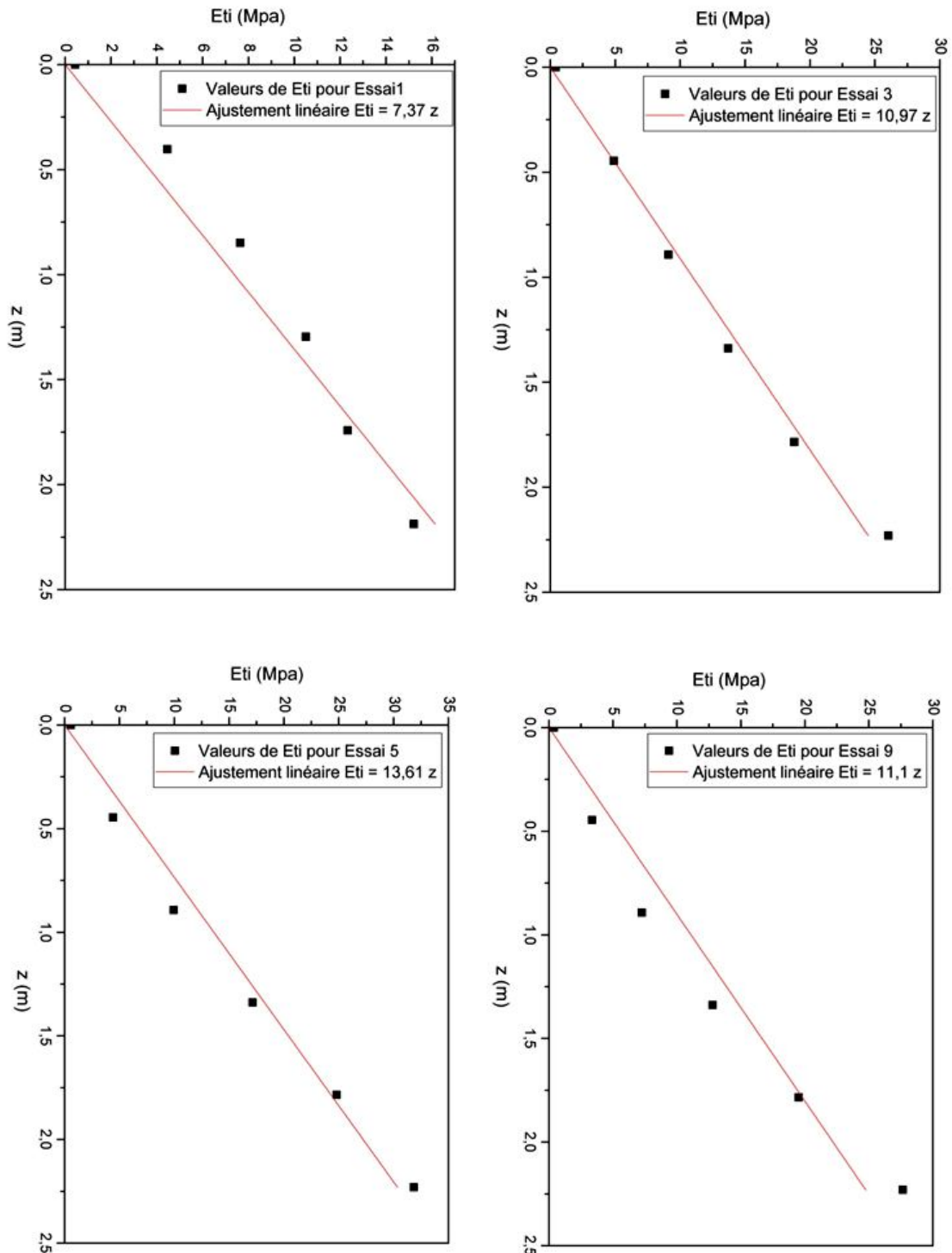


Figure 2.19 : Module de réaction initiale dans la zone supérieure du pieu

La Figure 2.19 illustre le module de réaction initial du sol en tenant compte seulement des couches de profondeur surmontant la profondeur du centre de rotation du pieu. On constate que le module de réaction présente une allure linéaire en fonction de la profondeur dont l'ajustement linéaire des profils s'effectue avec un coefficient d'ajustement moyen très satisfaisant  $R= 98\%$ , tel que :

$$E_{ti} = N_h \cdot z \quad (149)$$

$N_h$  est la pente de la droite linéaire décrivant le profils de module de réaction initial en fonction de la profondeur. En d'autres termes, c'est le taux d'augmentation du module de réaction initiale avec la profondeur.

Un profil linéaire du module de réaction initial caractérise un sol dit sol de Gibson.

#### 2.5.2.1. Effet de la densité du sable sur le module de réaction initial

L'effet de la densité du sable sur le module de réaction initial est étudié en comparant les taux d'augmentation du module de réaction initial  $N_h$  entre l'essai 1 et l'essai 3. D'après la Figure 2.19, on constate une augmentation  $N_h$  d'environ 50 % en passant d'une valeur de  $7.37 \text{ MN/m}^3$  pour un sable moyennement dense à une valeur de  $10.97 \text{ MN/m}^3$  pour un sable dense. Ce qui permet de dire que le module de réaction latérale initial  $E_{ti}$  est proportionnel à la densité du sable, autrement dit, au domaine des petits déplacements du pieu, la réaction latérale du sable augmente avec la densité de ce dernier.

#### 2.5.2.2. Effet du mode d'installation du pieu

Le pieu modèle de l'essai 3 est installé par forage, tandis que celui de l'essai 5 est installé par fonçage, on constate également une augmentation de taux d'augmentation du module de réaction initial  $N_h$  d'environ 24 % en passant d'une valeur de  $10.97 \text{ MN/m}^3$  pour un pieu foré à une valeur de  $13.61 \text{ MN/m}^3$  pour un pieu foncé. Alors, le module de réaction initial du sol dépend du mode d'installation du pieu ; donc il est plus grand pour les pieux foncés, par rapport aux pieux forés. Cette augmentation peut être expliquée par le fait que les contraintes latérales des terres au repos augmentent sur la zone proche de la surface périphérique du pieu par le procédé de fonçage, ce qui traduit par une densification du sol dans cette zone.



### 2.5.2.3. Effet de l'état de surface du pieu

La surface du pieu a été rendue rugueuse en utilisant un procédé de collage des grains du sable sur cette dernière. Pour étudier l'effet de l'état de surface du pieu sur le module de réaction initial, nous avons comparé le taux d'augmentation du module de réaction initial  $N_h$  entre l'essai 5 (pieu lisse) et l'essai 9 (pieu rugueux).

On constate que le passage d'un pieu lisse à un pieu rugueux se traduit par une petite diminution de  $N_h$ , cette diminution est de l'ordre de 18 %. Cette diminution peut être expliquée par une erreur de mesure des déformations, due à l'influence négative des procédés de fonçage et de sablage (collage des grains du sable sur la surface du pieu) sur les jauges de déformations.

### 2.5.3. Résistance latérale du sol

La résistance latérale du sol  $P_u(z)$  est la réaction latérale ultime mobilisée par le sol pour contrecarrer les déplacements latéraux du pieu, c'est l'asymptote horizontale de chaque courbe de réaction latérale P-Y. La résistance latérale du sol  $P_u(z)$  est représentée graphiquement dans la Figure 2.20 pour tous les essais.

Nous constatons que les profils  $P_u(z)$ , ont presque la même allure, mais présentent des amplitudes différentes. Pour bien illustrer l'effet de chaque paramètre sur la résistance latérale du sol, nous avons défini le coefficient de résistance latérale du sol  $K_S$ .

Le coefficient de résistance latérale  $K_S$  est un paramètre adimensionnel qui relie la résistance latérale du sol à la contrainte verticale due au poids des terres  $\sigma_{v0}$  à une profondeur donnée. Il est exprimé comme suit :

$$K_S = \frac{P_u}{\gamma z B} = \frac{P_u}{\sigma_{v0} B} \quad (150)$$

En analysant la Figure 2.21, nous constatons qu'à partir de la surface du sol, le coefficient de résistance latérale  $K_S$  décroît graduellement pour s'annuler à une profondeur environ équivalente à  $0,7 z/D$ ,  $K_S$  est de signe négatif au delà de cette profondeur.

Les profils  $K_S = f(z/D)$  ont la même allure, la différence réside dans l'amplitude en surface du sol, par conséquent, l'effet des différents paramètres sur le coefficient de résistance latérale est étudié en focalisant l'intention sur cette amplitude.

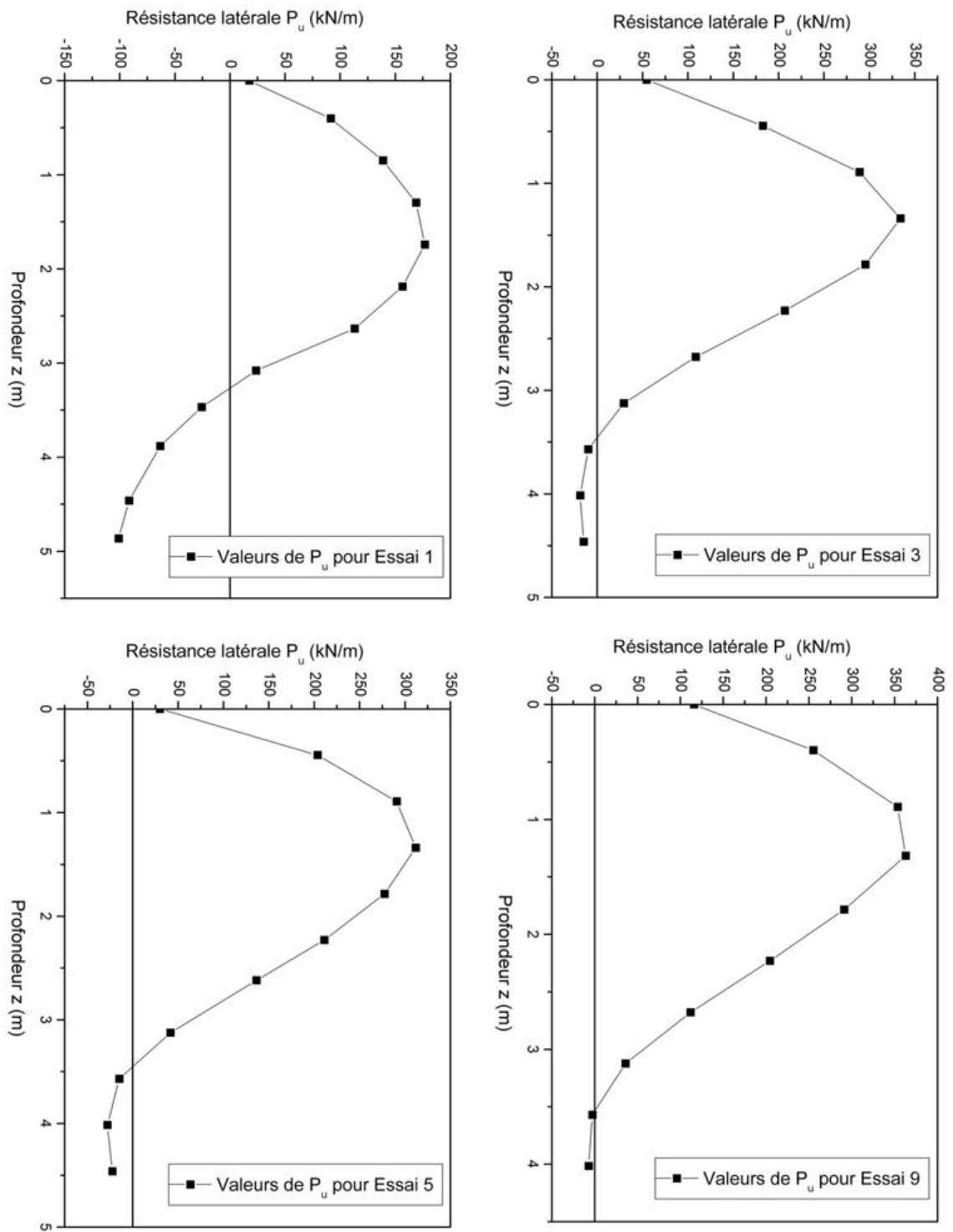


Figure 2.20 : Profils de résistance latérale du sol en fonction de la profondeur

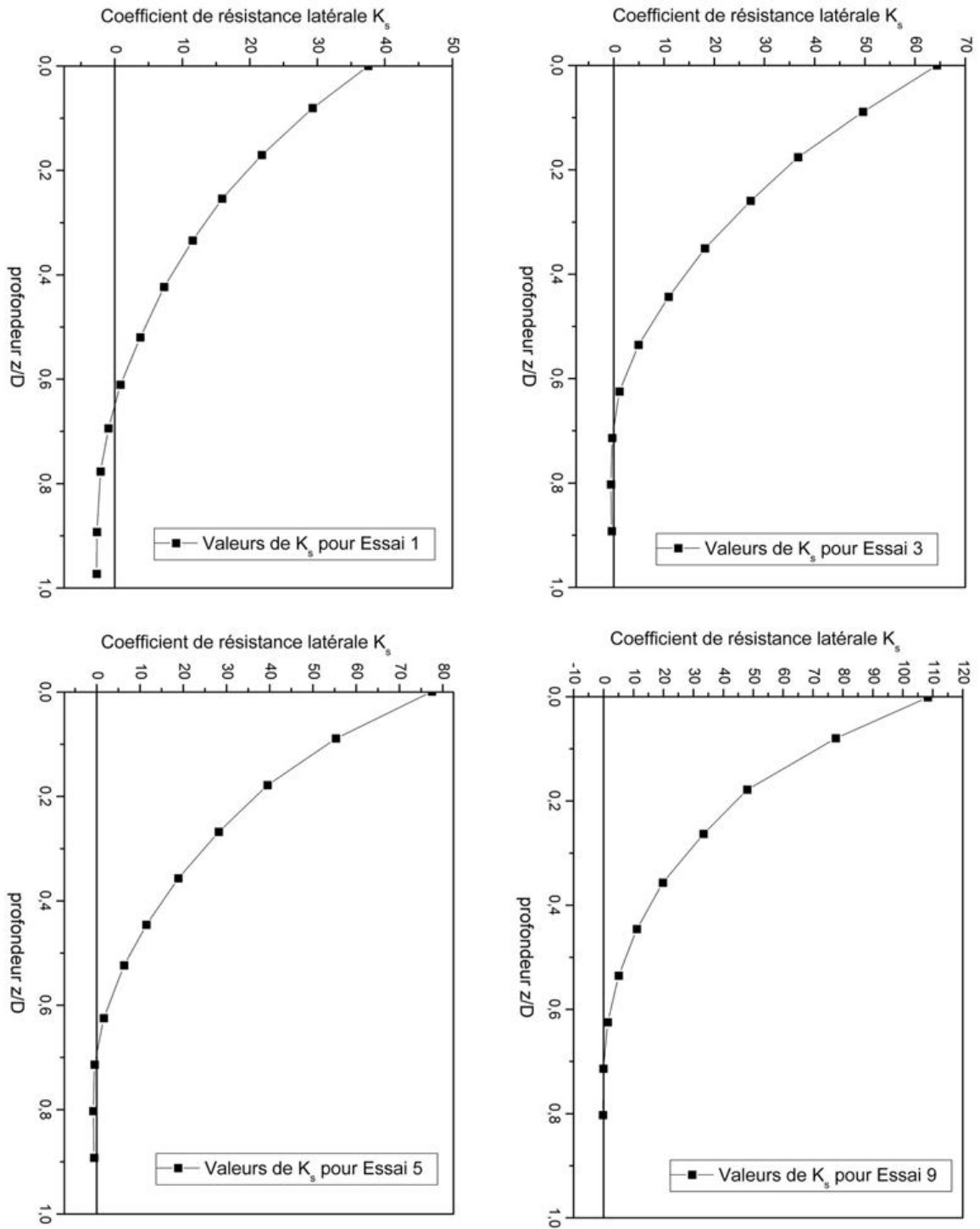


Figure 2.21 : Profils de coefficient de résistance latérale du sol en fonction de la profondeur

#### 2.5.3.1. Effet de densité du sable sur le coefficient de résistance latérale

L'effet de la densité du sable sur le coefficient de résistance latérale  $K_S$  est étudié en comparant la valeur en surface de  $K_S$ , entre les essais 1 et 3, dont on passe d'un sable moyennement dense (Essai 1) à un sable dense (Essai 3) (voir Figure 2.21).

La valeur en surface de  $K_S$  passe d'une valeur de 37,53 pour un sable moyennement dense à une valeur de 64,34 pour un sable dense, soit une augmentation d'environ 70 %, l'augmentation de la densité du sable a un effet positif sur la résistance latérale du sol.

#### 2.5.3.2. Effet du mode d'installation du pieu

L'effet du mode d'installation des pieux est étudié, en comparant la valeur en surface de  $K_S$  entre les essais 3 et 5, dans l'essai 3, le pieu est installé par forage, tandis que dans l'essai 5, le pieu est installé par fonçage.

La valeur en surface de  $K_S$  passe d'une valeur de 64,34 pour un pieu foré à une valeur de 77,49 pour un pieu foncé, soit avec une augmentation d'environ 20,40 %, cette augmentation est peut être expliquée par le refoulement du sol lors de procédé de fonçage du pieu, ce refoulement engendre une densification du sol autour du pieu, ainsi la résistance latérale du sol est augmentée.

#### 2.5.3.3. Effet de l'état de surface du pieu

Le pieu envisagé pour l'essai 5 est pieu lisse tandis que celui considéré pour l'essai 9 est rugueux, ce dernier est rendu rugueux par un procédé de collage des grains du sable sur la surface du pieu.

La valeur en surface de  $K_S$  passe d'une valeur de 77,49 pour un pieu lisse à une valeur de 108,3 pour un pieu rugueux, soit avec une augmentation d'environ 40 %, cette augmentation peut être expliquée par l'augmentation de la composante tangentielle de la réaction latérale du sol, due à l'accroissement du frottement latérale à l'interface sol/pieu.

### 2.6. Etude de comportement de la pointe

Connaissant les diagrammes de l'effort tranchant  $T(z)$ , du moment fléchissant, de la rotation  $Y'(z)$  et du déplacement latéral  $Y(z)$ , nous avons fait une interpolation linéaire jusqu'à la profondeur correspondante à la fiche D du pieu, pour étudier le comportement de ce dernier en pointe.

La figure 2.22 illustre Les courbes de chargement en pointe ( $T_p = f(Y_p)$ ), tandis que la figure 2.23 illustre les courbes du moment fléchissant en fonction de la rotation en pointe ( $M_p = f(Y_p')$ ). Avec :

$T_p$  : Effort tranchant en pointe du pieu,

$Y_p$  : Déplacement latéral en pointe,

$M_p$  : Moment fléchissant en pointe

$Y_p'$  : Rotation en pointe du pieu.

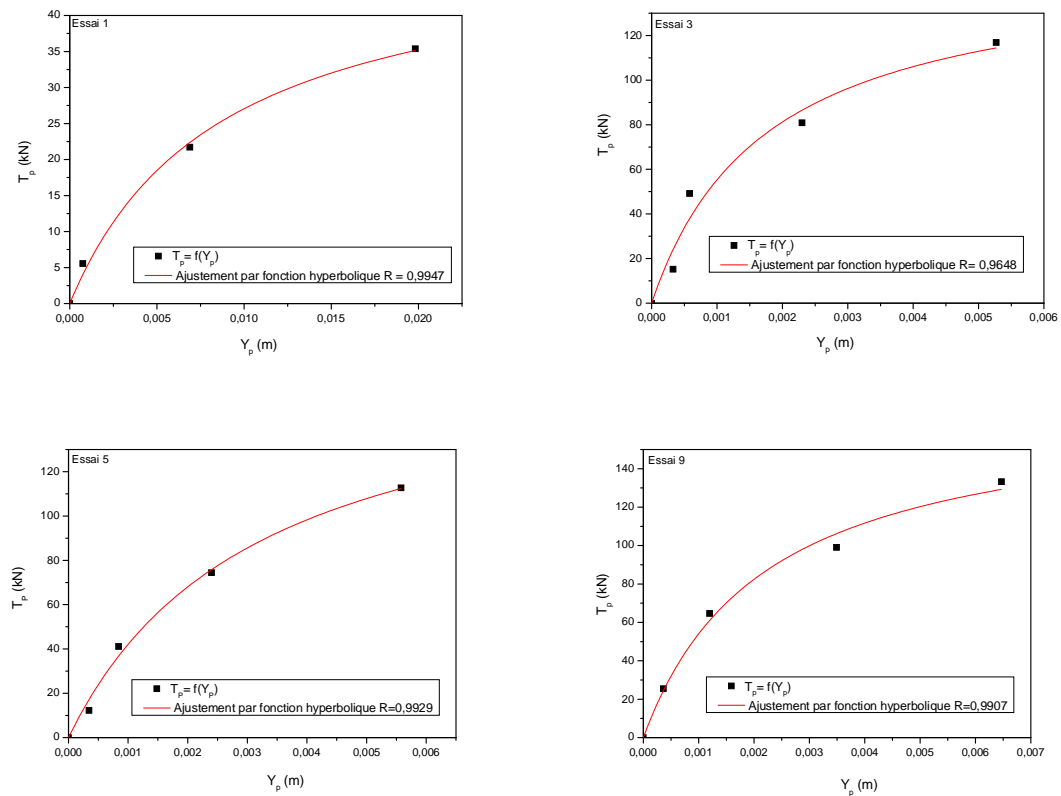


Figure 2.22 : courbes de chargement en pointe  $T_p = f(Y_p)$

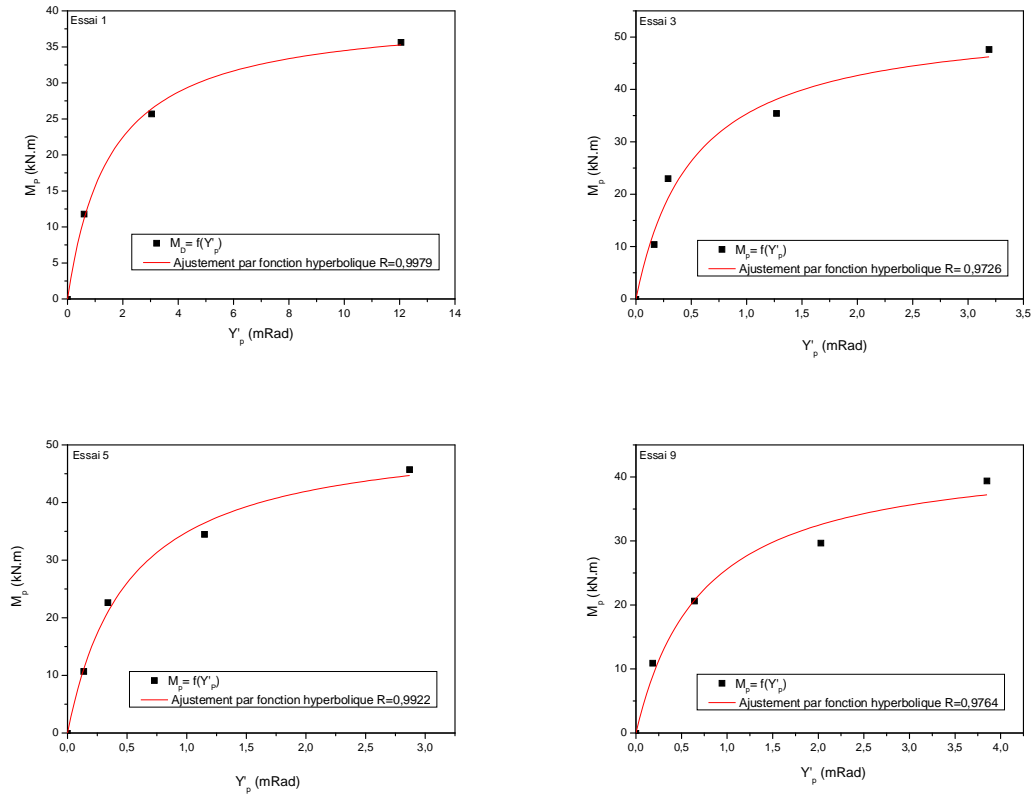


Figure 2.23 : courbes  $M_p = f(Y_p)$

Vu l'allure hyperbolique des points expérimentaux décrivant les courbes  $T_p = f(Y_p)$ , et  $M_p = f(Y_p)$ , ces points sont ajusté par fonction hyperbolique avec un coefficient d'ajustement moyen de 98 %. Tel que :

- Effort tranchant en pointe

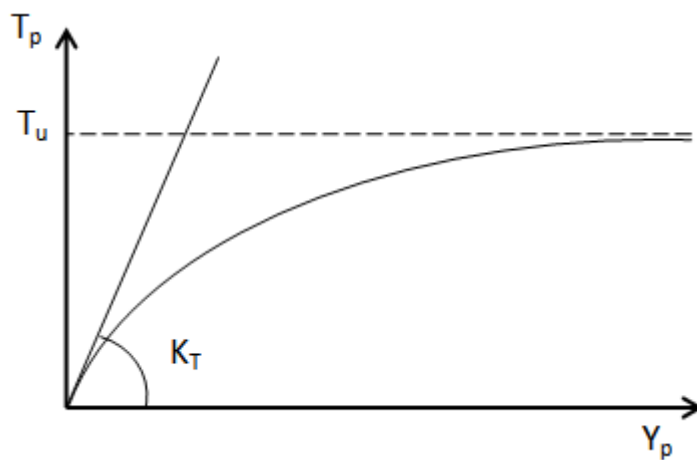


Figure 2.24 : Allure hyperbolique des courbes  $T_p = f(Y_p)$

$$T_p = \frac{Y_p}{a + bY_p} \quad (151)$$

$$\lim_{Y_p \rightarrow \infty} T_p = T_u = \frac{1}{b} \Rightarrow b = \frac{1}{T_u} \quad (152)$$

$$\left. \frac{\partial T_p}{\partial Y_p} \right|_{Y_p=0} = K_T = \frac{1}{a} \Rightarrow a = \frac{1}{K_T} \quad (153)$$

$$\Rightarrow T_p = \frac{Y_p}{\frac{1}{K_T} + \frac{Y_p}{T_u}} \quad (154)$$

$T_u$  est l'effort tranchant ultime en pointe du pieu, et  $K_T$  est la raideur initiale en pointe en terme d'effort tranchant.

- Moment fléchissant en pointe

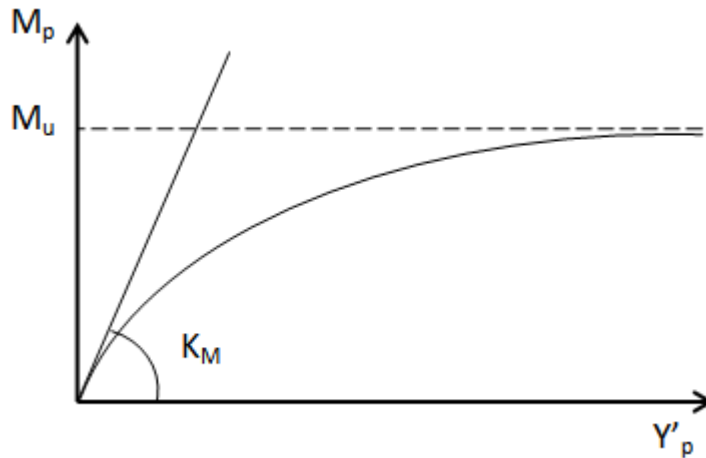


Figure 2.25 : Allure hyperbolique des courbes  $M_p = f(Y'_p)$

$$M_p = \frac{Y'_p}{a + bY'_p} \quad (155)$$

$$\lim_{Y'_p \rightarrow \infty} M_p = M_u = \frac{1}{b} \Rightarrow b = \frac{1}{M_u} \quad (156)$$

$$\left. \frac{\partial M_p}{\partial Y'_p} \right|_{Y'_p=0} = K_M = \frac{1}{a} \Rightarrow a = \frac{1}{K_M} \quad (157)$$

$$\Rightarrow M_p = \frac{Y'_p}{\frac{1}{K_M} + \frac{Y'_p}{M_u}} \quad (158)$$

$M_u$  est le moment fléchissant ultime en pointe du pieu, et  $K_M$  est la raideur initiale en pointe en terme de moment fléchissant. Le Tableau 2.6 regroupe les résultats trouvés.

Tableau 2.6 : Raideurs initiales et efforts ultimes en pointe du pieu

	$K_T$ (MN/m)	$T_u$ (kN)	$K_M$ (MN.m/Rad)	$M_u$ (kN.m)
Essai 1	5,83	50,49	25,81	39,80
Essai 3	86,76	152,70	103,03	53,78
Essai 5	55,31	177,00	103,26	52,62
Essai 9	78,77	173,30	213,16	44,23

## 2.7. Conclusion

L'interprétation des résultats des essais sur modèles réduits centrifugés, dépend essentiellement de la méthode choisie pour l'ajustement des profils expérimentaux du moment fléchissant. Un mauvais choix de la méthode d'ajustement conduit à très grandes erreurs dans l'estimation de la réaction latérale du sol, la vérification des critères de la qualité d'ajustement étant très importante.

L'influence de certains paramètres sur le module de réaction initial et la résistance latérale du sable a été étudiée ; ainsi nous avons trouvé que le passage d'un sable moyennement dense à un sable dense, fait accroître le taux d'augmentation du module de réaction initial  $N_h$  d'environ 50 % et la résistance latérale  $P_u$  du sable d'environ 70 %. L'installation du pieu par fonçage au lieu d'un procédé de forage, se traduit par un accroissement du taux d'augmentation du module de réaction initial  $N_h$  d'environ 24 % et de la résistance latérale  $P_u$  du sable d'environ 20,40 %. Nous avons trouvé également que la résistance latérale du sable augmente de 40 %. En revanche, le taux d'augmentation du module de réaction initial  $N_h$  diminue d'environ 18 %, en passant d'un pieu lisse à un pieu rugueux. Enfin, les raideurs initiales ainsi que les efforts ultimes en pointe du pieu ont été calculés.



## **CHAPITRE 3**

### **MODELISATION PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS**

## CHAPITRE 3

### MODELISATION PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

#### 3.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons une analyse tridimensionnelle par éléments finis de la réponse latérale d'un pieu isolé dans les sols sableux ou argileux. Le logiciel ABAQUS est sélectionné pour faire cette analyse, vu ses performances de modélisation du non linéarité matérielle et de contact. Nous avons considéré que la modélisation tridimensionnelle est nécessaire parce qu'un modèle axisymétrique ou plan pose des difficultés à représenter avec exactitude les champs de contraintes et de déformation autour de pieu chargé latéralement. Ce chapitre comporte aussi une étude paramétrique détaillée portant sur l'effet de certains paramètres (rigidité relative pieu/sol, élancement) sur la réponse d'un pieu chargé latéralement. Nous avons proposé une méthode pour définition des paramètres de la courbe P-Y. Nous avons enfin étudié l'effet de l'encastrement en tête du pieu sur la courbe de chargement.

#### 3.2. Présentation du logiciel ABAQUS et du modèle pieu/sol

##### 3.2.1. Présentation du logiciel ABAQUS

##### 3.2.1.1. Historique et codes de calcul

ABAQUS a été développé par Hibbit, Karlsson et Sorensen (HKS) devenue ABAQUS depuis 1978, il été amélioré au fur et à mesure pour intégrer toutes les nouveautés de la théorie des éléments finis et les besoins de l'entreprise, jusqu'à ce que l'entreprise ait été rachetée par Dassault industrie en octobre de l'année 2005.

ABAQUS est un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés dans différents domaines scientifiques (mécanique, thermique, électrique, problèmes couplés....etc.). Il est connu et répandu pour ses traitements performants de problèmes

non-linéaires. ABAQUS nous propose deux codes de calcul selon la nature de problème à traiter qui sont :

a. ABAQUS /standard

ABAQUS /standard est un code de calcul qui permet la résolution des problèmes linéaire ou non linéaire par un algorithme statique implicite.

b. ABAQUS /explicit

Avec le code calcule ABAQUS/explicit, la résolution des problèmes se fait par algorithme dynamique explicite.

Dans le cadre de cette étude nous avons utilisé la version 6.10 du logiciel ABAQUS, le code de calcule choisi est ABAQUS /standard, adapté à un chargement statique monotone [1].

### 3.2.1.2. Phases de traitement

A partir d'un fichier de données (.inp) qui décrit l'ensemble des paramètres relatifs au problème, le logiciel analyse les données, effectue la simulation demandée et fournit les résultats dans un fichier de sortie (odb, fil, fin, res...). ABAQUS comporte l'interface graphique ABAQUS/CAE qui permet de gérer l'ensemble des opérations liées à la modélisation (Figure 3.1) :

a. La génération du fichier de données ou Le prétraitement

La structure de fichier de données doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, les matériaux, les chargements, les conditions aux limites.....etc. d'où la complexité de cette phase, en revanche il existe différentes méthodes pour générer un fichier d'entrée (.inp) tel que :

- A la main (fichier.txt).
- Avec ABAQUS/CAE.
- Avec d'autres logiciels (I-DEAS, NASTRAN,.....etc.).

b. Le lancement de calcul proprement dit ou la simulation

C'est l phase de résolution numérique de problème définit dans la phase de prétraitement selon l'un des codes de calcul (ABAQUS/standard ou ABAQUS /explicit).

c. L'exploitation des résultats ou post traitement

C'est la phase où les résultats trouvés par simulation numérique peuvent être exploités et évalués en utilisant ABAQUS/CAE ou d'autres logiciels.

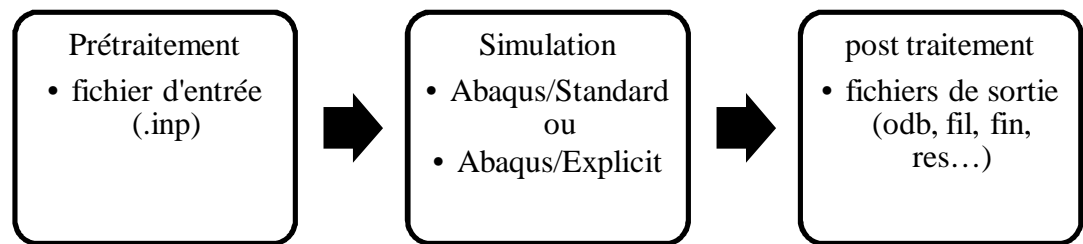


Figure 3.1 : Phases de traitement du logiciel ABAQUS

3.2.1.3. Modules de l'interface graphique ABAQUS/CAE

ABAQUS CAE (voir Figure 3.2) est divisé en unités fonctionnelles appelées modules. Chaque module contient les outils qui sont propres à une partie de la tâche de modélisation (voir Figure 3.3).

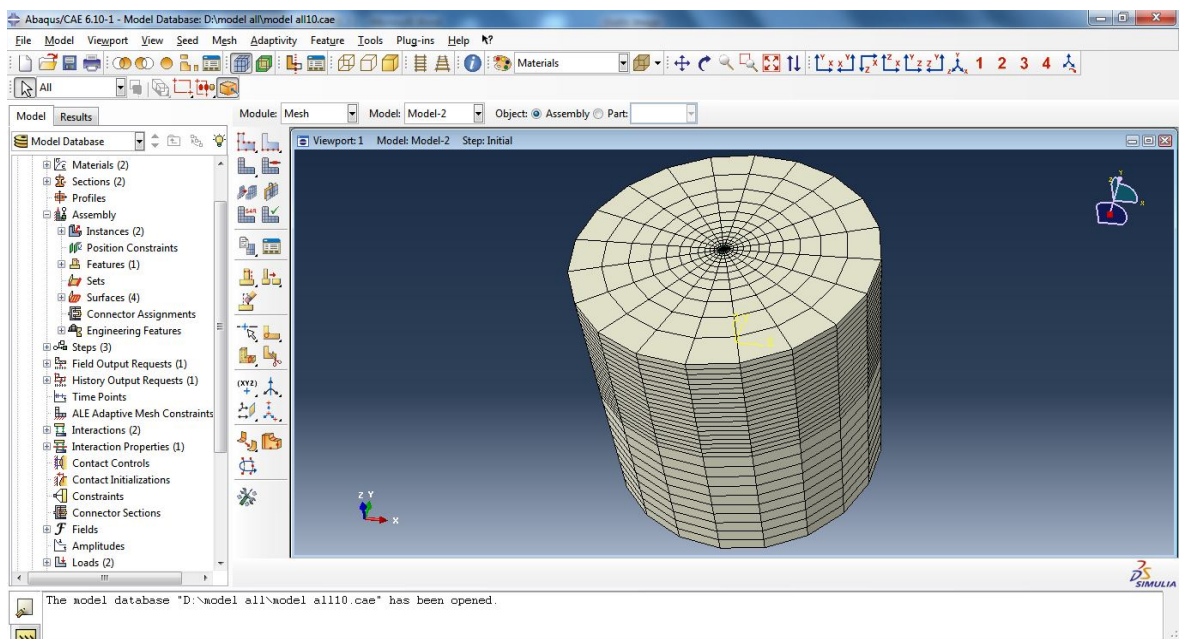


Figure 3.2 : Interface graphique ABAQUS/CAE

### 1. Le module PART

Le module Part permet de créer tous les objets géométriques nécessaires à notre problème, soit en les dessinant dans ABAQUS CAE, soit en les important d'un logiciel de dessin tiers.

### 2. Le module PROPERTY

Le module Property permet, comme son nom l'indique, de définir toutes les propriétés d'un objet géométrique ou d'une partie de ces objets.

### 3. Le module ASSEMBLY

Ce module permet d'assembler les différents objets géométriques créés dans un même repère de coordonnées global. Un modèle ABAQUS contient un seul assemblage.

### 4. Le module STEP

Ce module permet de définir toutes les étapes et les requêtes pour le post traitement, c'est à dire le moment (temps) à partir duquel une force est appliquée et jusqu'à quand, il est aussi possible de créer des forces ou des conditions limites qui s'activent à des moments donnés.

### 5. Le module INTERACTION

Grâce ce module, il est possible de spécifier toutes les interactions entre les différentes parties et régions du modèle, qu'elles soient mécaniques, thermiques ou autres. Il faut savoir qu'ABAQUS ne prend en compte que les interactions explicitement définies, la proximité géométrique n'étant pas suffisante.

### 6. Le module LOAD

Le module Load permet de spécifier tous les chargements, conditions aux limites et champs. Il faut savoir que les chargements et les conditions aux limites sont dépendants des steps, par exemple une force est appliquée au step 1 mais inactive au step 2.

### 7. Le module MESH

Ce module contient tous les outils nécessaires pour générer un maillage élément fini sur un assemblage.

### 8. Le module JOB

Une fois que toutes les tâches de définition du modèle ont été réalisées, il faut utiliser le module Job pour analyser ce modèle. ABAQUS va alors réaliser tous les calculs nécessaires et en tirer des résultats.

### 9. Le module VISUALIZATION

Ce module permet de visualiser le modèle et les résultats, tel que les déplacements, les déformations, les contraintes...etc.

### 10. Le module SKETCH

Ce module permet de créer des formes bidimensionnelles qui ne sont pas associés à un objet. Il peut être utilisé pour des extrusions par exemple.

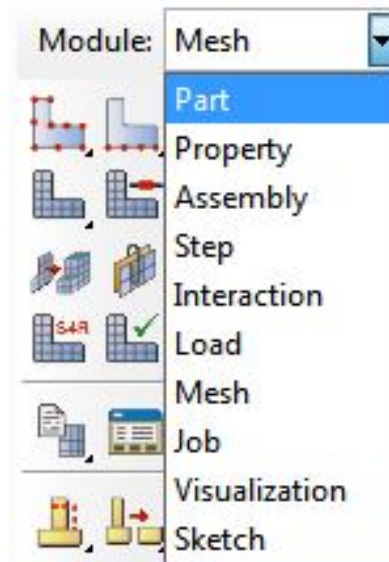


Figure 3.3 : Modules de l'interface graphique ABAQUS/CAE

### 3.2.2. Présentation du modèle pieu/sol

#### 3.2.2.1. Dimensions du modèle et éléments finis

Le modèle tridimensionnel utilisé se compose de deux matériaux qui sont, le pieu et le sol. Les dimensions du modèle doivent être choisies de telle sorte que les résultats obtenus ne dépendent pas de ces dimensions. Tous les modèles de cette étude ont comme dimensions celles d'un cylindre ayant un rayon de 12 fois diamètre du pieu, et une hauteur égale à la fiche plus 12 fois le diamètre du pieu ( $D+12 \cdot B$ ). Ces dimensions sont celles proposées par Lachenani (2003) [43] comme illustré dans la Figure 3.4 suite à un dimensionnement préalable du modèle. Le maillage affecté aux deux matériaux de modèle (sol et pieu) est un maillage régulier symétrique par rapport à l'axe central du modèle (Figure 3.5).

Le pieu a été modélisé par des éléments finis de type Solid ; la zone périphérique est en contact direct avec le sol et est modélisée par des éléments brick à 08 nœuds avec réduction d'intégration (C3D8R dans la bibliothèque d'éléments de logiciel ABAQUS), et la zone centrale a été modélisée par des éléments triangulaires prismatiques à 06 nœuds (C3D6 dans la bibliothèque d'éléments de logiciel ABAQUS).

Le massif de sol a été modélisé aussi par des éléments finis de type Solid ; la zone en dessous de pieu a les mêmes éléments finis que celles de pieu en gardant la même distribution, et la zone restante de massif a été modélisée par des éléments brick à 08 nœuds avec réduction d'intégration C3D8R.

La Figure 3.6 illustre la distribution et les types des éléments finis utilisés pour la modélisation tridimensionnelle du système pieu/sol. La Figure 3.7 montre la section droite du modèle pieu (a) et les éléments finis utilisés (b).

Dans la zone en voisinage du pieu, le maillage a été raffiné en vue d'obtenir des résultats de haute qualité au voisinage du pieu.

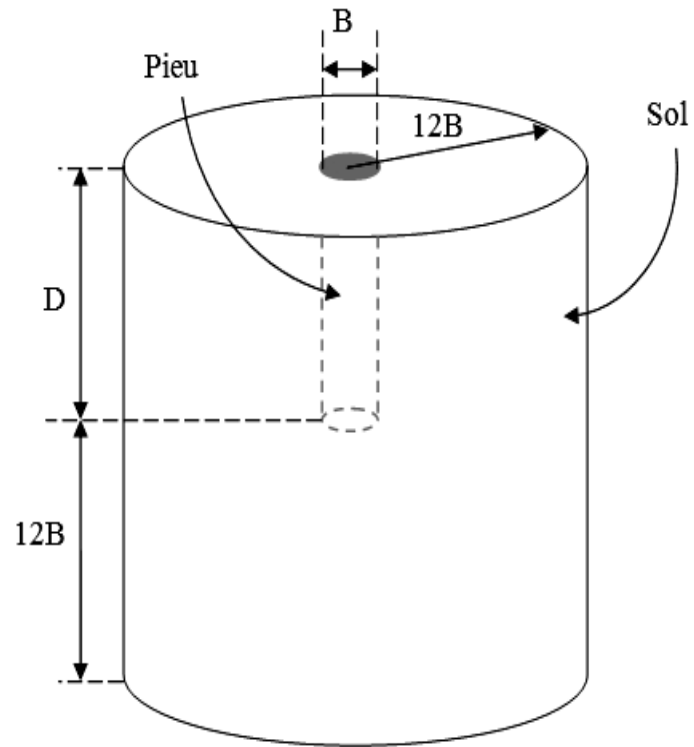


Figure 3.4 : Présentation du modèle tridimensionnel et matériaux constitutants

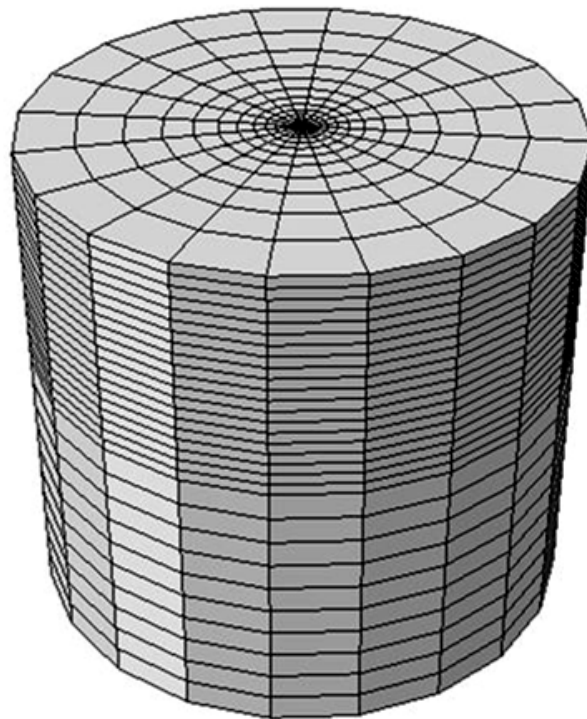


Figure 3.5 : Maillage régulier adapté au modèle pieu/sol



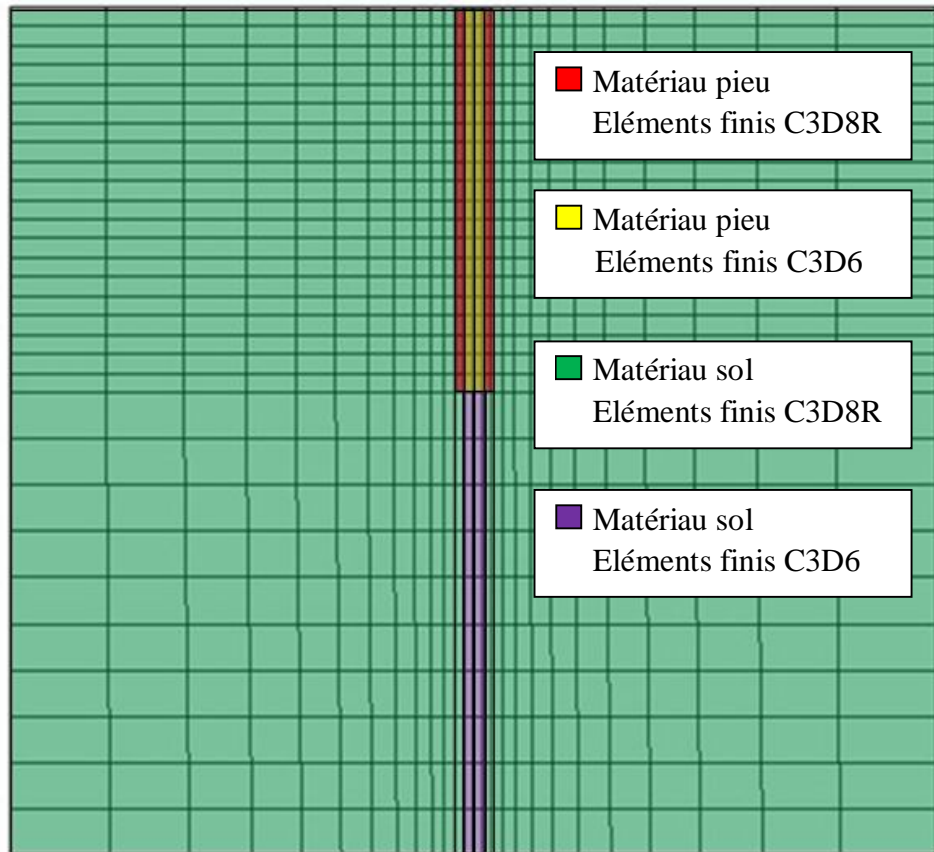


Figure 3.6 : Distribution et types d'éléments finis employés

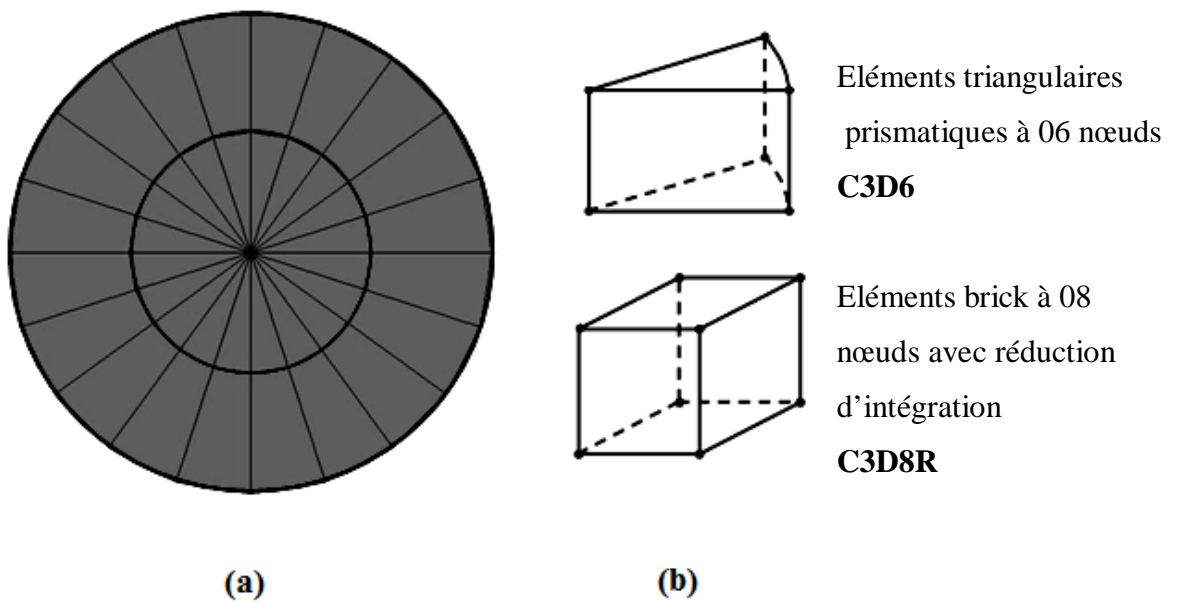


Figure 3.7 : Section droite du modèle pieu (a), éléments finis utilisés (b)

### 3.2.2.2. Modélisation du matériau sol

ABAQUS nous propose quatre lois de comportement pour modéliser le comportement non linéaire des sols : la loi de comportement Drucker Prager étendue, la loi de comportement Drucker Prager modifié/cap model, loi de comportement de Mohr-Coulomb et la loi de comportement d'état critique pour les argiles. La loi de comportement élastoplastique parfaite de Mohr Coulomb a été utilisée pour modéliser le sol, cette dernière à été choisi pour les raisons suivantes :

- La rupture du matériau sol peut être modélisée simplement avec le critère de rupture classique de Mohr-Coulomb.
- Elle est utilisée largement dans les applications géotechniques pour étudier la réponse de matériau sol sous chargement statique monotone.
- Elle est largement utilisée parce que les paramètres d'entrée sont relativement faciles à obtenir.
- La loi de comportement Mohr-Coulomb est utilisable pratiquement pour tous les types de sol.

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et de certaines roches. La loi de Tresca, qui est un cas particulier de la loi de Mohr-Coulomb, est utilisée pour l'étude des sols à court terme.

#### a. Description de la loi de comportement Mohr-Coulomb

Le critère de plasticité de Mohr-Coulomb suppose que la rupture se produit lorsque la contrainte de cisaillement sur un point quelconque dans un matériau atteint une valeur qui dépend linéairement de la contrainte normale dans le même plan.

Ceci peut être représenté en traçant les cercles de Mohr pour les états de contrainte à la rupture en fonction de contraintes principales extrêmes. La ligne de rupture de Mohr-Coulomb est la meilleure ligne droite qui touche les cercles de Mohr (Figure 3.8). Ainsi, le critère de Mohr-Coulomb peut s'écrire :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (159)$$

Tel que :

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\sigma$  : Contrainte normale.

$c$  : Cohésion du sol.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol.

Dans l'espace des contraintes principales effectives ( $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ ), la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale (Figure 3.9) ayant pour axe la droite d'équation :  $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ . L'équation de la surface de charge F est la suivante [45] :

$$F(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' \quad (160)$$

Où  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$  représentent les contraintes principales extrêmes ( $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$  avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées positivement).

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (161)$$

Lorsque les angles  $\varphi'$  et  $\psi$  sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

Lorsque  $\varphi' = 0^\circ$  et  $\psi = 0^\circ$ , la loi est appelée loi de Tresca.

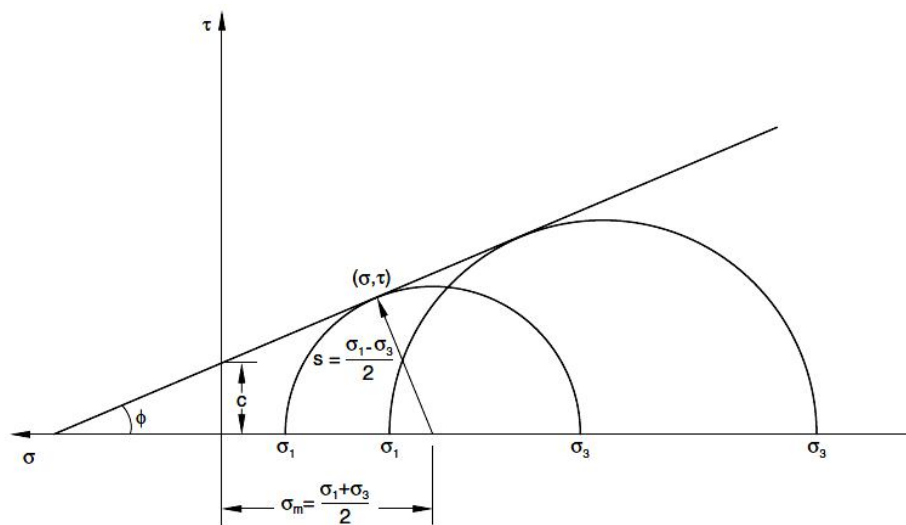


Figure 3.8 : Modèle de plasticité de Mohr-Coulomb

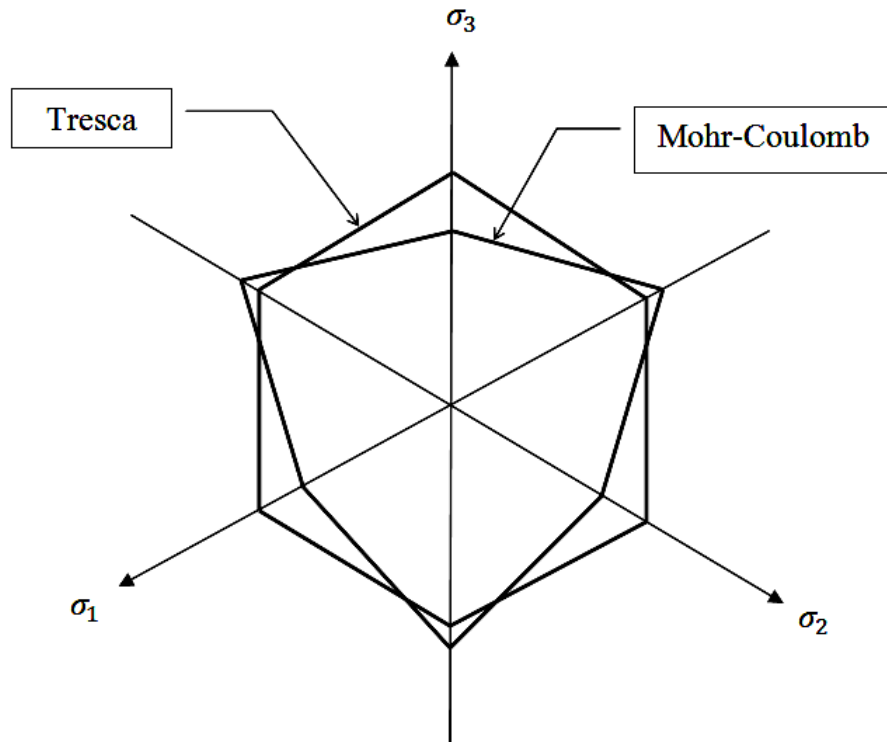


Figure 3.9 : Représentation de la surface de charge de Mohr-Coulomb dans le plan  $\pi$  des déviateurs des contraintes.

L'équation de la surface de charge  $F$  peut être écrite aussi pour des états de contrainte généraux en fonction de trois invariants de contrainte tel que [2] :

$$F = R_{mc}q - p \tan \varphi - c = 0 \quad (162)$$

Avec :

$$R_{mc}(\theta, \varphi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \varphi} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) + \frac{1}{3} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \tan \varphi \quad (163)$$

$$\cos(3\theta) = \left(\frac{r}{q}\right) \quad (164)$$

$$p = -\frac{1}{3} \text{trace}(\boldsymbol{\sigma}) \quad (165)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} (\mathbf{S} : \mathbf{S})} \quad (166)$$

$$r = \left(\frac{9}{2} \mathbf{S} \cdot \mathbf{S} : \mathbf{S}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (167)$$

$$\mathbf{S} = \boldsymbol{\sigma} + p\mathbf{I} \quad (168)$$

Tel que :

$R_{mc}$  : Mesure de contrainte déviatorique de Mohr coulomb,

$\Theta$  : Angle polaire déviatorique,

$p$  : Contrainte équivalente de pression,

$q$  : Contrainte équivalente de Mises,

$r$  : le troisième invariant du déviateur des contraintes,

$S$  : le déviateur de contrainte.

Pour le logiciel ABAQUS, Le potentiel plastique est choisi comme une fonction hyperbolique dans le plan méridien des contraintes, et comme la fonction elliptique lisse proposée par Menétrey et Willam (1995) [53] dans le plan déviatorique des contraintes. Une famille de potentiels plastiques hyperboliques dans le plan méridien des contraintes est représentée dans la Figure 3.10, et le potentiel d'écoulement de Menétrey et Willam (1995) dans le plan déviatorique des contraintes est représenté dans la Figure 3.11.

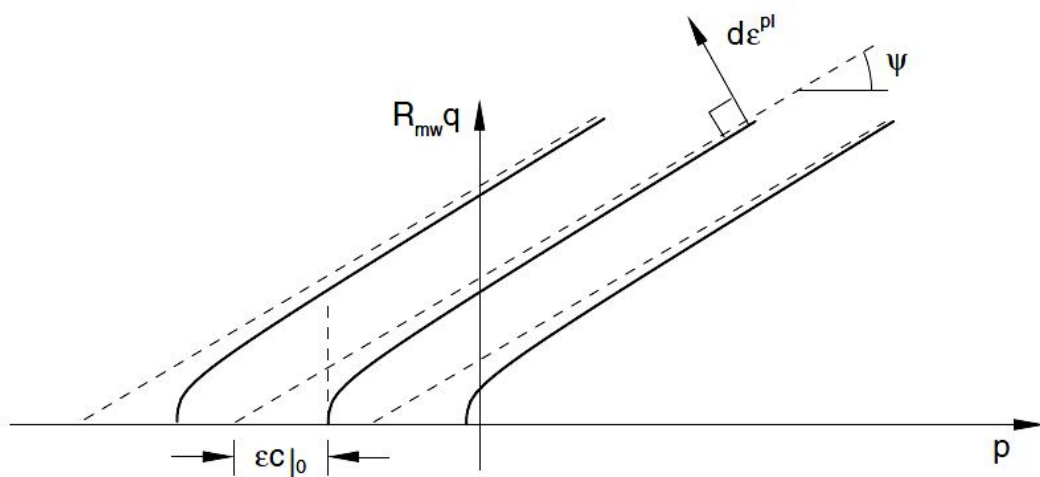


Figure 3.10 : Famille de potentiels plastiques hyperboliques dans le plan méridien des contraintes

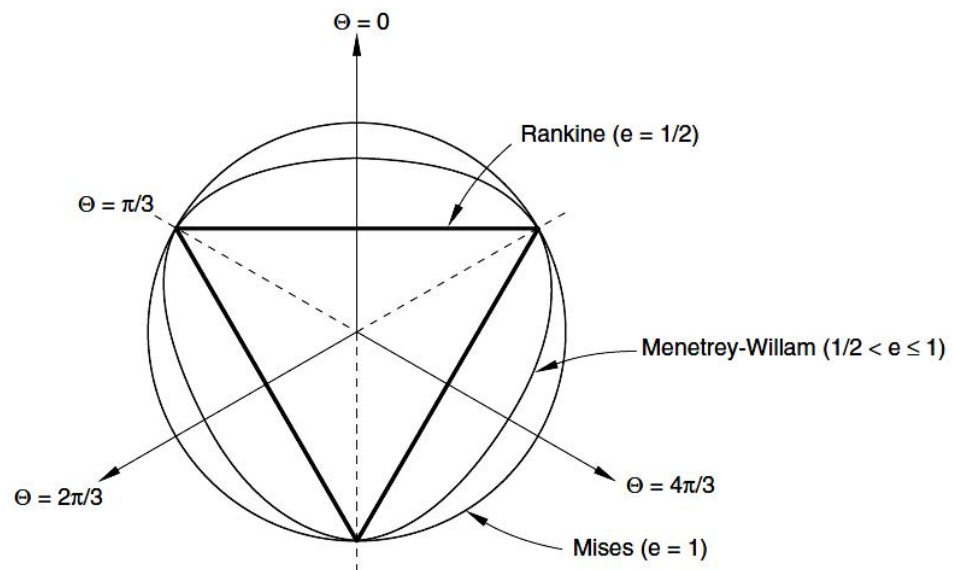


Figure 3.11 : Potentiel d'écoulement de Menétrey et Willam (1995) dans le plan déviatorique des contraintes

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, la loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques :  $E$  (module d'Young),  $\nu$  (coefficient de Poisson),  $c'$  (cohésion),  $\varphi'$  (angle de frottement) et  $\psi$  (angle de dilatance).

#### b. Caractéristiques des sols étudiés

Deux types de sol ont été modélisés dans l'objet de cette étude qui sont : le sable et l'argile. De point de vue homogénéité, les deux types de sol sont homogènes et le module d'Young est considéré constant en fonction de la profondeur.

##### 1. Le sable

Le sable est modélisé par une loi de comportement Mohr-Coulomb non associée telle que :  $\varphi' \neq 0$  et  $\psi \neq 0$

Par manque d'essais appropriés sur le sable, certains auteurs (Bolton 1986, Combarieu 1996) [10 et 23] admettent que l'angle de dilatance  $\psi$  vaut :

$$\psi = \varphi' - \varphi'_i \quad (169)$$

$\varphi'_i$  étant l'angle de frottement intergranulaire, généralement compris entre  $30^\circ$  et  $37^\circ$  ; les plus basses valeurs sont reliées aux sables de granulométrie assez serrée et plutôt arrondie et les plus fortes valeurs sont reliées aux sables de granulométrie étendue et assez anguleux. Dans notre cas, on suppose que le sable soit d'une granulométrie assez serrée, donc l'angle  $\varphi'_i$  aurait une petite valeur. On prend  $\varphi'_i = 30^\circ$ . Pour des raisons de convergence des calculs, la cohésion a été prise égale à  $c = 5$  kPa

Le Tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques mécaniques des sables étudiés.

Tableau 3.1 : Caractéristiques mécaniques des sables étudiés

Désignation	Densité du sable		
	sable lâche	sable moyen	sable dense
Angle de frottement $\varphi$ en degré	30	35	40
Cohésion $c$ (kPa)	5	5	5
Angle de dilatance $\psi$ en degré	0	5	10
Module d'Young $E$ (MPa)	25	35	55
Poids volumique $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	14,20	15,46	16,60
Coefficient de poisson	0,3	0,3	0,3

## 2. L'argile

L'argile est modélisée par la loi de comportement de Mohr-Coulomb non associée dite de Tresca tel que :  $\varphi_u = \psi = 0$  pour étudier le comportement non drainé de l'argile (comportement à court terme). Le Tableau ci-dessous récapitule les caractéristiques mécaniques des argiles étudiées.

Tableau 3.2 : Caractéristiques mécaniques des argiles étudiées

Désignation	Consistance de l'argile		
	argile molle	argile moyenne	argile raide
angle de frottement $\varphi$ en degré	0	0	0
Cohésion non drainée $c_u$ (kPa)	20	50	150
angle de dilatance $\psi$ en degré	0	0	0
Module d'Young $E$ (MPa)	8	20	60
poids volumique saturé $\gamma_{sat}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	18,09	19,34	20,58
Coefficient de poisson	0,5	0,5	0,5

### 3.2.2.3. Modélisation du matériau pieu

Le pieu est un cylindre de diamètre  $B = 1\text{m}$  et une fiche  $D$ . Le matériau constituant le pieu est modélisé par une loi de comportement élastique linéaire et isotrope, avec un coefficient de poisson  $\nu_p = 0,15$ , un poids volumique  $\gamma_p = 24\text{ kN/m}^3$  et un module d'élasticité  $E_p$ .

### 3.2.2.4. Modélisation de l'interaction pieu/sol

La simulation du non linéarité due au contact pieu/sol est un véritable défi pour les chercheurs dans le domaine géotechnique. Le code calcul ABAQUS/standard offre plus d'une méthode pour représenter l'interaction [60 et 63]:

- General contact,
- Contact pairs,
- Contact elements.

Deux interfaces de contact pieu/sol sont prises en compte dans cette étude : une interface de contact pieu/sol le long de fût de pieu et une autre sur la pointe de pieu (Figure 3.12). Pour simuler l'interaction pieu/sol au niveau de ces deux interfaces de contact ; l'approche surface to surface (master/slave) de la méthode contact pairs a été utilisée.

Cette méthode nécessite la désignation de deux surfaces de contact à chaque interface de contact pieu/sol : une surface dite principale (master surface) et une autre secondaire (slave surface). La surface principale doit être plus rigide que la surface secondaire, par conséquent les surfaces de contact liées au pieu sont considérées comme des surfaces principales, tandis que les surfaces de contact liées au sol sont prises comme des surfaces secondaires. Les nœuds des surfaces principales pouvaient pénétrer dans les surfaces secondaires mais pas le cas contraire.

L'interaction pieu/sol est régit par le comportement de transfert de charge aux interfaces de contact qui se manifeste dans les deux directions normale est tangentielle :

1. Dans la direction normale, la contrainte de contact est nulle lorsqu'il ya séparation entre le pieu et le sol sinon c'est une contrainte de compression.



2. Dans la direction tangentielle, le frottement pieu/sol est associé à une loi de comportement dite de Coulomb « Coulomb Friction Law » dont la contrainte de cisaillement maximale à l'interface vaut la contrainte de contact multipliée par le coefficient de frottement  $\mu$ . Quand la contrainte de cisaillement est inférieure à cette valeur maximale, il n'y a pas de glissement entre les deux surfaces de l'interface, en revanche lorsque la contrainte de cisaillement atteint cette valeur maximale, un glissement d'une surface par rapport à l'autre va avoir lieu.

Les comportements normal et tangentiel aux interfaces pieu/sol ont été modélisés en utilisant une seule formulation dite « Friction Penalty Formulation ». Le coefficient de frottement  $\mu$  a été pris égal à [71]:

$$\mu = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad (170)$$

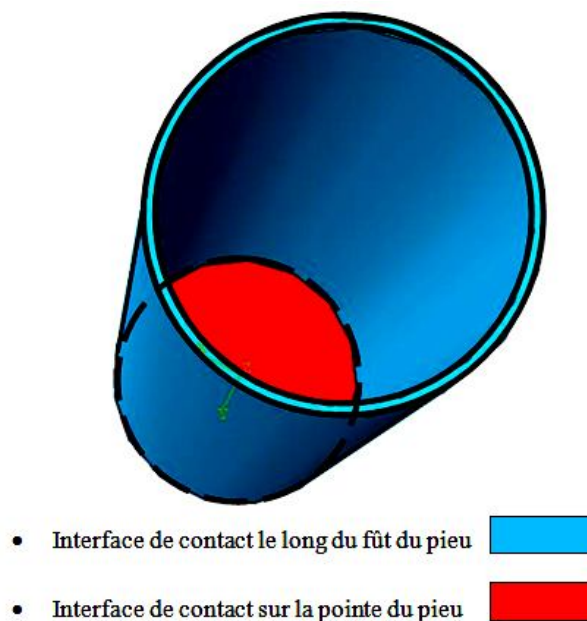


Figure 3.12 : Interfaces de contact pieu/sol

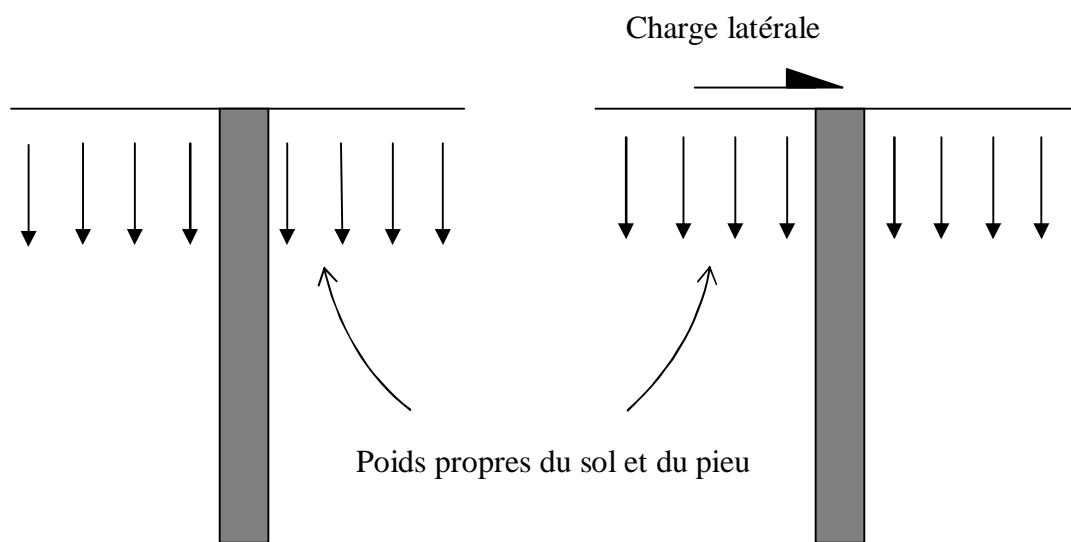
### 3.2.2.5. Chargement et conditions aux limites

Les conditions initiales in-situ ont été prises en considération en envisageant deux étapes de chargement schématisées dans la Figure 3.13. Les poids propres du sol et du pieu sont appliqués dans la première étape pour simuler l'état initial des contraintes. Dans la

deuxième étape, une force latérale externe appliquée en tête du pieu à la surface du sol d'une façon incrémentale vient d'être ajoutée au chargement initial.

Le poids propre du sol et du pieu à été simulé en utilisant un chargement gravitationnel « Gravity Loading » [60] avec précision de la direction de chargement et de la constante gravitationnelle  $g$ , avec :

$$g = 9.81 \text{ ms}^{-2}$$



Etape 1 : Application du poids propre

Etape 2 : Application de la charge latérale

Figure 3.13 : Simulation de l'état de contraintes initiale

La force latérale  $H$  appliquée en tête du pieu est simulée en utilisant un chargement de type charge ponctuelle « Concentrated Force ». [60] Cette force est distribuée uniformément sur 10 nœuds périphériques de la tête du pieu à raison de  $H/10$  pour chaque nœud comme c'est bien illustré dans la Figure 3.14.

La face inférieure du modèle a été encastree tandis que la face latérale (extérieure) a été empêchée de se translater latéralement ( $U_x = U_y = 0$ ).

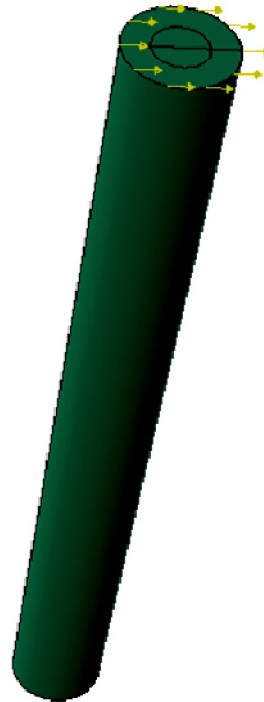


Figure 3.14 : Force horizontale appliquée en tête du pieu

### 3.3. Etude paramétrique du problème de chargement latéral d'un pieu isolé

Les facteurs relatifs au comportement du sol qui affectent la réponse d'un pieu sont nombreux, le comportement d'un pieu isolé est compliqué, principalement en raison de la nature du matériau dans lequel il est installé. Une étude paramétrique est présentée, et concerne l'influence de la rigidité relative pieu/sol, de l'élancement du pieu la courbes de chargement en tête de pieu et sur les profils de moment de flexion.

#### 3.3.1. Analyse dimensionnelle- théorème des $\pi$ de Buckingham

##### 3.3.1.1. Introduction

Quand le nombre de grandeurs ou de variables physiques vaut quatre ou plus, le théorème en  $\pi$  de Buckingham fournit un excellent outil pour rassembler ces grandeurs en groupements significatifs sans dimensions, dont le nombre est minimum, à partir desquels on peut établir une équation. On appelle les groupements sans dimensions des termes en  $\pi$  écrit sous forme mathématique, s'il y a  $n$  quantités physiques  $q$  (telle que la vitesse, La

densité, la viscosité, la pression et l'air) et k grandeurs fondamentales (telle que la force, la longueur, et le temps, ou la masse, la longueur et le temps), alors mathématiquement [75]:

$$f_1(q_1, q_2, q_3, \dots, q_n) = 0 \quad (171)$$

Cette expression peut être remplacée par l'équation :

$$\phi(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (172)$$

Ou n'importe quel terme en  $\pi$  ne dépend pas de plus de (k+1) quantités physiques q et ou chacun des termes en  $\pi$  sont des monômes des quantités q indépendants et sans dimension.

### 3.3.1.2. Méthodologie

1. Faire la liste des n grandeurs q entrant dans un problème particulier, notant leurs dimensions et le nombre k des grandeurs fondamentales. il y aura donc (n-k) termes en  $\pi$  .
2. Choisir k de ces quantités, aucune n'étant sans dimensions, et deux d'entre elles n'ayant pas les mêmes dimensions. Toutes les grandeurs fondamentales doivent être comprises dans les grandeurs choisies.
3. le premier terme en  $\pi$  peut s'exprimer comme produit des grandeurs choisies chacune élevées à un exposant inconnu, et d'une autre quantité élevée à une puissance connue (généralement prise comme égale à 1).
4. retenir les grandeurs choisies en (2) comme variables de référence et choisir l'une des variables restantes pour établir le prochain terme en  $\pi$  . Répéter ce procédé pour les termes en  $\pi$  successifs.
5. pour chaque terme en  $\pi$  , trouver les exposants inconnus par l'analyse dimensionnelle.

### 3.3.1.3. Relations utiles

- a. Si une grandeur est sans dimension, c'est un terme en  $\pi$  et il est inutile d'employer le procédé ci-dessus.
- b. Si deux quantités physiques ont les mêmes dimensions, le rapport va être l'un des

termes en  $\pi$ .

- c. On peut remplacer n'importe quel terme en  $\pi$  par une de ses puissances,  $\pi^{-1}$  inclus.
- d. On peut remplacer tout terme en  $\pi$  par son produit par une constante numérique.
- e. On peut exprimer tout terme en  $\pi$  comme fonction des autres termes en  $\pi$ .

$\pi_1 = \frac{D}{B}$  : appelé élancement du pieu,

$\pi_2 = \frac{E_p I_p}{E_s D^4}$  : appelé rigidité relative pieu/sol,

$\pi_3 = \nu$  : Coefficient de poisson,

$\pi_4 = \frac{Y_0}{B}$  : appelé niveau de déplacement latéral,

$\pi_5 = \frac{H}{\gamma D B^2}$  : appelé niveau de chargement latéral.

### 3.3.2. Paramètres de l'étude

#### 3.3.2.1. La rigidité relative

La rigidité relative  $K_R$  est un facteur adimensionnel traduisant le rapport de la rigidité du pieu à celle du sol, dans le cas d'un sol homogène ou le module d'Young est constant avec la profondeur, cette quantité est par conséquent constante. Les valeurs prises dans cette étude sont :  $10^{-3}$ ,  $10^{-2}$ ,  $10^{-1}$ , 1 et 10.

Avec :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E D^4} \quad (173)$$

#### 3.3.2.2. L'élancement

L'élancement est un paramètre adimensionnel qui représente le rapport entre la fiche du pieu est son diamètre. On a considéré trois valeurs différentes pour ce paramètre afin d'étudier son effet sur la courbe de chargement latéral en tête de pieu, tel que :

$D/B = 10, 20$  et  $30$ .

3.3.3. Présentation des résultats en cas d'un pieu libre en tête

3.3.3.1. Courbes de chargement en tête

i. Effet de la rigidité relative

Les résultats sont présentés sous forme graphique sur les Figures 3.16, 3.17 et 3.18. En analysant ces Figures, on constate que les courbes de chargement en surface ont une allure hyperbolique ce qui permet de les ajuster par une fonction hyperbolique (Figure 3.15) telle que :

$$H = \frac{Y_0}{a + bY_0} \quad (174)$$

$$\lim_{Y_0 \rightarrow \infty} H = H_u = \frac{1}{b} \Rightarrow b = \frac{1}{H_u} \quad (175)$$

$$\left. \frac{\partial H}{\partial Y_0} \right|_{Y_0=0} = K_{H_0} = \frac{1}{a} \Rightarrow a = \frac{1}{K_{H_0}} \quad (176)$$

$$H = \frac{Y_0}{\frac{1}{K_{H_0}} + \frac{Y_0}{H_u}} \quad (177)$$

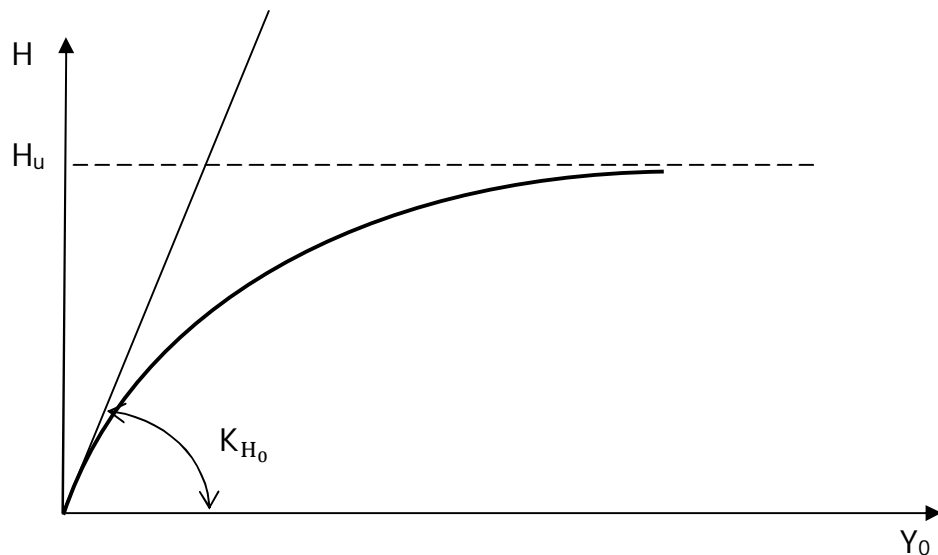


Figure 3.15 : Allure hyperbolique de la courbe de chargement en tête du pieu

Avec :

H<sub>u</sub> : La charge latérale limite (capacité portante latérale du pieu).

$K_{H_0}$  : La raideur latérale initiale.

On constate clairement qu'à partir de la valeur  $10^{-1}$  de la rigidité relative  $K_r$ , les courbes de chargement ( $H = f(Y_0)$ ) se superposent. Il s'agit de seuil de rigidité des pieux (pieux rigides), en d'autres termes ; toute augmentation de la rigidité relative au-delà de cette valeur seuil, n'a aucun effet sur la réponse de pieu vis-à-vis de chargement latérale en tête.

A titre d'exemple, La Figure 3.19 montre la diminution du déplacement latéral en surface  $Y_0$  en fonction de la rigidité relative  $K_r$  pour une charge latérale fixée à  $H = 846$  kN, argile de consistance moyenne avec un élancement  $D/B = 20$ .

#### ii. Effet de l'élancement

L'effet de l'élancement du pieu a été étudié pour différentes valeurs de  $K_r$  comme illustré aux Figures 3.20, 3.21, 3.22 et 3.23. On constate que pour une force latérale fixe, l'augmentation de l'élancement se traduit par une diminution de déplacement latéral du pieu. Il s'agit donc d'un effet favorable pour la stabilité du système pieu/sol.

La Figure 3.24 montre la diminution de déplacement de pieu en surface  $Y_0$  en fonction de l'élancement  $D/B$  dans le cas d'un sable lâche avec une rigidité relative  $K_r = 1$ , et ceci pour une force latérale  $H = 636$  kN.

### 3.3.3.2. Profils de moment fléchissant

#### i. Effet de la rigidité relative

A titre d'exemple, nous présentons les résultats sous forme graphique à la Figure 3.25 pour un pieu élancé de  $D/B = 20$ , ancré dans un sable lâche ( $\varphi = 30^\circ$ ), avec une force horizontale en tête qui vaut  $H = 2050$  kN.

On constate que pour chaque profondeur  $z$  donnée, le moment fléchissant  $M(z)$  augmente en augmentant la rigidité relative  $k_R$  jusqu'à la valeur  $k_R = 0,1$ . Au-delà de cette valeur, le profil de moment fléchissant ne subit aucune variation et les courbes deviennent superposées. C'est le seuil de rigidité des pieux.

On constat également que la position du moment maximum, n'est pas fixe mais elle s'éloigne de la surface du sol avec l'augmentation de la rigidité relative.

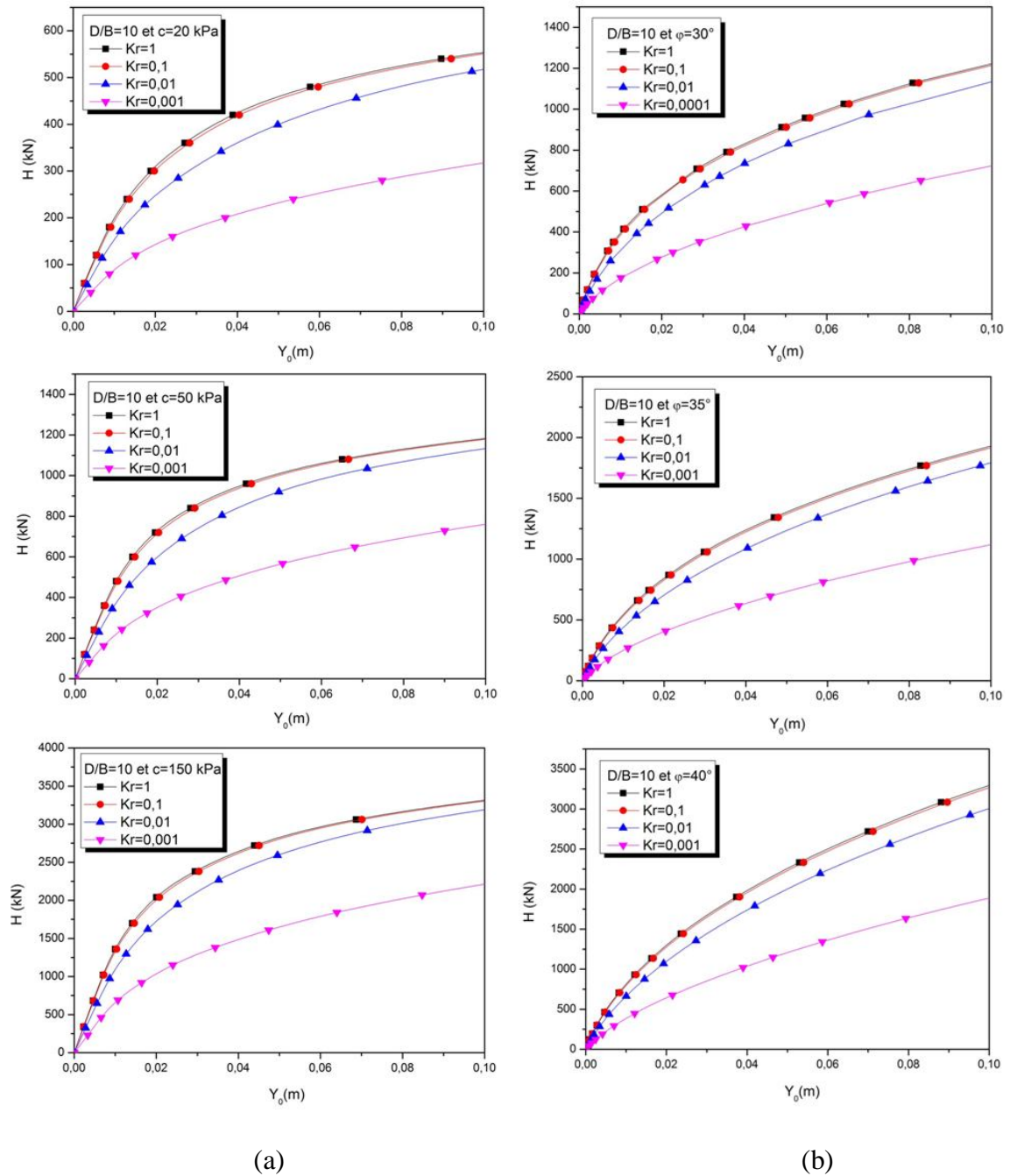
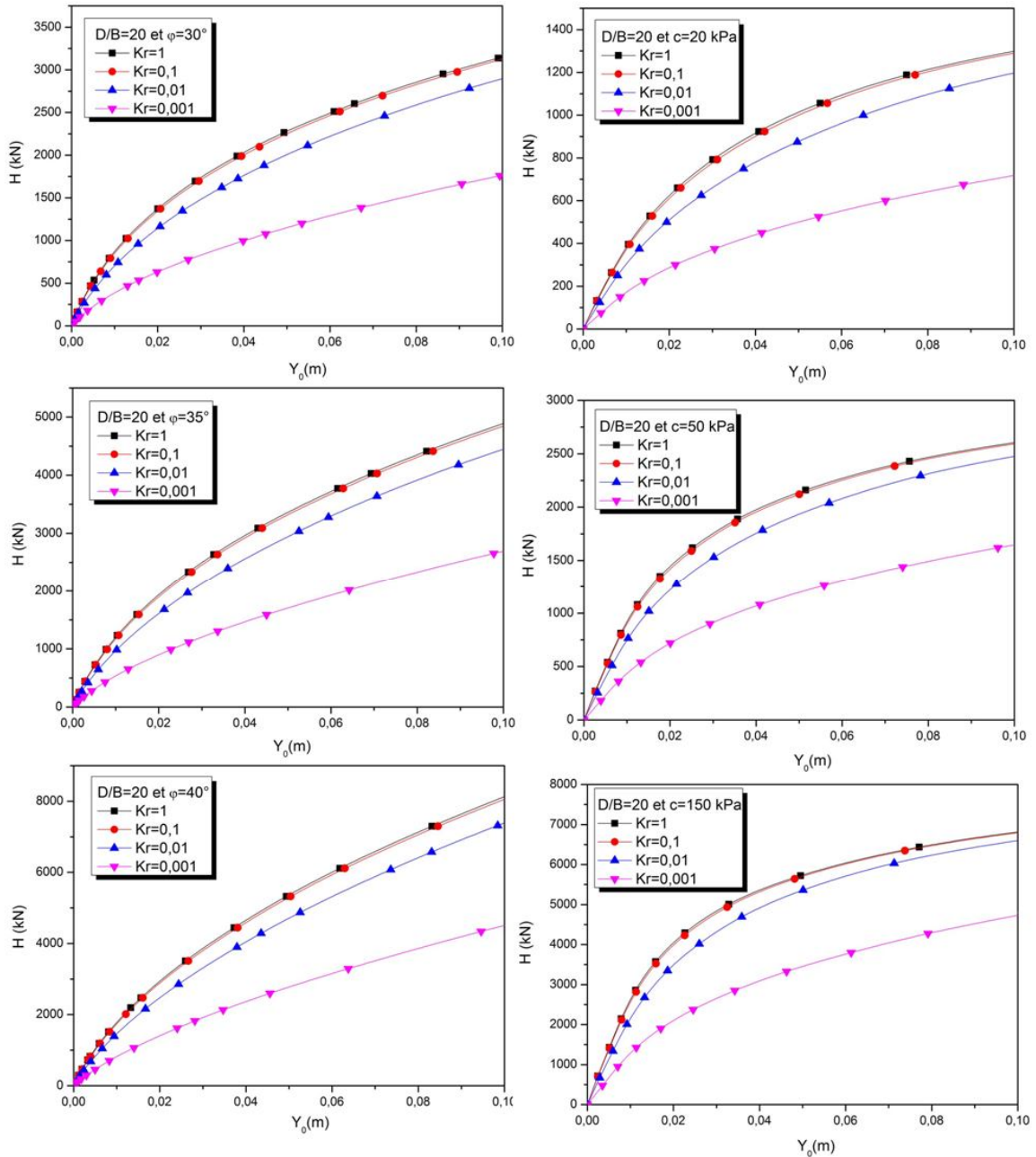


Figure 3.16 : Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu élancé de  $D/B = 10$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)





(a)

(b)

Figure 3.17 : Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu élargi de  $D/B = 20$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

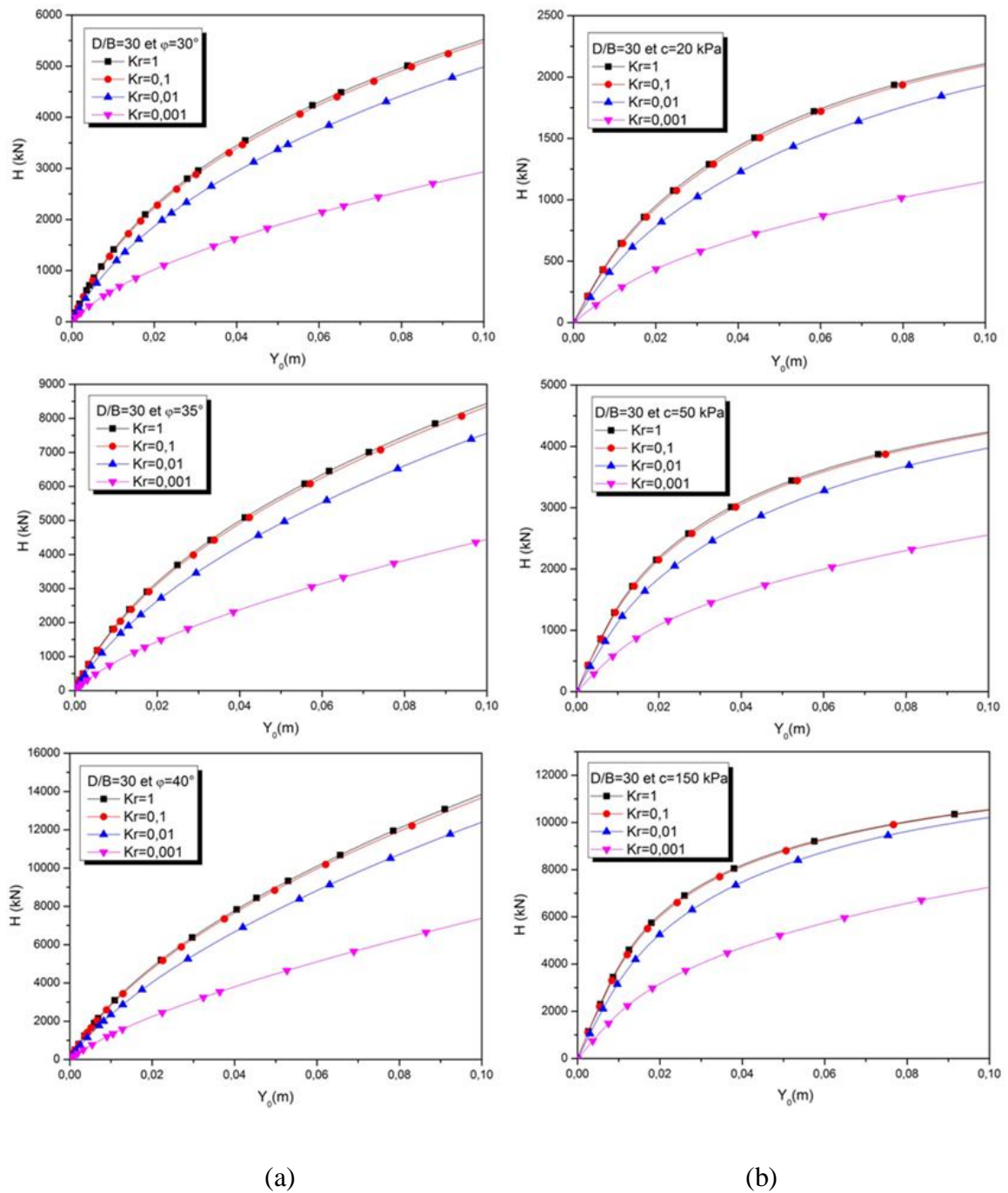


Figure 3.18 : Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu élargé de  $D/B = 30$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

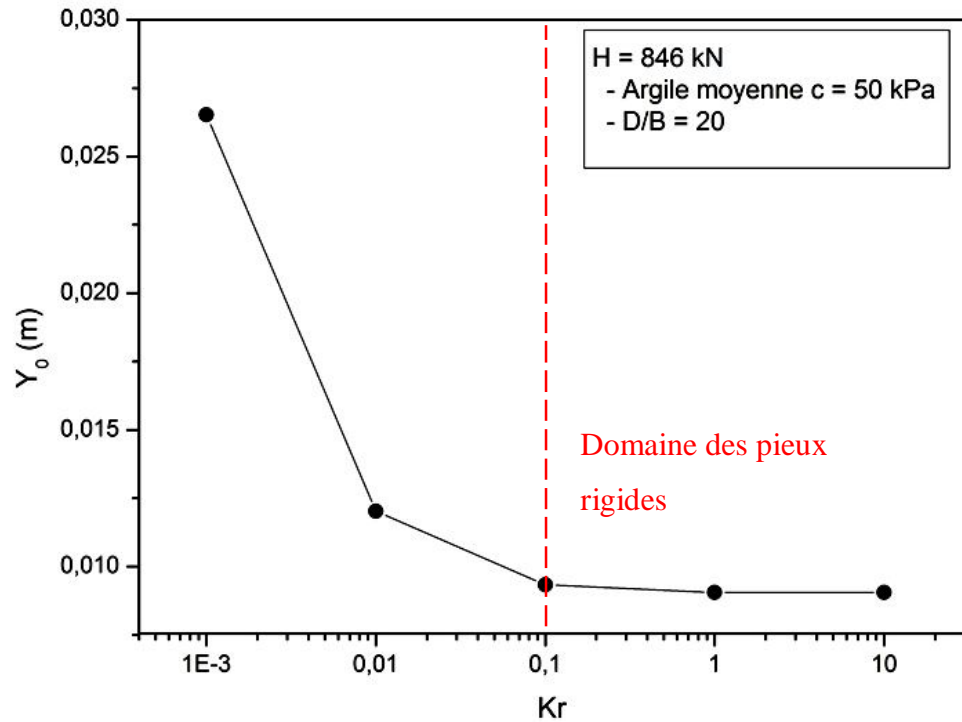


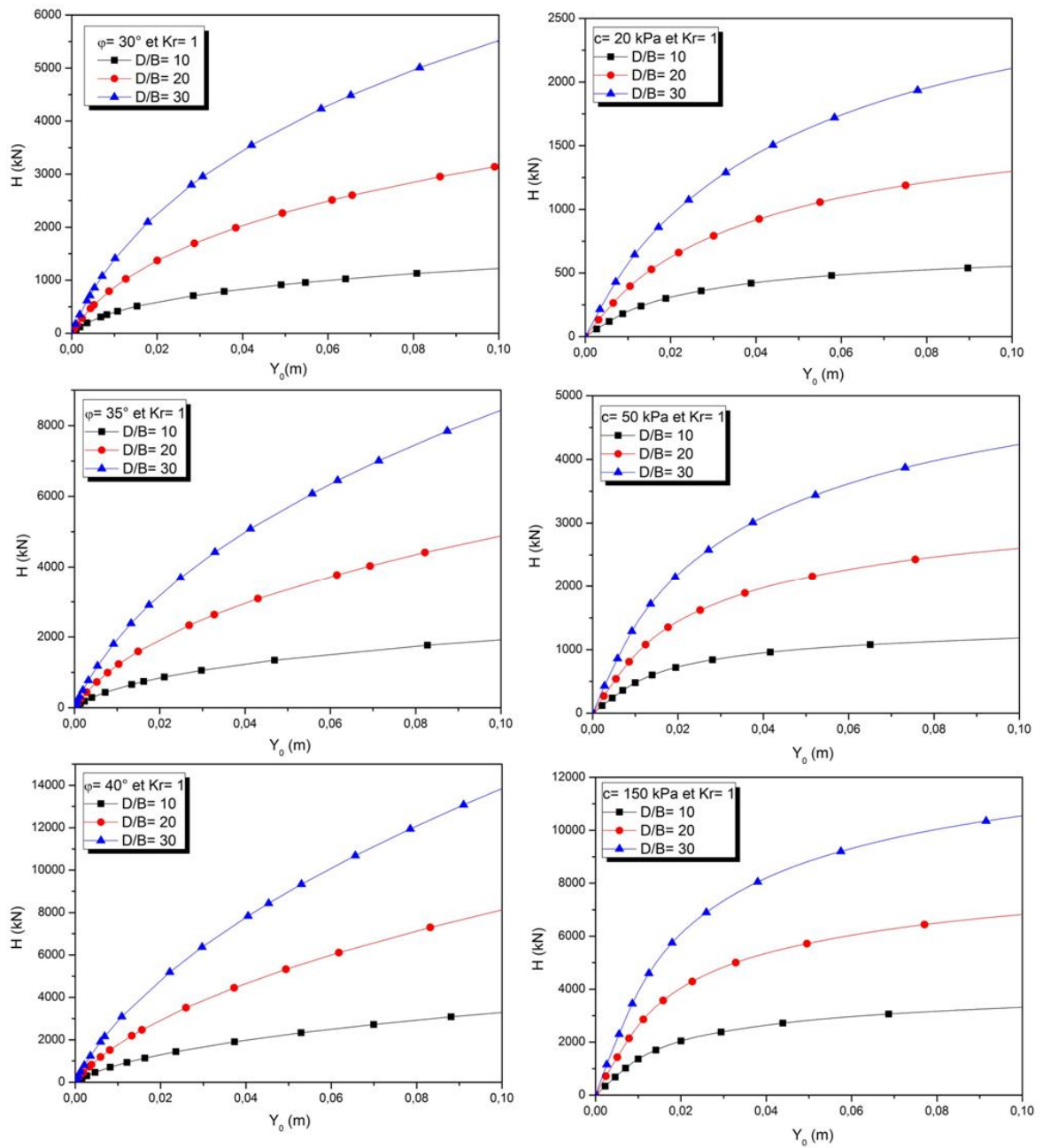
Figure 3.19 : Variation du déplacement en surface en fonction de la rigidité relative

ii. Effet de l'élanement

Nous présentons les résultats sous forme graphique à la Figure 3.25, pour le cas d'un pieu ancré dans une argile moyenne ( $c = 50$  kPa) avec une rigidité relative  $K_R = 1$ .

On constate clairement que pour chaque profondeur  $z/D$  donné, le moment fléchissant est proportionnel à l'élanement  $D/B$ , alors l'élanement fait augmenter la résistance latérale du sol. Il s'agit donc d'un effet favorable pour la stabilité du système pieu/sol.

On constate également que la position de moment maximum ainsi que la position où le moment fléchissant s'annule est presque fixe pour les différents valeurs d'élanement  $D/B$ .



(a)

(b)

Figure 3.20 : Effet de l'élanement sur les courbes de chargement en tête du pieu avec une rigidité relative  $K_R = 1$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

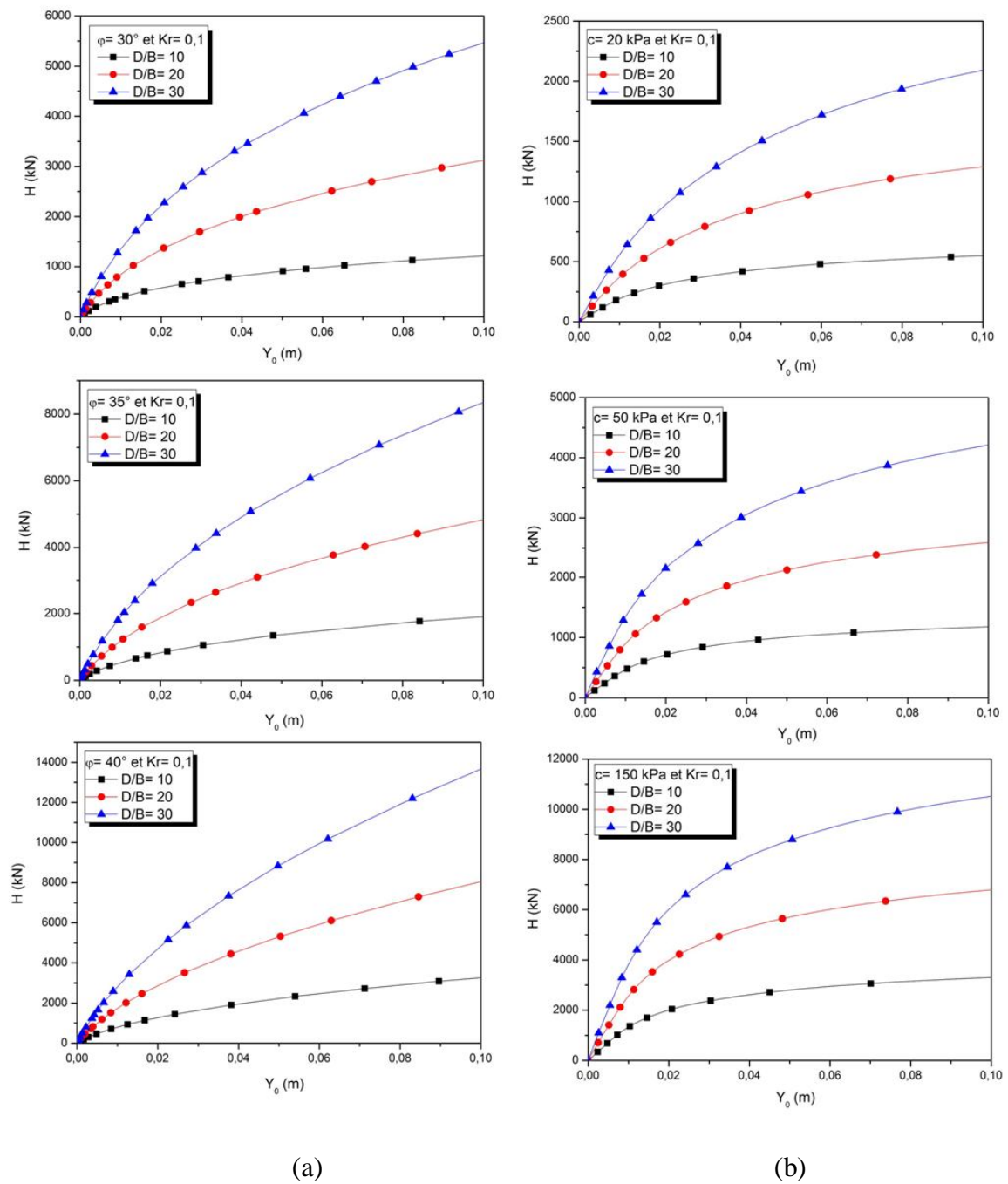


Figure 3.21 : Effet de l'élançement sur les courbes de chargement en tête du pieu avec une rigidité relative  $K_R = 0,1$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

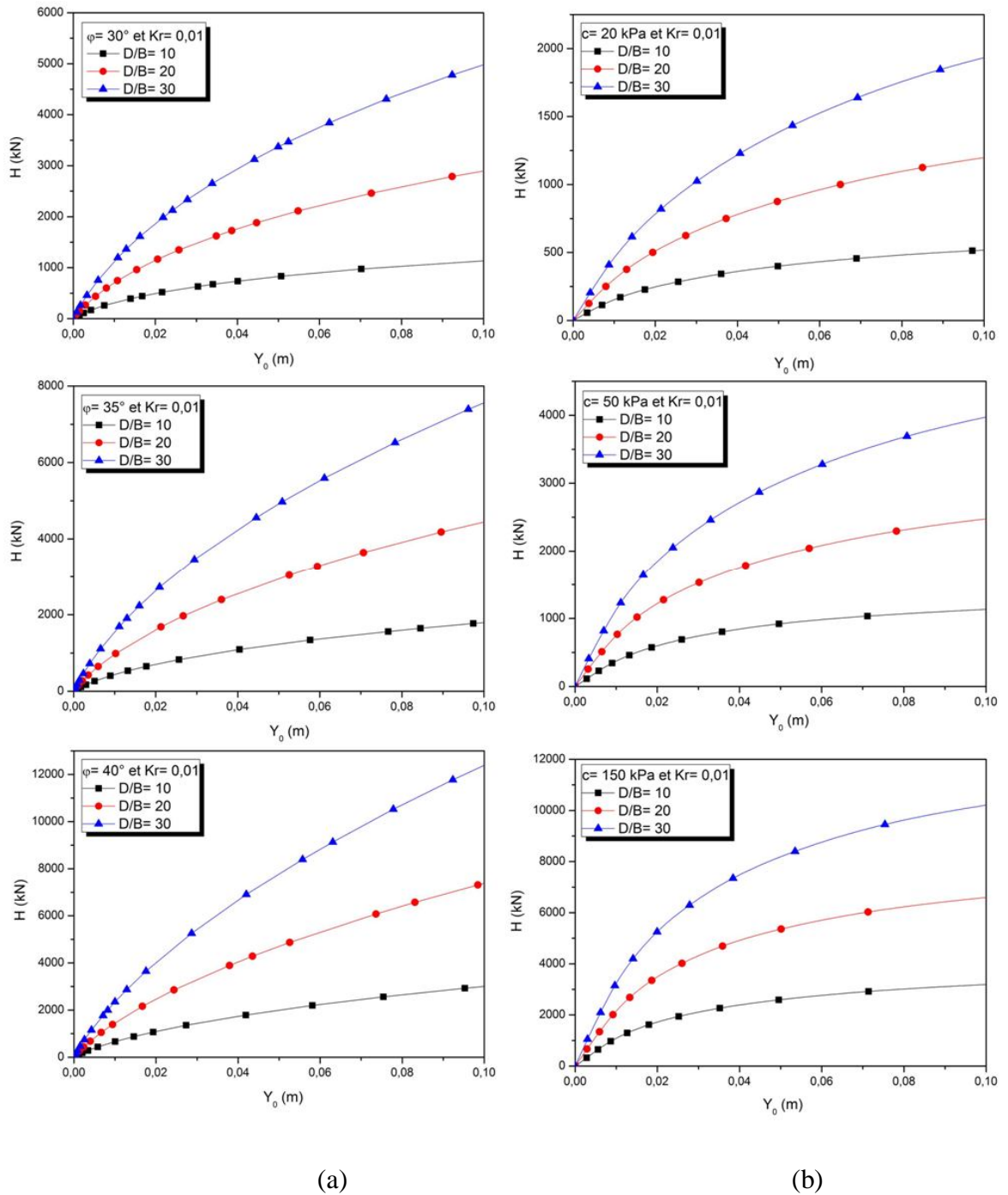


Figure 3.22 : Effet de l'élançement sur les courbes de chargement en tête du pieu avec une rigidité relative  $K_R = 0,01$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

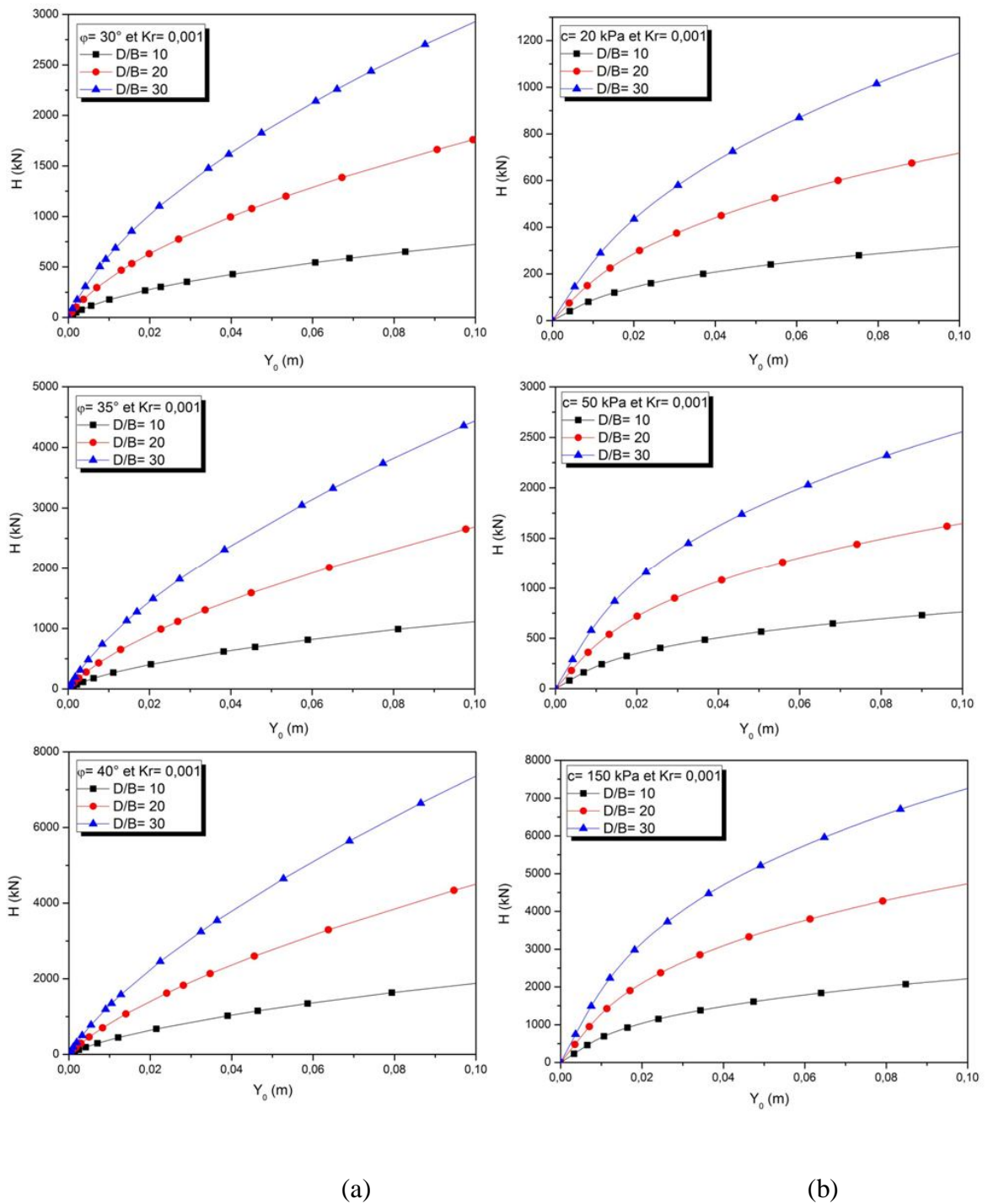


Figure 3.23 : Effet de l'élançement sur les courbes de chargement en tête du pieu avec une rigidité relative  $K_R = 0,001$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

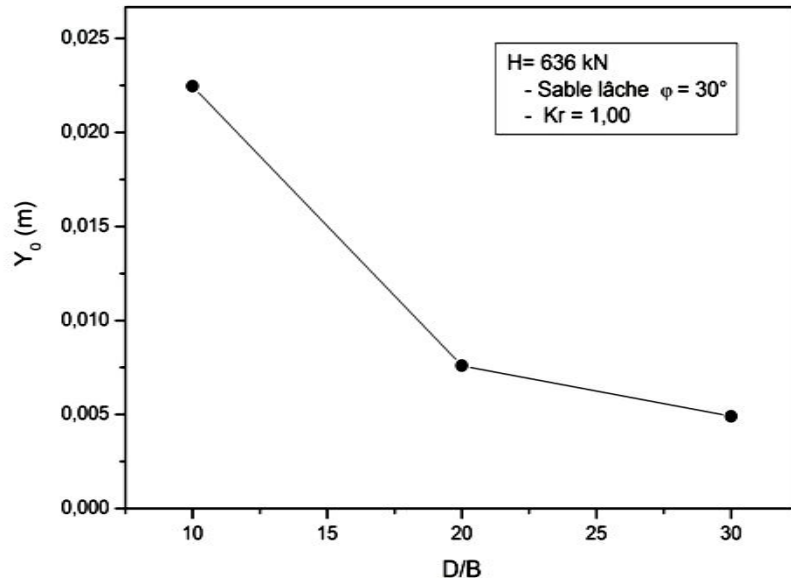


Figure 3.24 : Variation de déplacement en surface en fonction de l'élancement D/B

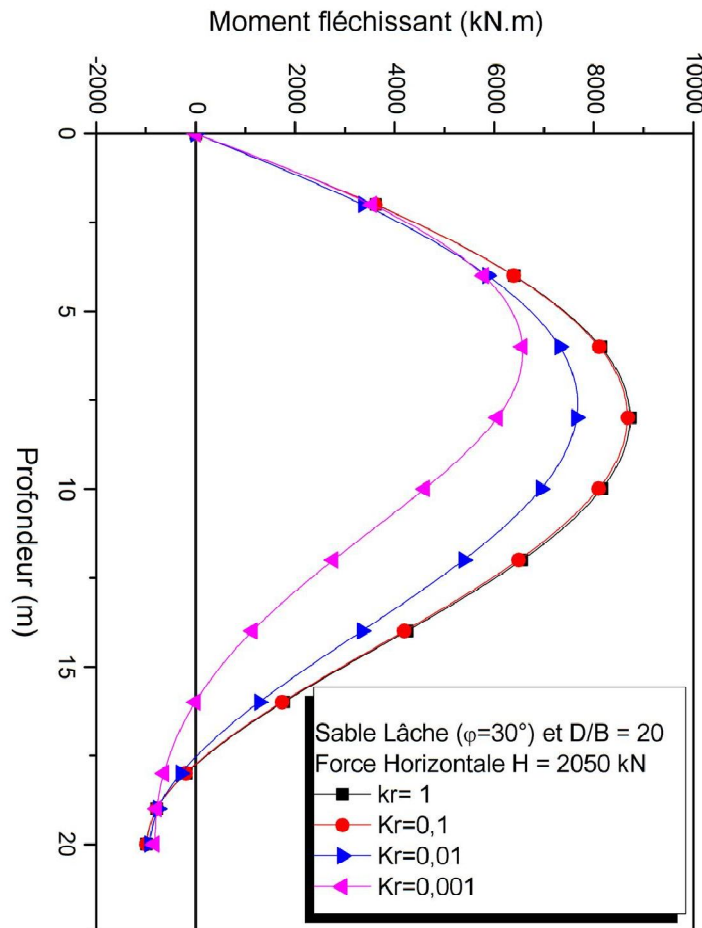


Figure 3.25 : Effet de la rigidité relative sur le moment fléchissant



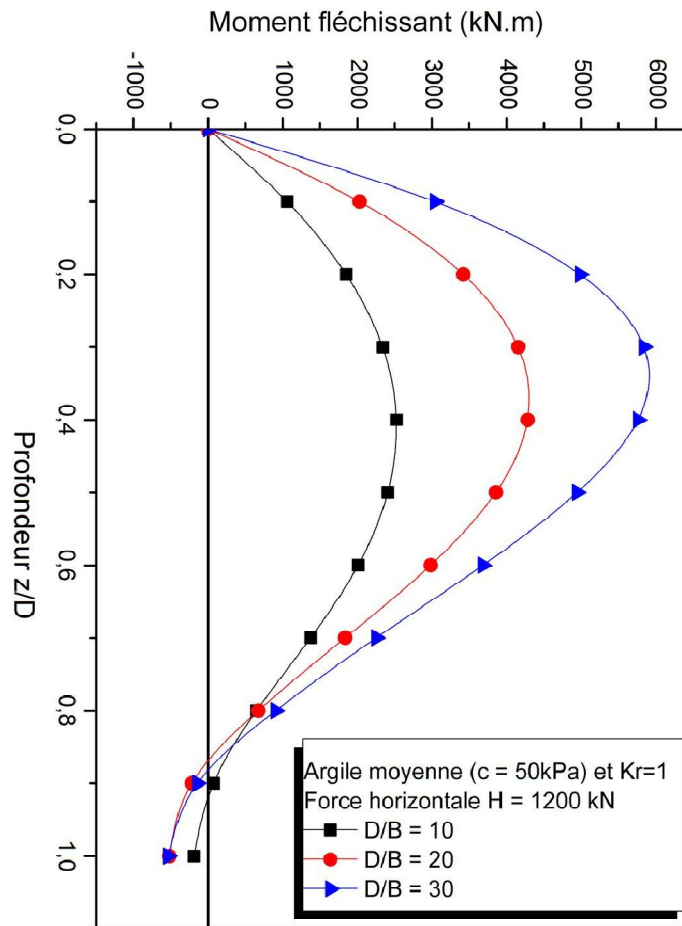


Figure 3.26 : Effet de l'élancement sur le moment fléchissant

### 3.3.4. Construction des courbes de réaction latérale P-Y

#### 3.3.4.1. Principe et méthodologie de construction

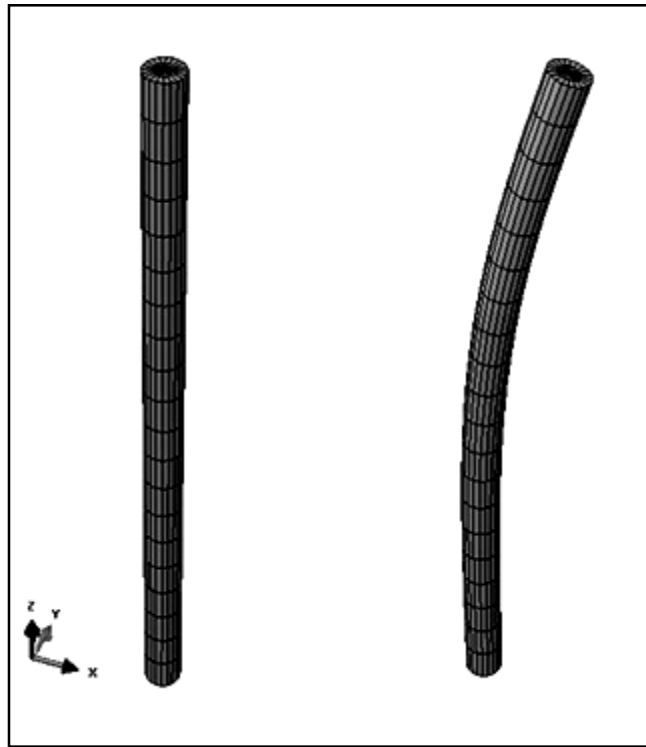
La construction des courbes de réaction latérale P-Y à partir des résultats tirés du logiciel ABAQUS nécessite la détermination des profils de déplacement latéral du pieu et de la réaction latérale du sol, en fonction de la profondeur.

Le profil de déplacement latéral en fonction de la profondeur  $Y = f(z)$  a été tiré directement à partir des déplacements nodaux le long du fût du pieu. La Figure 3.27 montre la déflexion de pieu modélisé avant et après chargement.

La réaction latérale du sol  $P$  qui a la dimension d'une charge répartie le long du pieu a été calculée indirectement pour chaque section du pieu à partir des contraintes tangentielles  $\tau_{xz,i}$  de chaque élément finis  $i$  de la section considérée :

D'autre part, le profil de réaction latérale  $P = f(z)$  a été déduit indirectement à partir de profil de l'effort tranchant  $T = f(z)$ , en se basant sur la relation entre la réaction latérale du sol  $P$  et l'effort tranchant  $T$  :

$$P = - \frac{dT}{dz} \quad (178)$$



La Figure 3.27 : Déflexion de pieu modélisé avant et après chargement

L'effort tranchant dans chaque section horizontale de pieu a été calculé en faisant la multiplication de la contrainte de cisaillement  $\tau_{xz,i}$  de chaque élément  $i$  par sa surface  $A_i$ . (Figure 3.28) Telle que :

$$T = \sum_{i=1}^n \tau_{xz,i} \cdot A_i \quad (177)$$

La contrainte de cisaillement  $\tau_{xz,i}$  pour un élément  $i$  est calculée dans des points appelés les points d'intégration. Ces points sont au nombre de deux pour chaque élément dans notre cas. Un de ces points est au centre de la face supérieure tandis que le deuxième point se trouve dans le centre de la face inférieure de l'élément  $i$ .

La Figure 3.29 montre le nombre et la position des points d'intégration selon l'élément fini utilisé

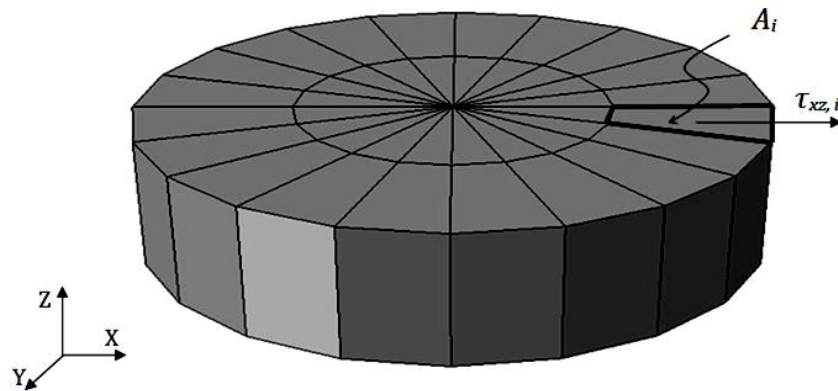


Figure 3.28 : Coupe montrant la contrainte tangentielle dans la direction du chargement, pour un élément fini  $i$

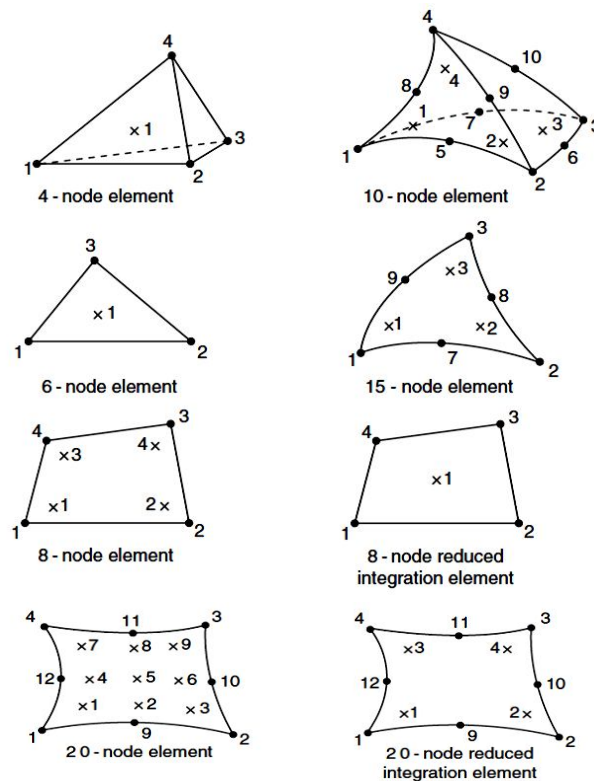


Figure 3.29 : Nombre et position des points d'intégration selon l'élément fini

A titre d'exemple, les Figures 3.30 et 3.31 montrent les profils de moment fléchissant, de l'effort tranchant, de la réaction latérale du sol, de déplacement latéral du pieu ainsi que les courbes de réaction latérale  $P$ - $Y$  pour deux cas différents :

	Sol	Elancement D/B	Rigidité relative $K_R$
Cas 1	Sable lâche	10	0,01
Cas 2	Argile raide	30	1

Le reste des cas étudiés est récapitulé sous forme de fiches en annexe A de ce mémoire.

### 3.3.4.2. Technique d'ajustement

On constate que les courbes de réaction latérale  $P$ - $Y$  ont une allure hyperbolique, ce qui permet de les ajuster par une fonction hyperbolique (voir chapitre 2) telle que :

$$P = \frac{Y}{a + bY} \quad (178)$$

$$\lim_{Y \rightarrow \infty} P = P_u = \frac{1}{b} \Rightarrow b = \frac{1}{P_u} \quad (179)$$

$$\left. \frac{\partial P}{\partial Y} \right|_{Y=0} = E_{ti} = \frac{1}{a} \Rightarrow a = \frac{1}{E_{ti}} \quad (180)$$

$$\Rightarrow P = \frac{Y}{\frac{1}{E_{ti}} + \frac{Y}{P_u}} \quad (181)$$

$P_u$  étant la réaction latérale ultime du sol et  $E_{ti}$  est le module de réaction latérale initiale.

### 3.3.4.3. Interprétation des courbes P-Y

#### i. Module de réaction initial

L'ajustement des courbes  $P$ - $Y$  a été fait en utilisant le logiciel Origin v8.5 avec un coefficient d'ajustement moyen  $R = 98\%$ . A titre d'exemple, La Figure 3.32 présente la variation du module de réaction initial  $E_{ti}$  en fonction de la profondeur  $z$  pour les différentes valeurs de rigidité relative  $K_R$  considérées pour le cas d'un pieu d'un élancement  $D/B = 10$  fiché dans un sable lâche ( $\varphi = 30^\circ$ ). Le reste des profils est regroupé en annexe B.

On constate que lorsque la rigidité relative  $K_R$  est supérieure à  $10^{-3}$  ( $K_R > 10^{-3}$ ), le module de réaction initial  $E_{ti}$  à chaque profondeur  $z$  est presque constant dans la partie supérieure du pieu (au-dessus de centre de pression) ; au voisinage de centre de pression, le module de réaction initial présente des valeurs très perturbées, car c'est la zone de très faibles déplacements et pressions dont le rapport  $P(z)/Y(z)$  n'est plus significatif. En dessous de cette zone le module de réaction initial retrouve son allure presque constante de la zone supérieure.

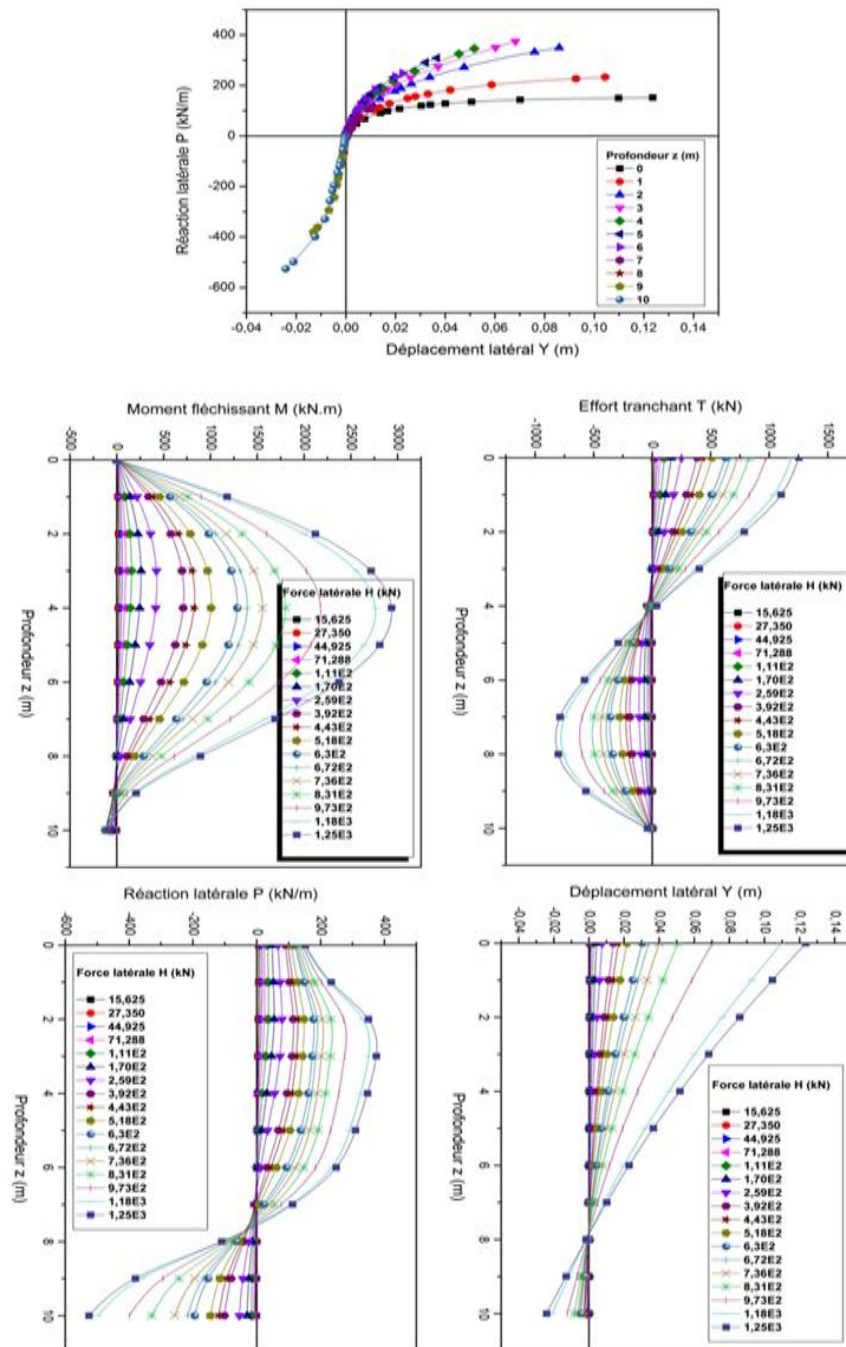


Figure 3.30 : Diagrammes relatifs à Sable lâche,  $D/B = 10$ , et  $K_R = 0,01$

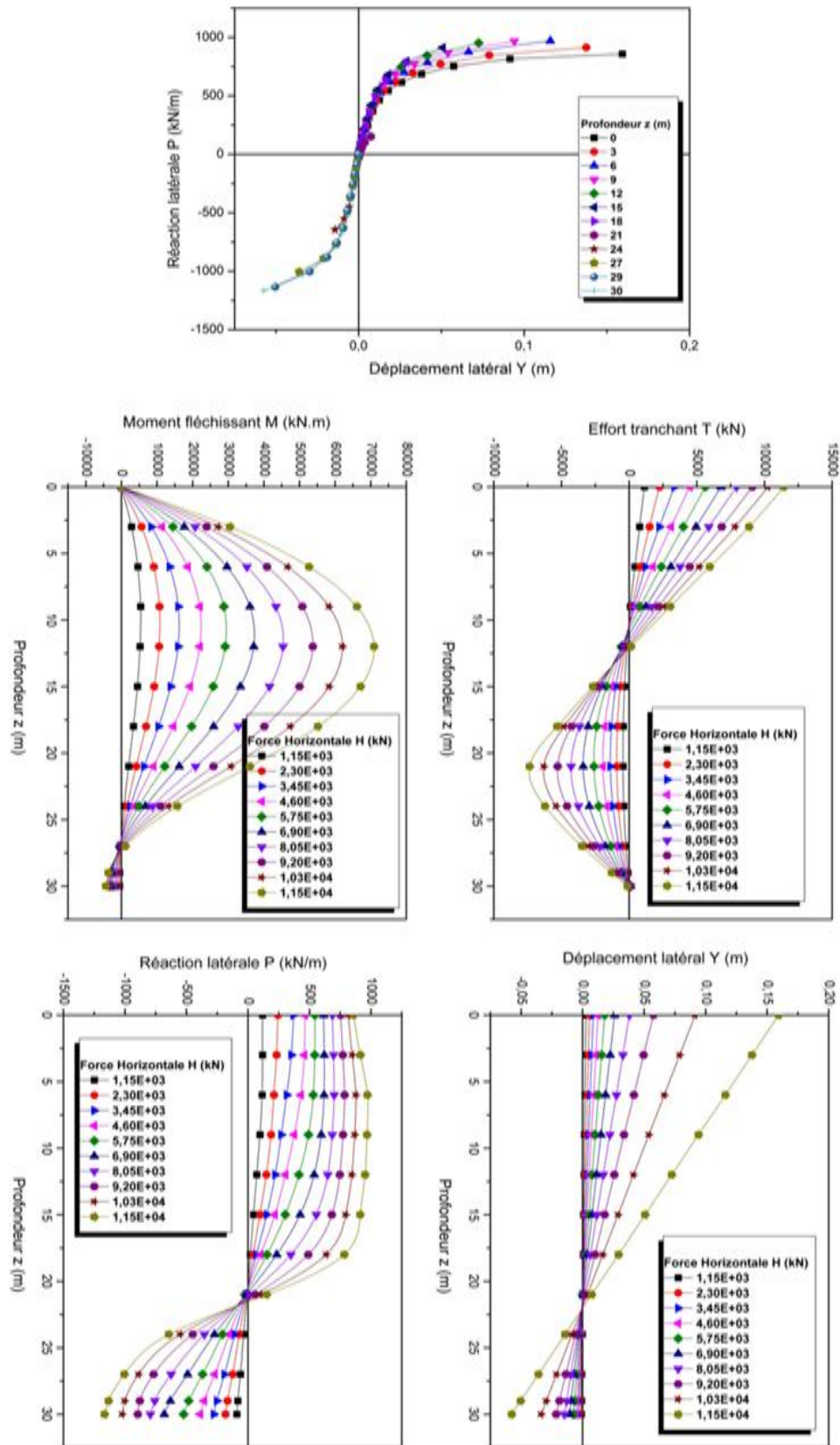


Figure 3.31 : Diagrammes relatifs à Argile raide, D/B = 30, et  $K_R = 1$

Par contre, si la rigidité relative  $K_R$  est inférieure ou égale à  $10^{-3}$  ( $K_R \leq 10^{-3}$ ), le module de réaction initial  $E_{ii}$  est constant jusqu'à la profondeur correspondante au centre de pression, mais en dessous de cette profondeur, il présente des valeurs très perturbées car les déplacements du pieu dans cette zone sont très faibles. On constate également que la position du centre de pression est plus basse lorsque le pieu devient plus rigide. La Figure 3.33 présente les profils de déplacement et réaction latérale en fonction de la profondeur pour le cas d'un pieu d'un élancement  $D/B = 10$  fiché dans un sable lâche ( $\varphi = 30^\circ$ ), une fois avec une rigidité relative  $K_R = 1 (> 10^{-3})$  (a) et une autre fois avec une rigidité relative  $K_R = 10^{-3}$  (b).

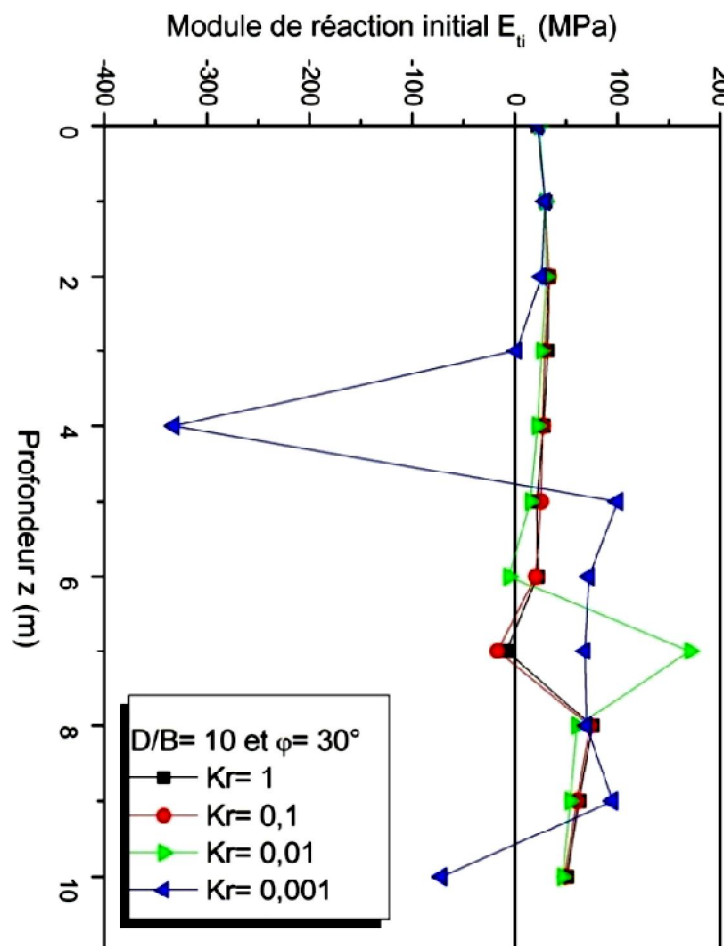
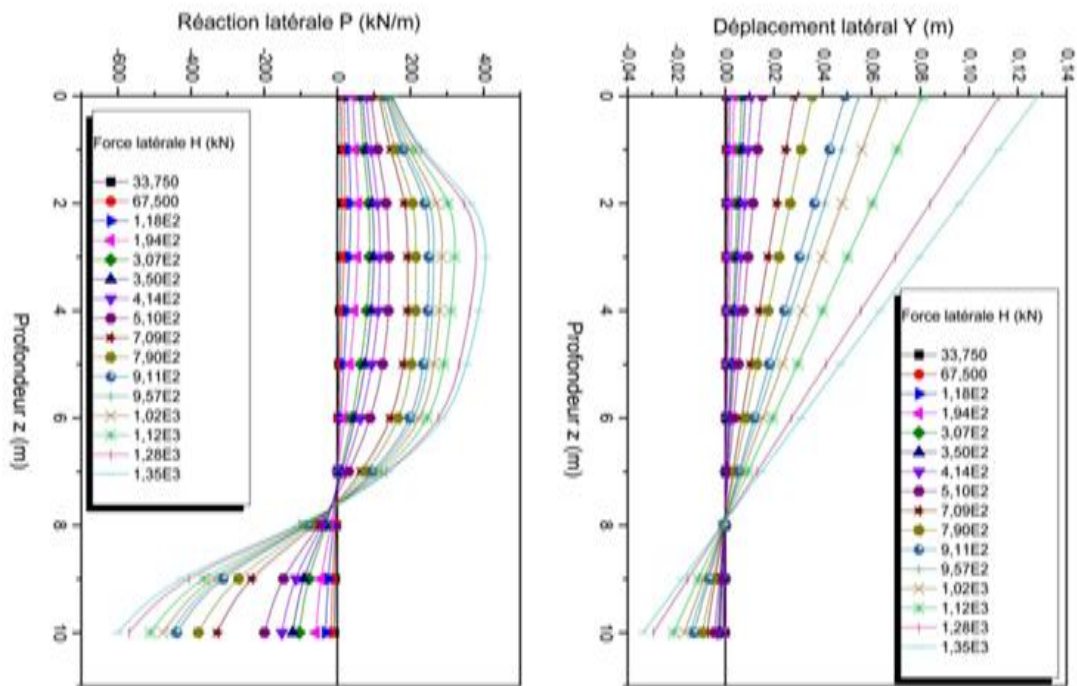
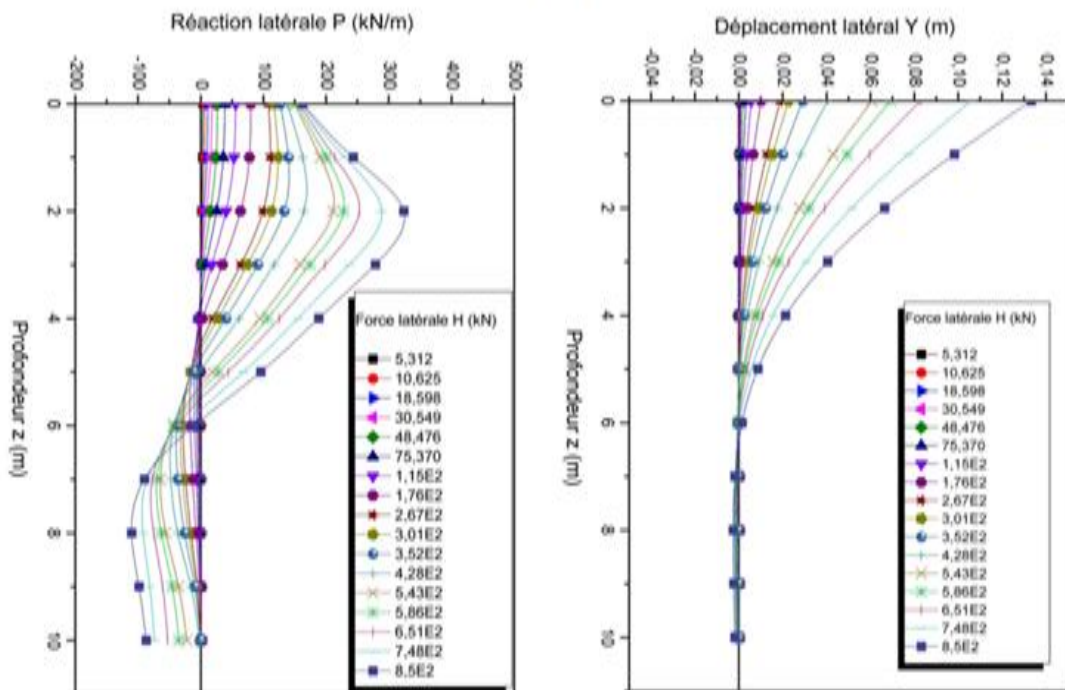


Figure 3.32 : Variation du module de réaction initial en fonction de la profondeur



(a)



(b)

Figure 3.33 : Diagrammes de réaction latérale du sol et de déplacement latéral du pieu,  
 $K_R > 10^{-3}$  (a),  $K_R \leq 10^{-3}$  (b)



ii. Résistance latérale du sol

La réaction latérale ultime  $P_u$  est positive au dessus de la profondeur  $z_P$  correspondante au centre de pression, et négative en dessous de cette profondeur. Si on prend la réaction latérale ultime  $P_u$  avec valeur absolue, on trouve que cette dernière croît d'une manière linéaire avec la profondeur à partir d'une certaine valeur en surface. La Figure 3.34 présente cette approche pour un pieu d'un élancement  $D/B = 20$ , une rigidité relative  $K_R = 1$  fiché dans une argile raide ( $c = 150$  kPa), le reste des profils est regroupé en annexe C. Il a été constaté un certain effet de la rigidité relative  $K_R$  sur la variation de la résistance latérale du sol  $P_u$  en fonction de la profondeur  $z$  (Figure 3.35), et ceci quelque soit le type du sol. Ainsi à chaque profondeur  $z$ , on constate que  $P_u$  augmente légèrement avec  $K_R$  : le sol autour d'un pieu court et rigide présente une résistance latérale plus grande que dans le cas d'un pieu souple.

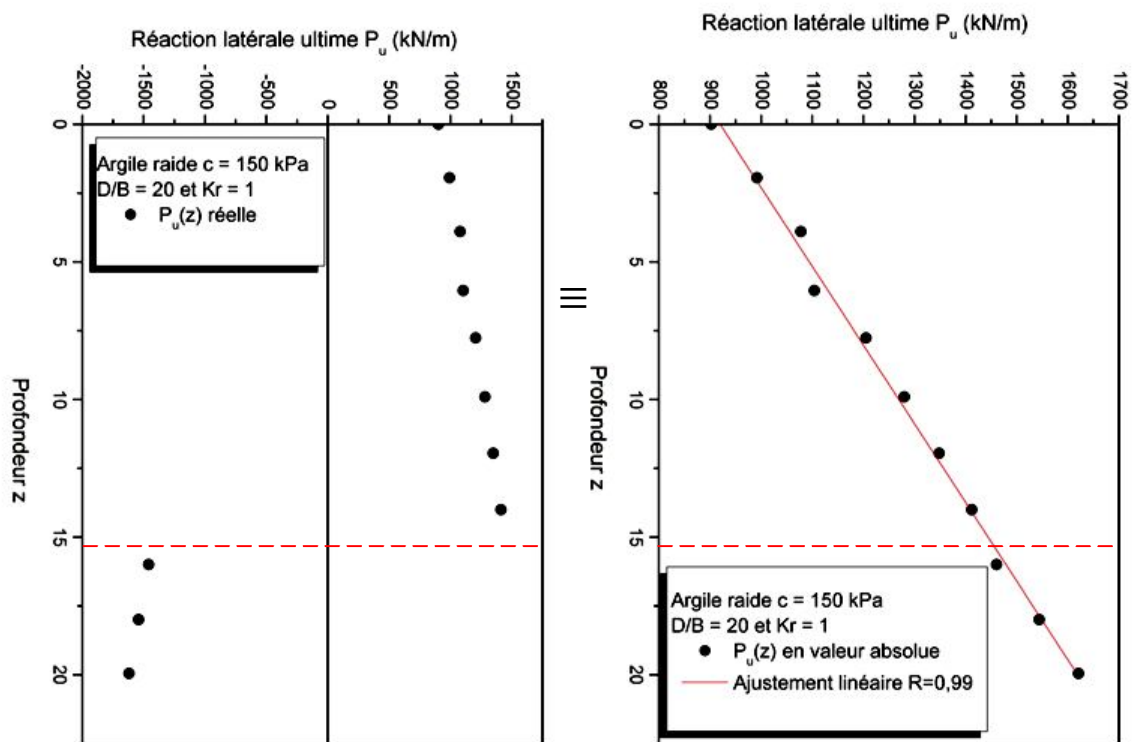


Figure 3.34: Profil de la résistance du sol et approche considérée

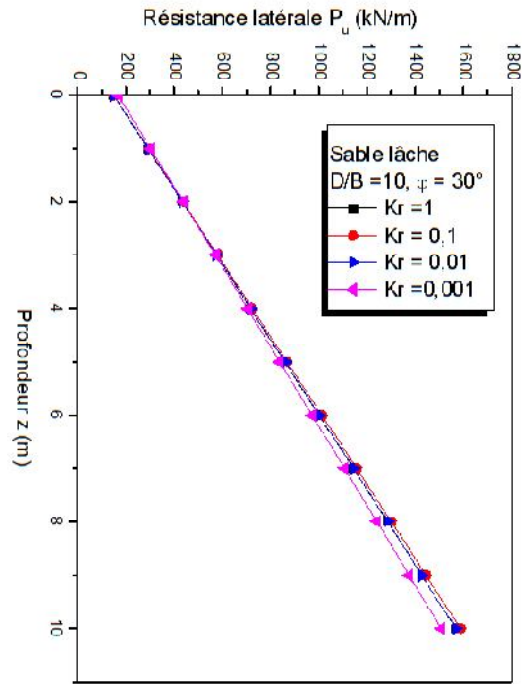


Figure 3.35: Effet de la rigidité relative sur la résistance du sol

A titre d'exemple, l'effet de l'élanement  $D/B$  sur la résistance latérale du sol  $p_u(z)$  est illustré à la Figure 3.36. Pour le cas d'une argile moyennement compacte ( $c = 50\text{kPa}$ ), on constate que la résistance latérale du sol  $P_u$  varie très peu avec l'élanement du pieu. En revanche l'effet de la densité du sable ou de la consistance de l'argile a été jugé considérable sur la résistance latérale du sol  $P_u(z)$ . L'augmentation de la densité (ou la consistance) du sol se traduit par une augmentation de la résistance latérale  $P_u(z)$  de ce dernier Figure 3.37.

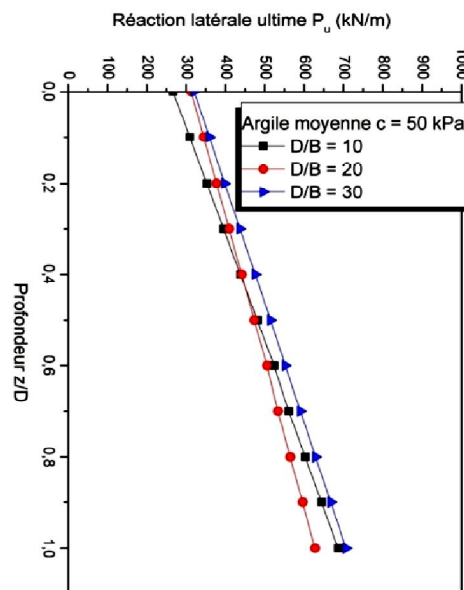


Figure 3.36 : Effet de la rigidité relative sur la résistance du sol

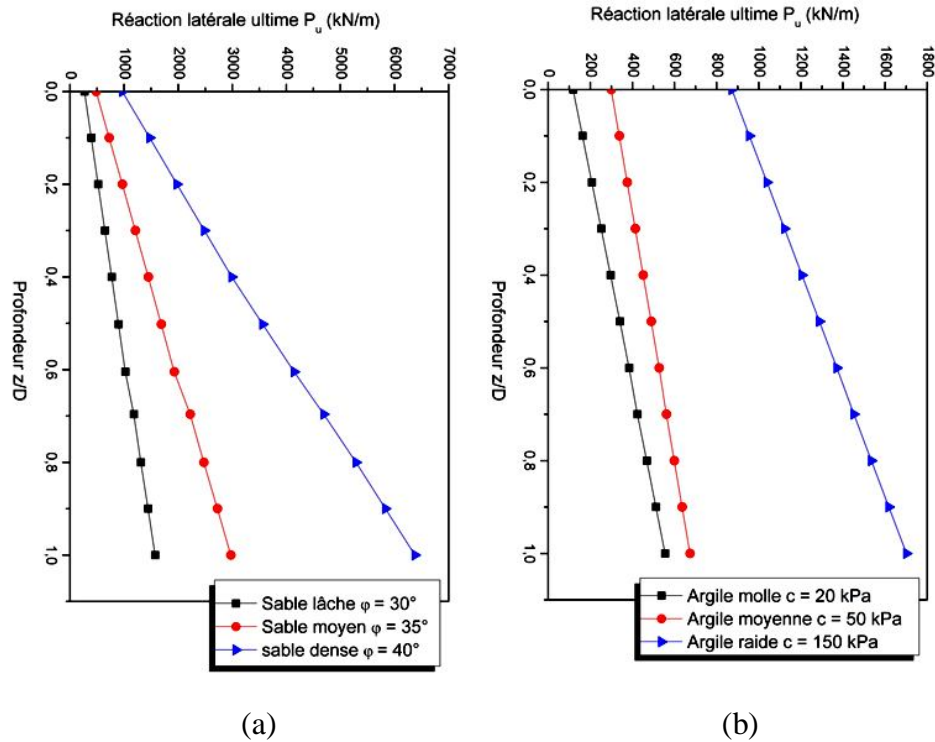


Figure 3.37 : Résistance latérale du sol en fonction de la nature du sol, sols sableux (a), sols argileux (b)

#### 3.3.4.4. Formulation des paramètres de la courbe P-Y

##### i. Le nombre modulaire

Le nombre modulaire  $K_E$  est défini comme étant le rapport du module de réaction latérale initial  $E_{ti}$  au module d'Young du sol  $E$ .

$$K_E = \frac{E_{ti}}{E} \quad (182)$$

Dans le Tableau 3.3, nous avons présenté à titre d'exemple les résultats donnant le nombre modulaire  $K_E$  pour les différentes rigidités relatives, en cas d'un pieu d'élançement 10 ancré dans un sable dense ( $\phi = 40^\circ$ ). Le reste des résultats est récapitulé sous forme de Tableaux en annexe D.

On remarque que nous avons obtenus des valeurs très voisines pour différentes rigidités relatives et ceci en même profondeur, néanmoins ces valeurs présente une grande perturbation au-delà de la profondeur correspondante au centre de pression  $z_{CP}$ . Cette profondeur est de l'ordre de  $0,5 D$  lorsque la rigidité relative  $K_R$  est supérieure à  $10^{-3}$

( $K_R > 10^{-3}$ ), et est de l'ordre de 0.3 D pour les rigidités relatives inférieure ou égale à  $10^{-3}$  ( $K_R \leq 10^{-3}$ ). Les valeurs correspondant à cette zone ont été éliminées et une valeur moyenne des valeurs restantes est retenue.

Tableau 3.3 : Nombre modulaire  $K_E$ , sable dense  $\phi = 40^\circ$  et  $D/B = 10$

$\frac{z}{D} \backslash K_R$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	0,5097	0,5124	0,5283	0,5165
0,1	0,5133	0,5144	0,5228	0,5024
0,2	0,5460	0,5447	0,5408	0,5016
0,3	0,5772	0,5734	0,5575	0,4682
0,4	0,6900	0,6841	0,6602	-50,8268
0,5	0,7565	0,7398	0,6745	0,0438
0,6	1,1409	1,1312	1,0374	27,9469
0,7	-53,5621	-60,9598	0,6828	2,6435
0,8	5,4130	5,1847	3,9492	2,1549
0,9	3,0136	2,9654	2,5587	1,7326
1	2,2499	2,2120	1,8941	0,0074
$K_E$	0,5793			

En conclusion le nombre modulaire  $K_E$  ne dépend plus de la rigidité relative. En revanche la variation en fonction de l'élanement relative  $D/B$  a été remarquable. Un ajustement par une fonction Puissance s'effectue avec un coefficient d'ajustement moyen qui vaut 94% comme l'indique les Figures 3.38 et 3.39. On constate que le nombre modulaire  $K_E$  est inversement proportionnel à l'élanement  $D/B$  du pieu et à la densité (ou consistance) du sol.

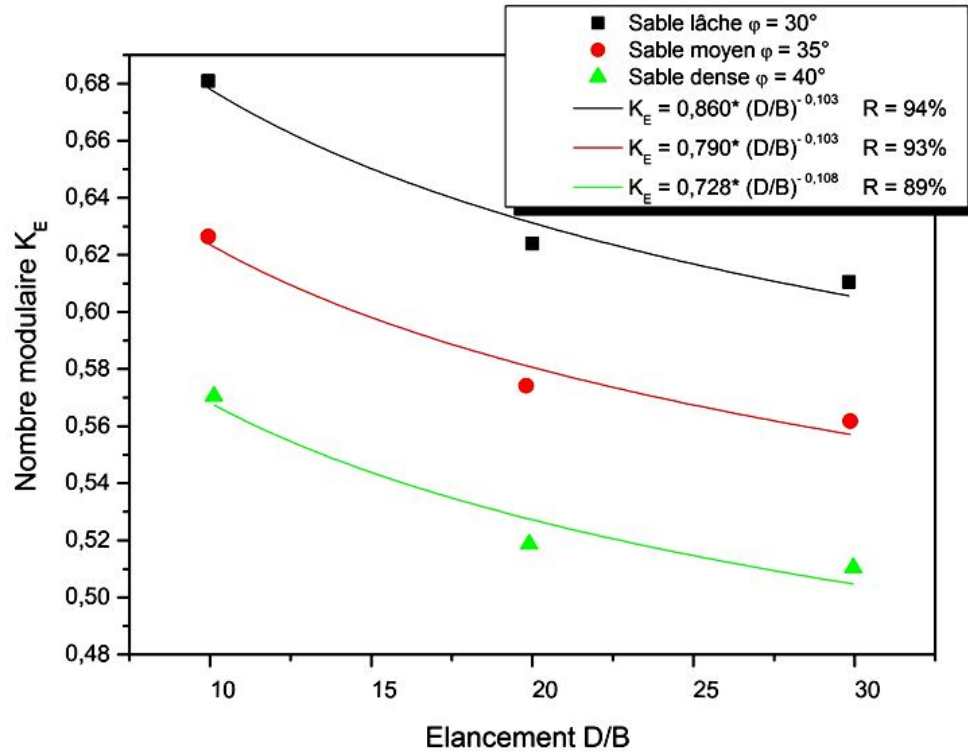


Figure 3.38 : Nombre modulaire pour les sols sableux

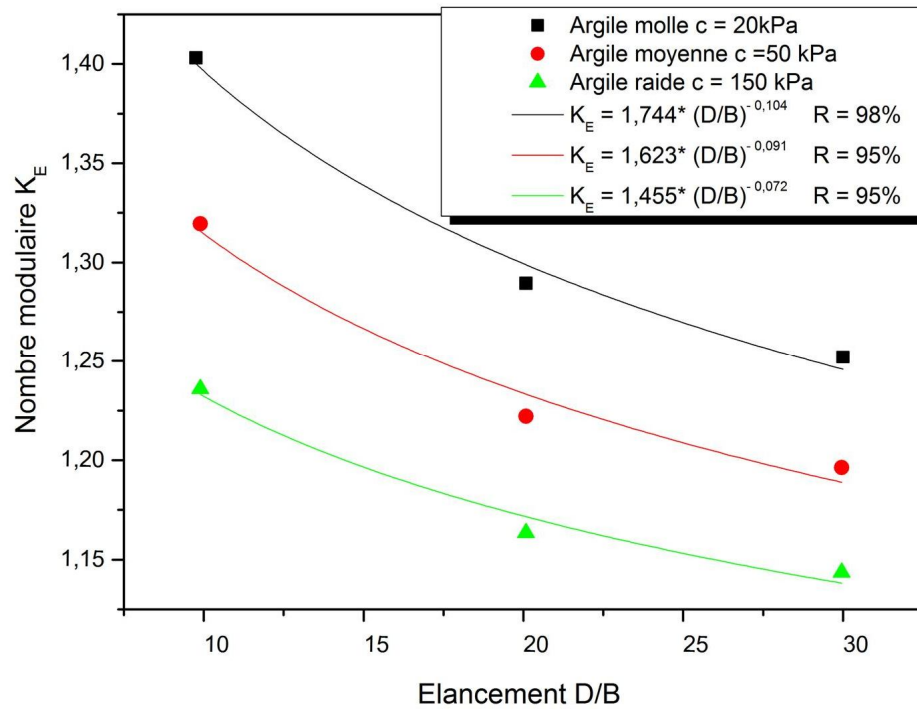


Figure 3.39 : Nombre modulaire pour les sols argileux

Les Figure 3.38 et 3.39 peuvent servir d'abaque pour trouver le nombre modulaire  $K_E$  quelque soit le type du sol, sableux ou argileux, et quelque soit l'élancement  $D/B$ , et calculer ainsi le module de réaction initial  $E_{ti}$  comme suit :

$$E_{ti} = K_E E \quad (183)$$

ii. Coefficient de résistance latérale

Le coefficient de résistance latérale  $K_S$  est un paramètre adimensionnel qui relie la résistance latérale du sol à la contrainte verticale due au poids des terres  $\sigma_{v0}$  à une profondeur donnée. Il est exprimé comme suit :

$$K_S = \frac{P_u}{\gamma z B} = \frac{P_u}{\sigma_{v0} B} \quad (184)$$

Nous avons calculé le coefficient de résistance latérale  $K_S$  sur la base des résultats obtenus (Figure 3.37) qui décrivent les profils de résistance latérale du sol en fonction de la profondeur  $z$ , selon la densité (ou consistance) du sol. Les résultats trouvés sont ajustés par des fonctions exponentielles avec un coefficient d'ajustement moyen de 99% comme le montre la Figure 3.40.

On constate que le coefficient de résistance latérale  $K_S$  est proportionnel à la densité du sol sableux (ou consistance du sol argileux). La Figure - peut servir d'abaque pour trouver le coefficient de résistance latérale  $K_S$  quelque soit le sol, (sableux ou argileux) et quelque soit l'élancement du pieu, et calculer ainsi la résistance latérale du sol comme suit :

$$P_u(z) = K_S \sigma_{v0}(z) B \quad (185)$$

La Figure 3.41 illustre la courbe de réaction latérale P-Y typique proposée.

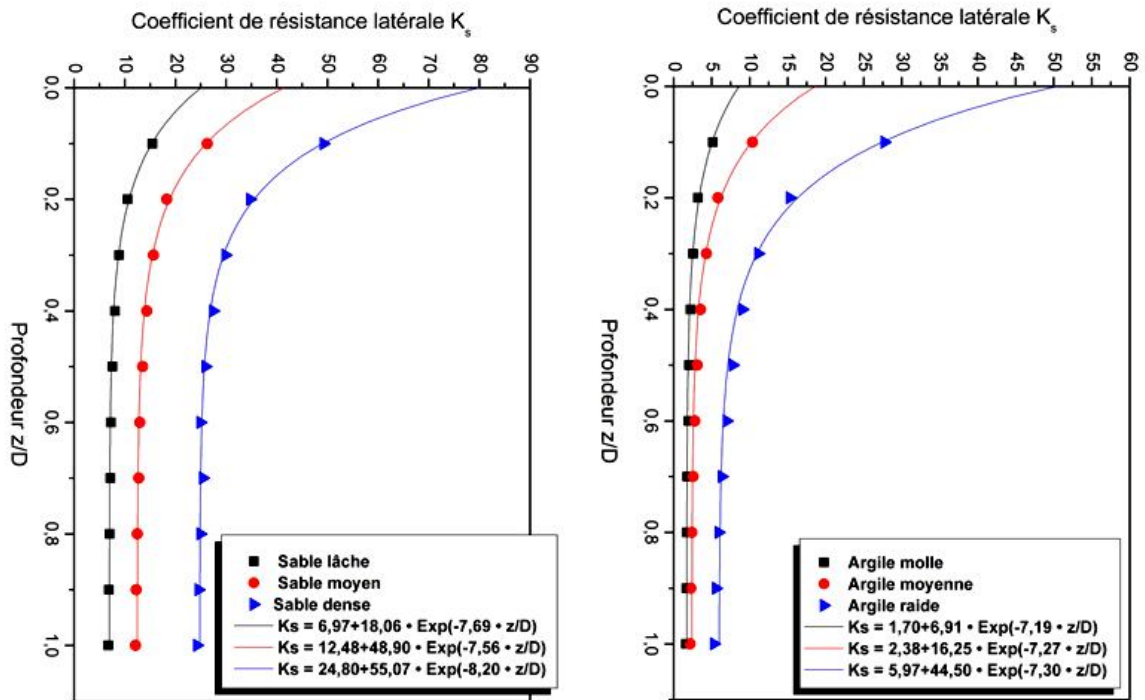


Figure 3.40 : Coefficient de résistance latérale, sols sableux (a), sols argileux (b)

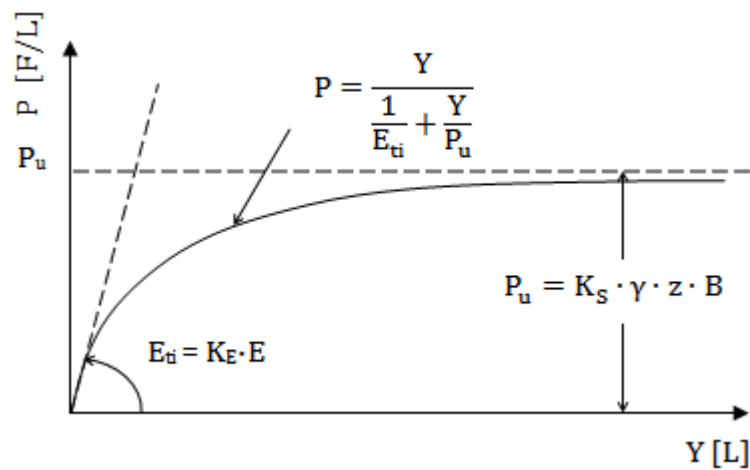


Figure 3.41 : Courbe P-Y typique proposée

### 3.3.5. Présentation des résultats en cas d'un pieu encastré en tête

En pratique, le pieu n'est pas libre en tête, mais il est encastré car il est toujours chapoté par une semelle ou un radier qui empêche la rotation de la tête du pieu sous l'action d'une charge latérale. Le pieu encastré en tête est modélisé avec le logiciel ABAQUS en ajoutant une condition à la tête du pieu, où nous avons empêché la rotation par rapport à l'axe horizontal perpendiculaire à l'axe de la charge latérale appliquée (voir Figure 3.42).

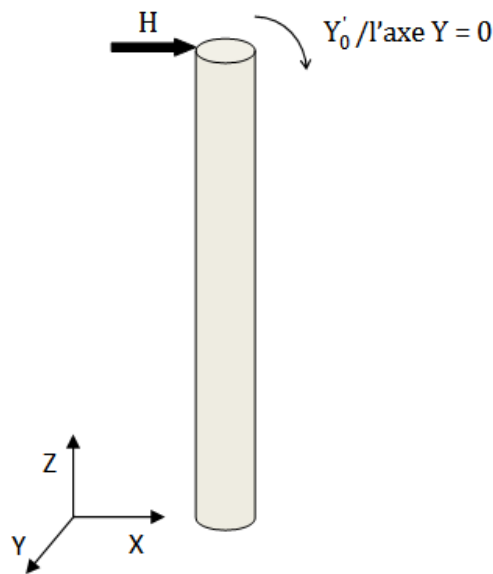


Figure 3.42 : Schéma du pieu encastré en tête

#### 3.3.5.1. Courbe de chargement

L'effet des paramètres : rigidité relative pieu/sol  $K_R$  et élancement du pieu  $D/B$  sur la courbe de chargement d'un pieu encastré en tête est étudié.

##### i. Effet de la rigidité relative

L'effet de la rigidité relative pieu/sol  $K_R$  est présenté sous forme graphique dans les Figure 3.43, 3.44, et 3.45. On constate que pour un effort fixe, l'augmentation de la rigidité relative  $K_R$  se traduit par une diminution de déplacement latérale  $Y_0$ . Au contraire d'un pieu libre en tête, l'influence de la rigidité relative  $K_R$  sur la courbe de chargement va



au delà de la valeur  $K_R = 0,1$ , en d'autres termes, cette valeur ne représente plus un seuil de rigidité pour les pieux encastés en tête. Il est à noter que l'effort nécessaire pour déplacer la tête encastée du pieu de  $0,1 B$  est 1,5 à 2,5 fois plus grand que celui appliqué pour un pieu libre en tête.

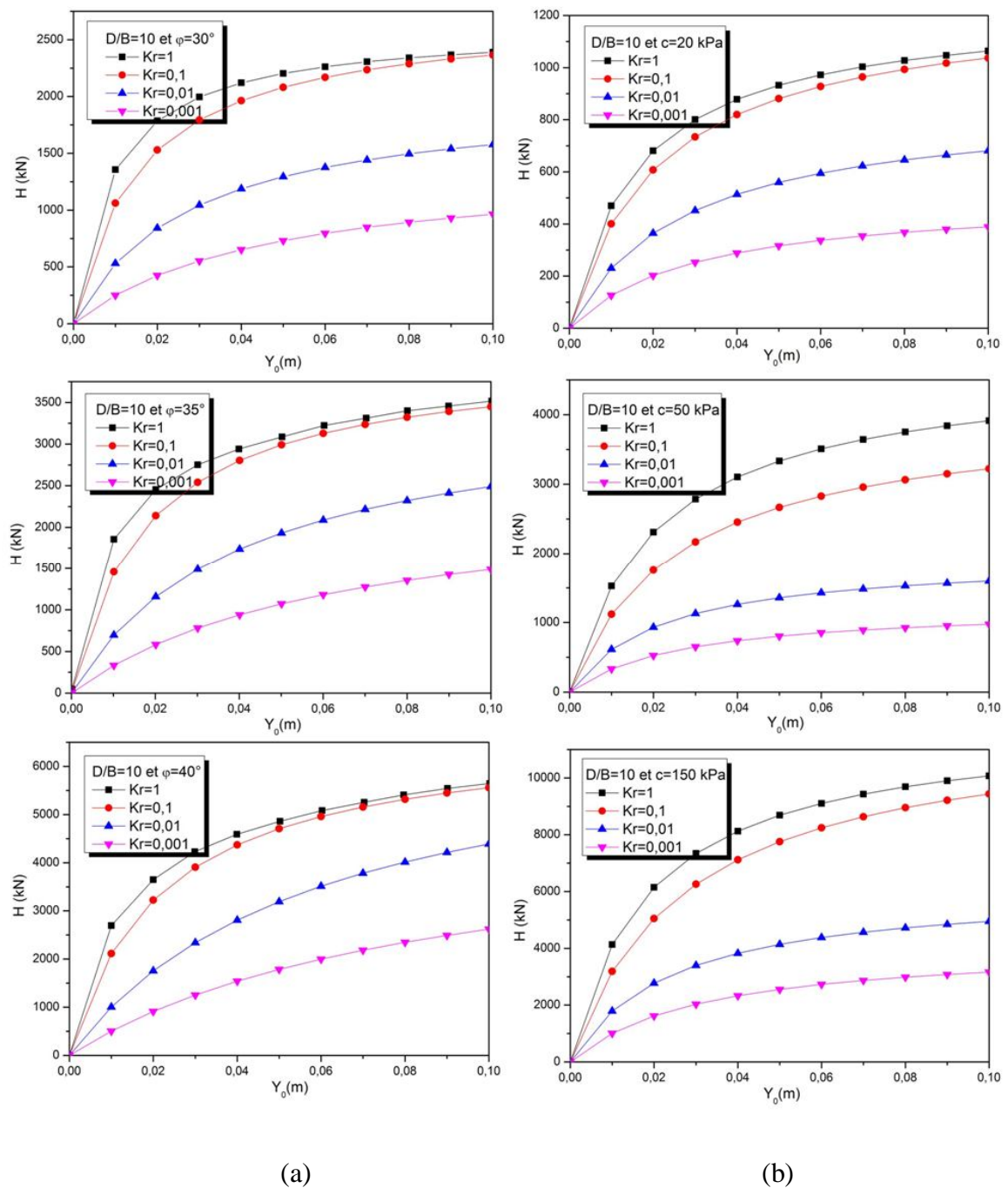


Figure 3.43 : Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu encasté en tête, élancé de  $D/B = 10$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

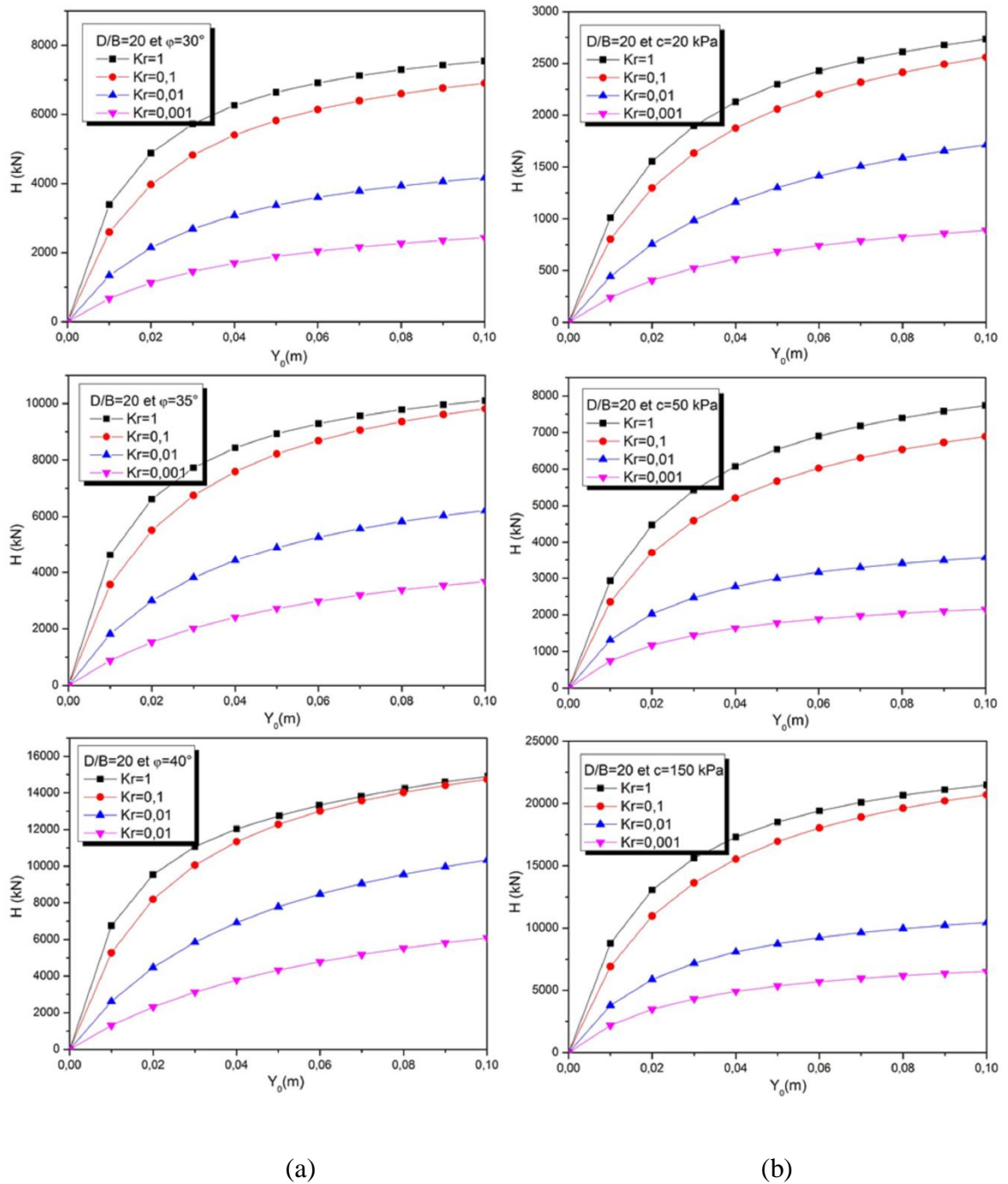
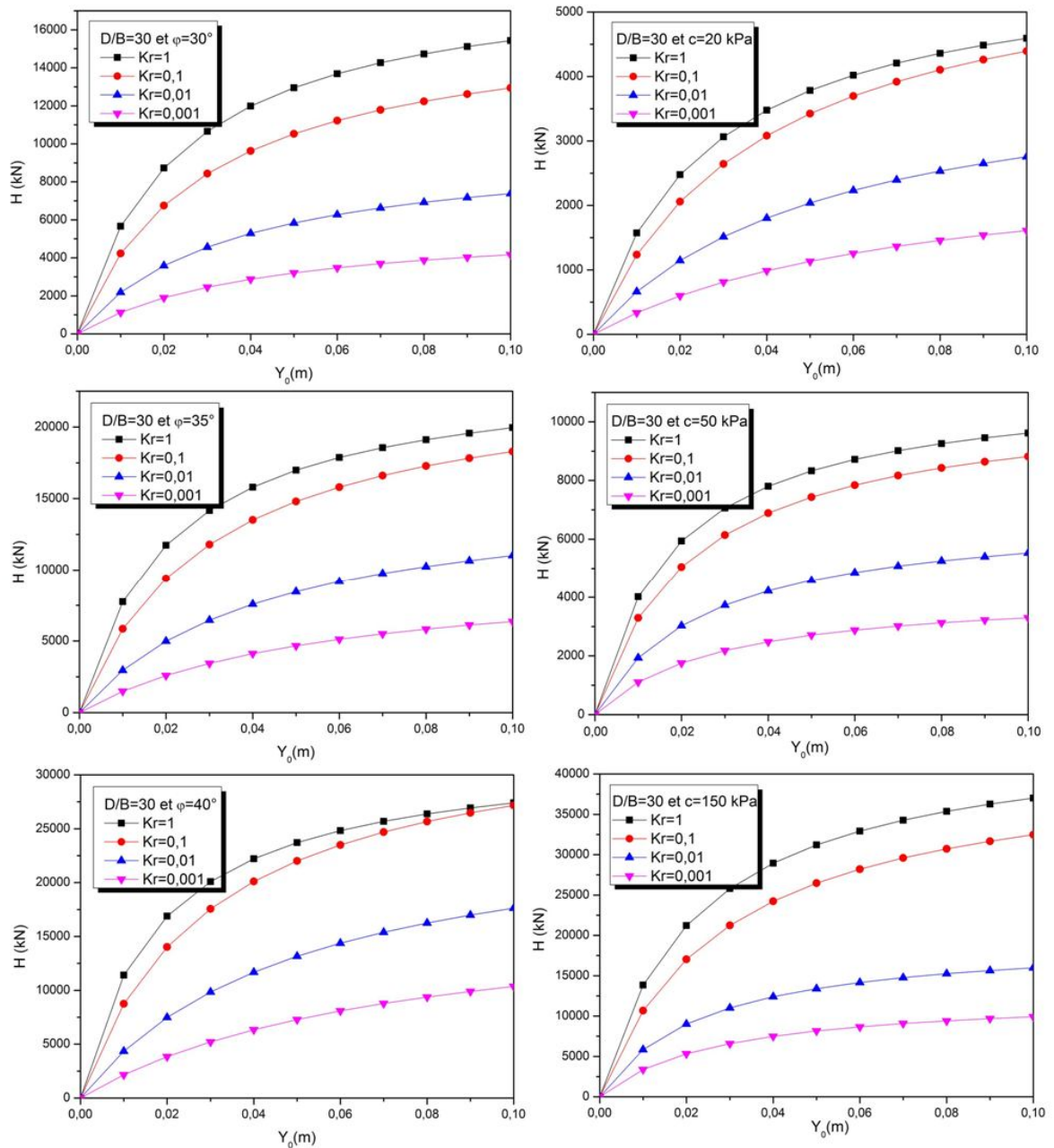


Figure 3.44 : Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu encastéré en tête, élancé de  $D/B = 20$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)



(a)

(b)

Figure 3.45 : Effet de la rigidité relative sur les courbes de chargement du pieu encastéré en tête, élancé de  $D/B = 30$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

ii. Effet de l'élancement

L'effet de l'élancement du pieu a été étudié pour différentes valeurs de  $K_R$  comme illustré aux Figures 3.46, 3.47, 3.48 et 3.49. On constate que pour une force latérale fixe, l'augmentation de l'élancement se traduit par une diminution de déplacement latéral du

pieu. Il s'agit donc d'un effet favorable pour la stabilité du système pieu/sol. Ainsi l'effet de l'élancement sur la courbe de chargement est le même quelque soit le mode de fixation de la tête du pieu.

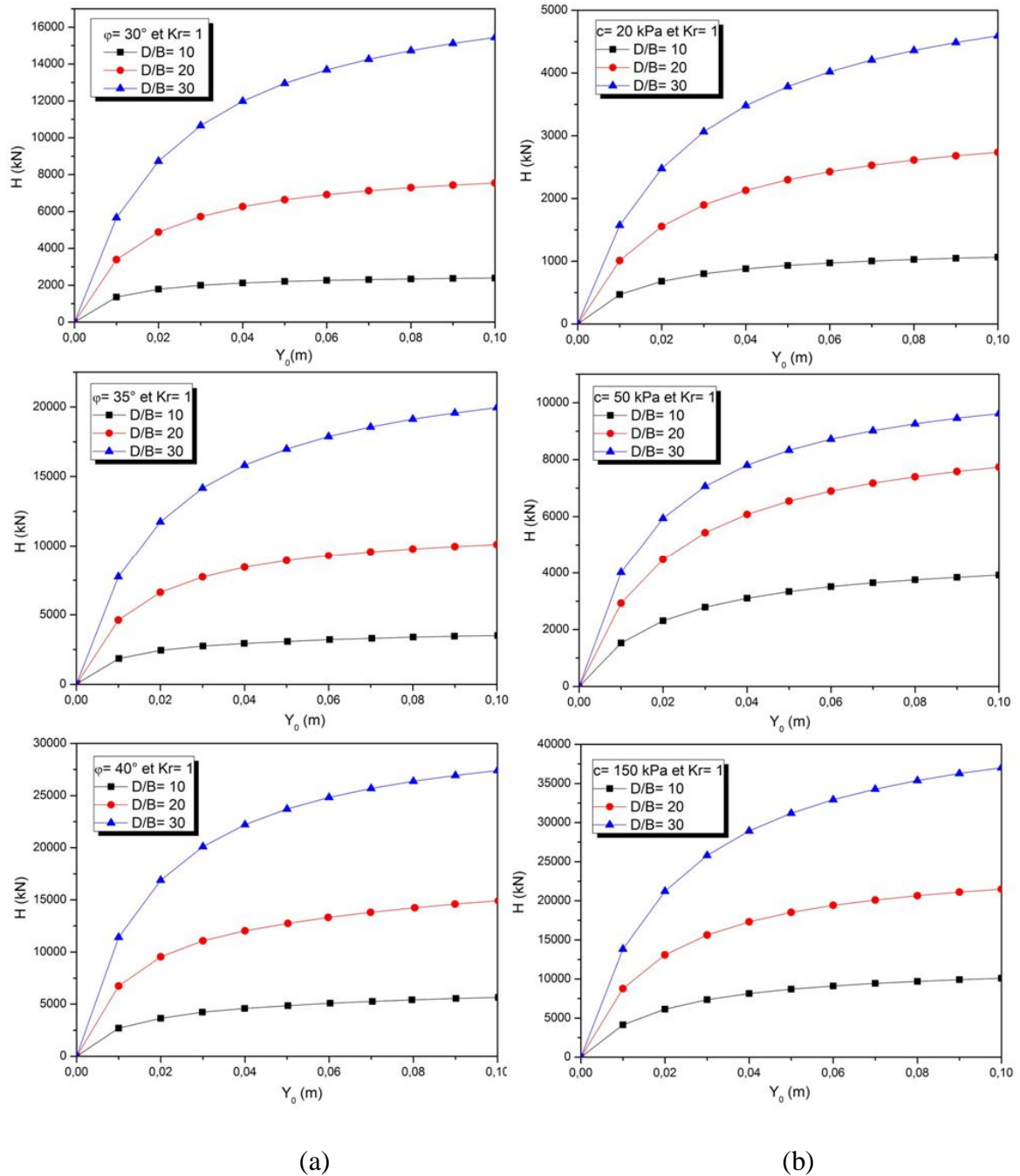


Figure 3.46 : Effet de l'élancement sur les courbes de chargement en tête du pieu encastéré en tête avec une rigidité relative  $K_R = 1$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

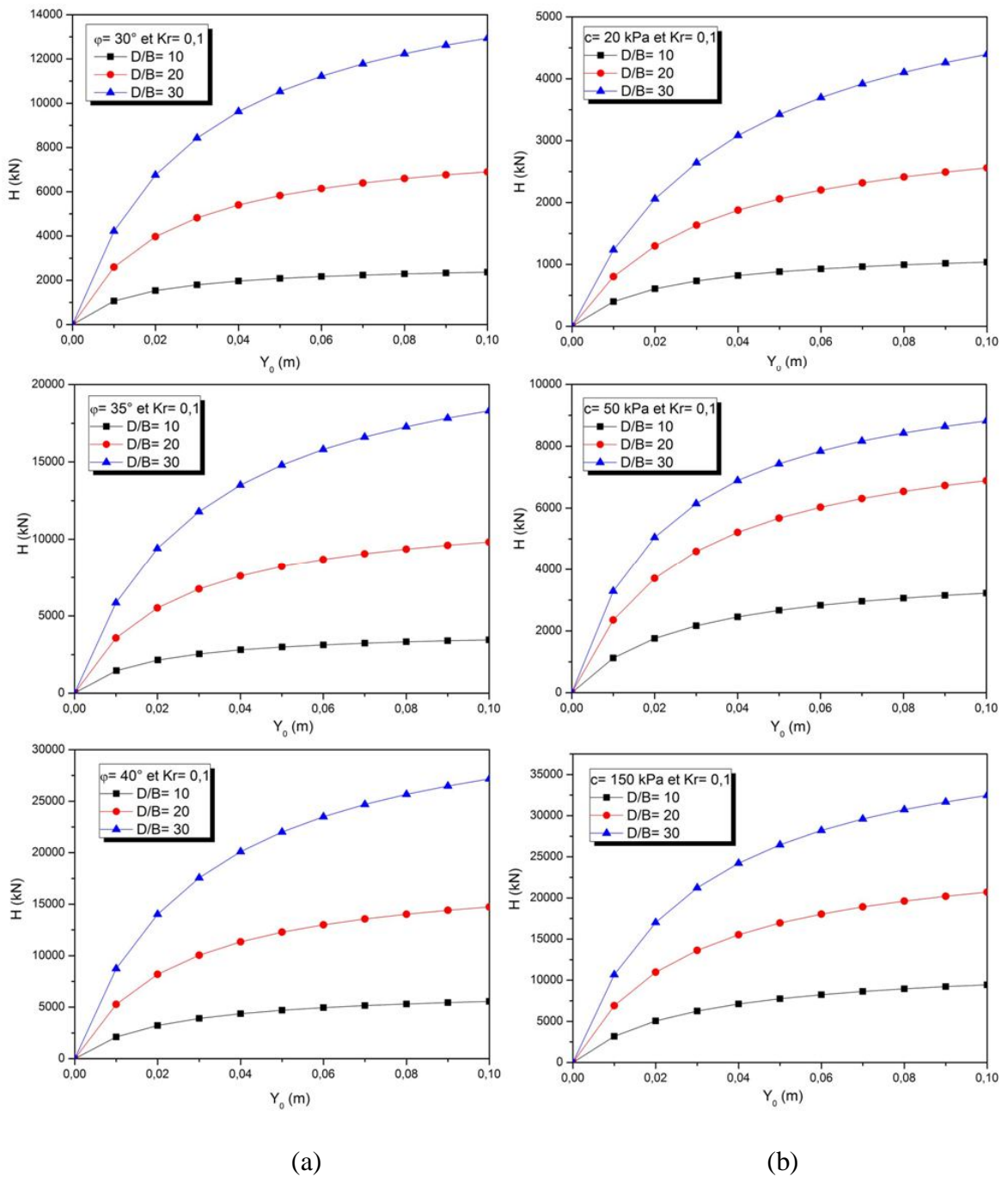


Figure 3.47 : Effet de l'élancement sur les courbes de chargement en tête du pieu encastéré en tête avec une rigidité relative  $K_R = 0,1$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

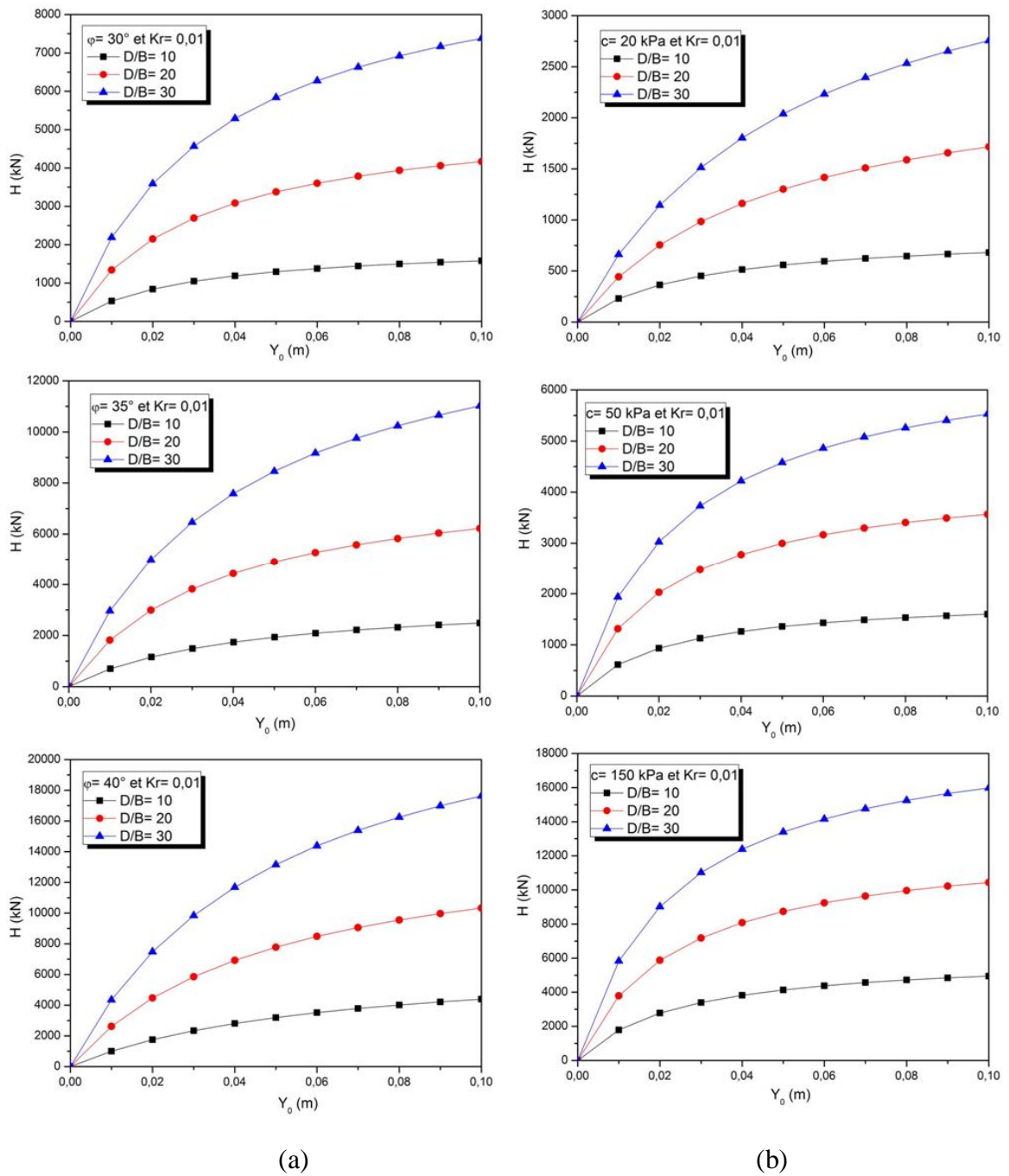


Figure 3.48 : Effet de l'élancement sur les courbes de chargement en tête du pieu encastéré en tête avec une rigidité relative  $K_R = 0,01$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

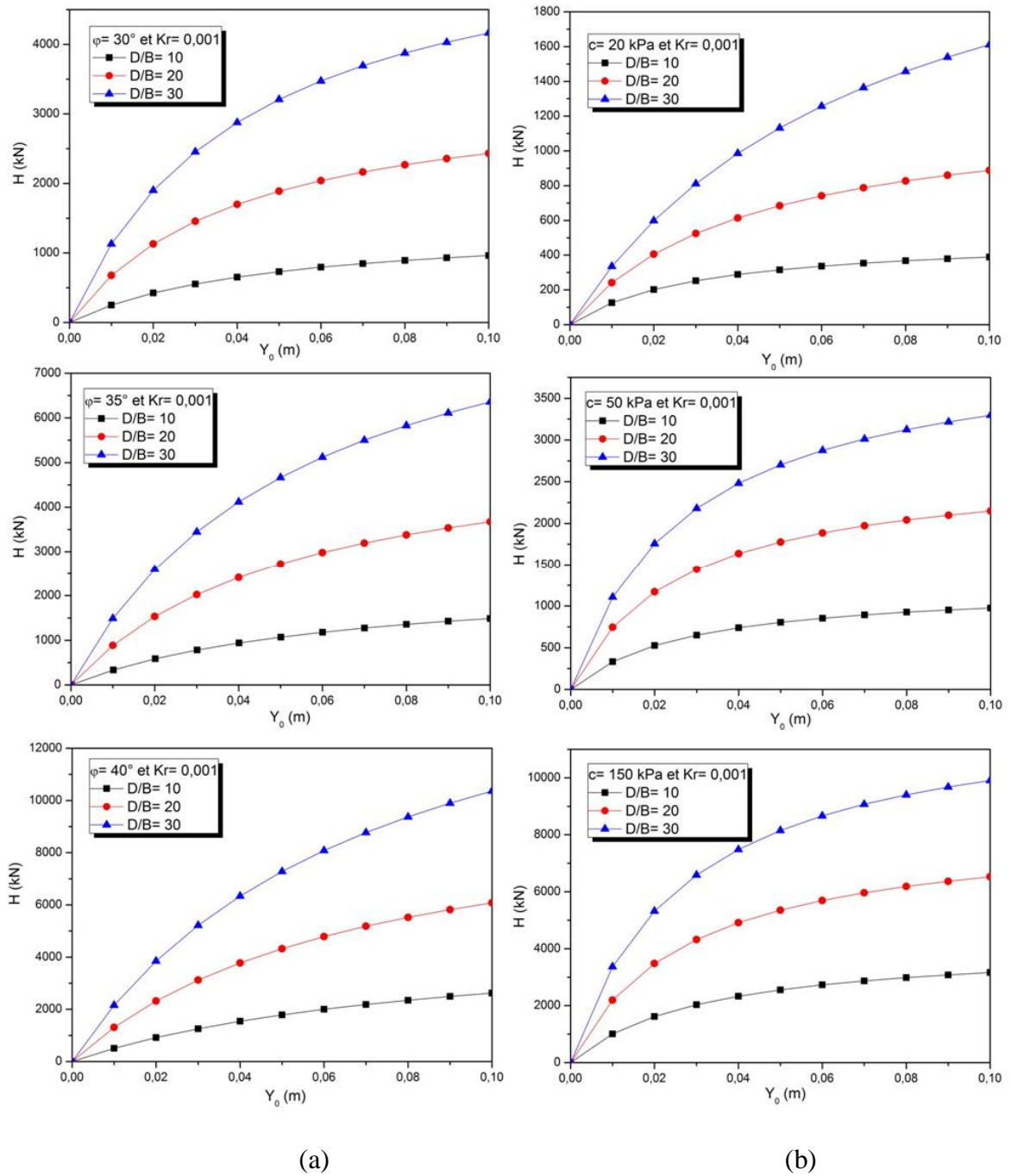


Figure 3.49 : Effet de l'élançement sur les courbes de chargement en tête du pieu encastéré en tête avec une rigidité relative  $K_R = 0,001$ , sols sableux (a) et sols argileux (b)

### 3.3.5.2. Coefficients de correction

Pour tenir compte de l'encastrement des pieux en tête et sur la base des résultats trouvés, nous avons calculé des coefficients de correction  $C_Y$  pour corriger les déplacements en tête d'un pieu libre en tête.

$$C_Y = \frac{Y_0^{encastéré}}{Y_0^{libre}} \quad (186)$$

$Y_0^{libre}$  Étant le déplacement latéral en tête d'un pieu libre en tête et  $Y_0^{encastéré}$  est le déplacement latéral en tête d'un pieu encastéré en tête. Les coefficients de correction sont regroupés dans le Tableau 3.4.

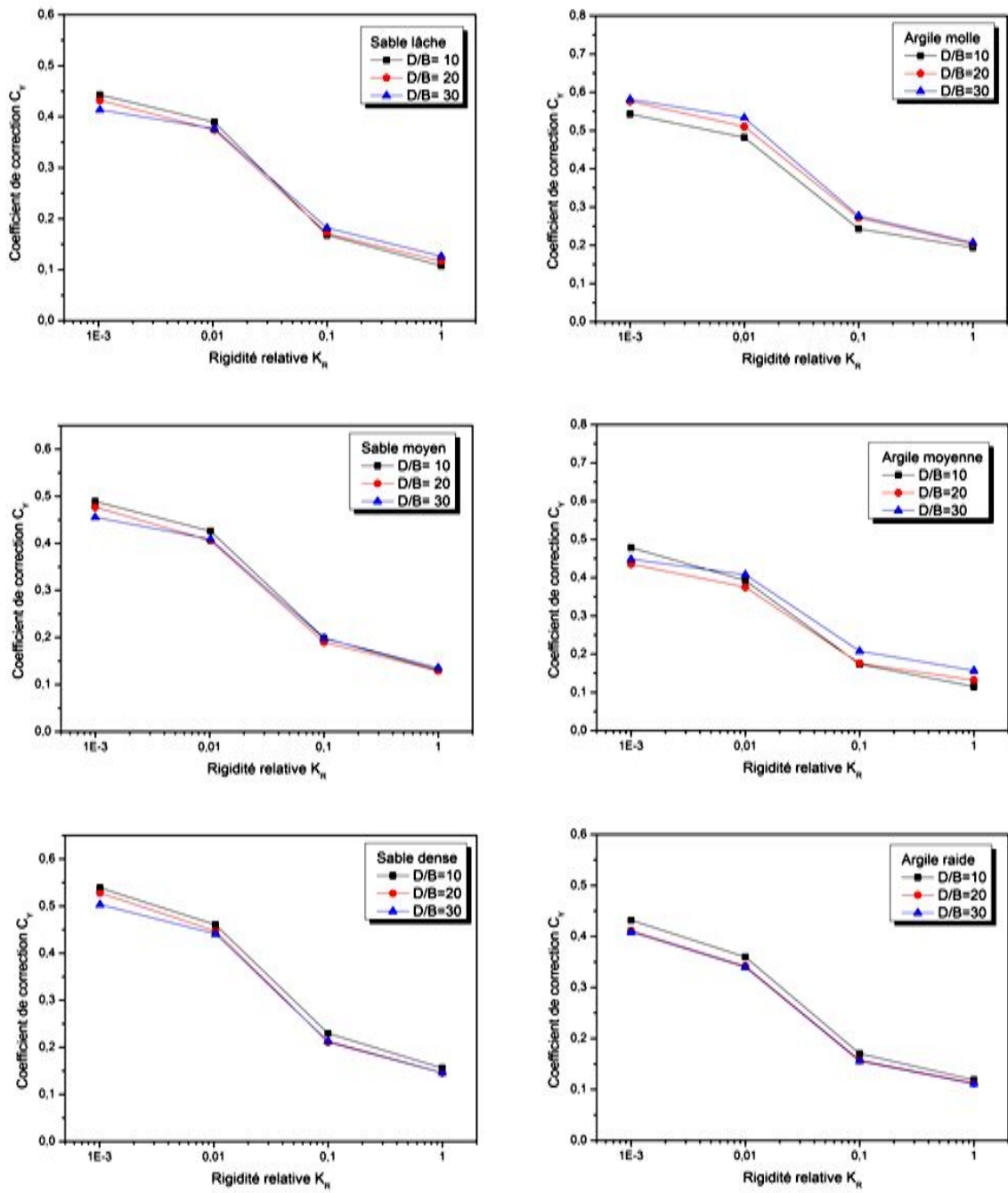
L'effet de la rigidité relative et de l'élancement et présenté sous forme graphique dans la Figure 3.50. On constate que la diminution de la rigidité relative  $K_R$  se traduit par une diminution du coefficient de correction  $C_Y$  et ceci quelque soit le type du sol, alors l'effet de l'encastrement en tête est mieux prononcé dans le cas des pieux rigides.

D'autre part, pour un sol donné, on constate que les courbes  $C_Y = f(K_R)$  tracés pour différents élancement  $D/B$  sont presque superposés les unes sur les autres. Par conséquent l'effet de l'élancement  $D/B$  sur les coefficients de correction peut être négligé. Les Figure 3.51 et 3.52 peut servir d'abaque pour déterminer le coefficient de correction de déplacement d'un pieu libre en tête en fonction de la rigidité relative  $K_R$  et quelques soit le type du sol (sableux ou argileux).



Tableau 3.4 : Coefficients de correction  $C_Y$

				Sol					
				Sable			Argile		
				Lâche	Moyen	Dense	Molle	Moyenne	Raide
Elancement D/B	10	Rigidité relative $K_R$	1	1,08E-01	1,30E-01	1,56E-01	1,94E-01	1,15E-01	1,19E-01
			0,1	1,68E-01	1,99E-01	2,30E-01	2,43E-01	1,73E-01	1,70E-01
			0,01	4,09E-01	4,69E-01	5,01E-01	4,82E-01	3,93E-01	3,60E-01
			0,001	5,20E-01	5,74E-01	5,91E-01	5,43E-01	4,78E-01	4,32E-01
	20	Rigidité relative $K_R$	1	1,16E-01	1,29E-01	1,46E-01	2,03E-01	1,32E-01	1,12E-01
			0,1	1,71E-01	1,90E-01	2,11E-01	2,72E-01	1,76E-01	1,57E-01
			0,01	3,74E-01	4,06E-01	4,47E-01	5,10E-01	3,75E-01	3,42E-01
			0,001	4,32E-01	4,88E-01	5,28E-01	5,76E-01	4,35E-01	4,11E-01
	30	Rigidité relative $K_R$	1	1,26E-01	1,36E-01	1,46E-01	2,07E-01	1,57E-01	1,11E-01
			0,1	1,82E-01	1,98E-01	2,12E-01	2,77E-01	2,08E-01	1,56E-01
			0,01	3,76E-01	4,09E-01	4,41E-01	5,33E-01	4,08E-01	3,40E-01
			0,001	4,13E-01	4,55E-01	5,03E-01	5,81E-01	4,48E-01	4,09E-01



(a)

(b)

Figure 3.50 : Effet de la rigidité relative et de l'élancement sur le coefficient de correction

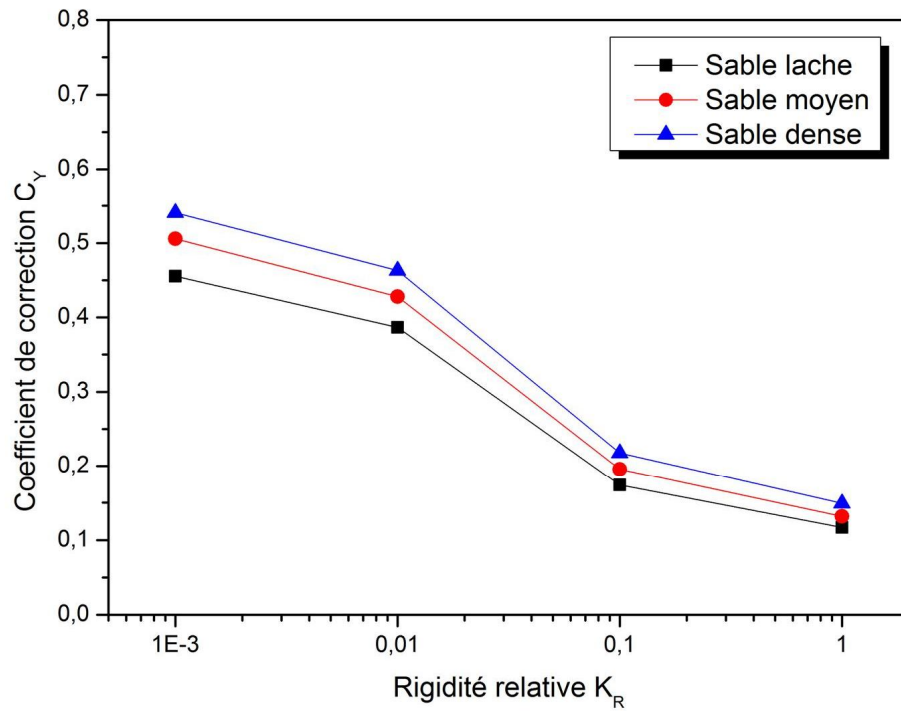


Figure 3.51 : Coefficients de correction  $C_Y$  pour les cas des sols sableux

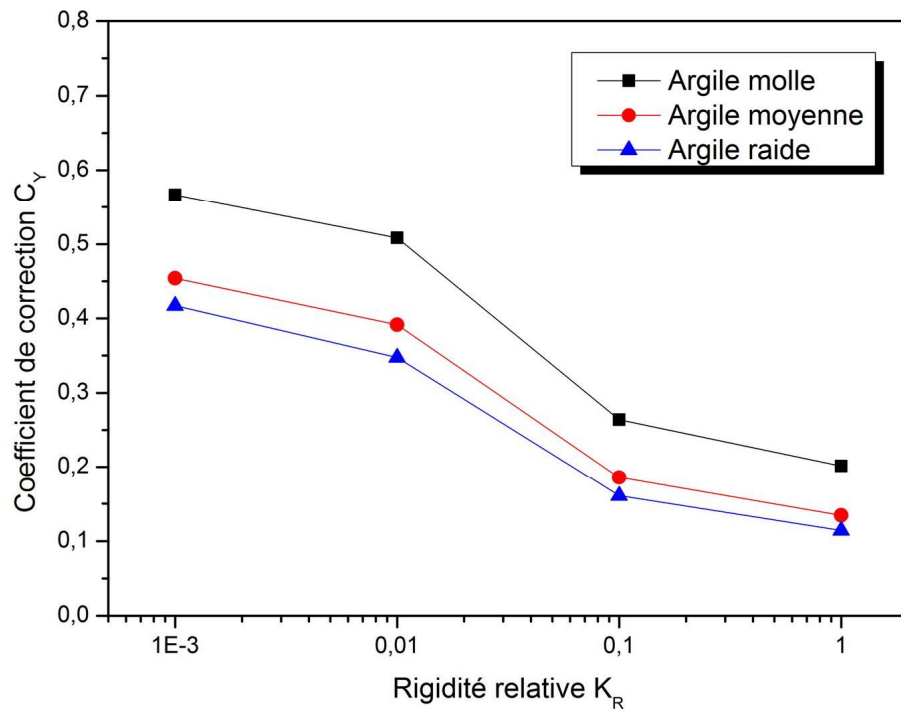


Figure 3.52 : Coefficients de correction  $C_Y$  pour les cas des sols argileux.

### 3.2. Conclusion

La modélisation numérique par le logiciel ABAQUS nous permet de remédier au problème du non linéarité matérielle du sol, en utilisant une loi de comportement élastoplastique parfaite dite de Mohr-Coulomb. L'interface de contact sol-pieu est modélisé par des éléments d'interface pour tenir compte de la non linéarité du contact.

Nous avons articulé sur les contraintes tangentielles pour construire les courbes P-Y, les courbes ainsi trouvées sont de bonne qualité. Ces courbes sont formulées en fonction du nombre modulaire  $K_E$ , et le coefficient de résistance latérale  $K_S$ , ce dernier confirme l'approche de Reese et al (1974) [66] qui stipule que le sol manifeste deux résistances en fonction de la profondeur, la première proche de la surface du sol, et la deuxième en grandes profondeurs.

La modélisation des pieux encastrés en tête, nous a permet de calculer les coefficients de correction des déplacements latéraux des pieux libres en tête. Ainsi l'effet de l'encastrement est mieux prononcé dans les pieux rigides.

## **CONCLUSION GÉNÉRALE ET RECOMMANDATIONS**

## CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

L'objectif de ce travail était l'étude de la réponse d'un pieu isolé soumis à un chargement latérale statique monotone. Cette réponse a été étudiée premièrement en se basant sur le concept de la modélisation physique, ainsi nous avons interprété les résultats des essais sur modèles réduits centrifugés, et deuxièmement par la modélisation numérique en utilisant un logiciel de simulation numérique par éléments finis qui est ABAQUS.

Les résultats de cette étude ont permis de tirer les conclusions suivantes :

L'interprétation des résultats sur modèles réduits centrifugés, dépend essentiellement de la méthode choisie pour l'ajustement des profils expérimentaux du moment fléchissant. Un mauvais choix de la méthode d'ajustement conduit à très grandes erreurs dans l'estimation de la réaction latérale du sol, la vérification des cratères de la qualité d'ajustement étant très importante.

Le passage d'un sable moyennement dense à un sable dense, fait accroître le taux d'augmentation du module de réaction initial  $N_h$  d'environ 50 % et la résistance latérale  $P_u$  du sable d'environ 70 %. L'installation du pieu par fonçage au lieu d'un procédé de forage, se traduit par un accroissement du taux d'augmentation du module de réaction initial  $N_h$  d'environ 24 % et de la résistance latérale  $P_u$  du sable d'environ 20,40 %. Nous avons trouvé également que la résistance latérale du sable augmente de 40 %. En revanche, le taux d'augmentation du module de réaction initial  $N_h$  diminue d'environ 18 %, en passant d'un pieu lisse à un pieu rugueux.

La modélisation numérique par le logiciel ABAQUS, nous a permis de prendre en compte le problème du non linéarité matérielle du sol, en utilisant une loi de comportement élastoplastique parfaite dite de Mohr-Coulomb. L'interface de contact sol-pieu a été modélisée par des éléments d'interface pour tenir compte de la non linéarité du contact et de la possibilité de décollement du pieu par rapport au sol. Une étude paramétrique a été conduite pour étudier l'influence de certains paramètres géométriques et géotechniques; le principale résultat est la valeur 0,1 de la rigidité relative  $K_R$ , qui représente un seuil de

rigidité, dont toute augmentation de la rigidité relative au-delà de cette valeur seuil, n'a aucun effet sur la réponse de pieu.

Nous nous sommes basés sur la détermination des contraintes tangentielles pour construire les courbes de réaction latérale P-Y ; les courbes ainsi trouvées sont de bonne qualité. Ces courbes ont été formulées en fonction du nombre modulaire  $K_E$ , et le coefficient de résistance latérale  $K_S$ . Ce dernier confirme l'approche de Reese (1974) qui stipule que le sol manifeste deux résistances en fonction de la profondeur, la première proche de la surface du sol, et la deuxième en grandes profondeurs.

La modélisation des pieux encastrés en tête, nous a permis de calculer les coefficients de correction des déplacements latéraux des pieux libre en tête. Ainsi, les résultats ont montrés que l'effet de l'encastrement se prononce mieux pour les pieux rigides.

En perspective de futurs travaux de recherche, on propose d'approfondir l'étude de l'effet de l'encastrement en tete du pieu, en focalisant sur les efforts développés le long du pieu (effort tranchant et moment fléchissant), et les courbes P-Y, toutes en essayant de proposer des coefficient de correction des paramètres de la courbe P-Y (module de réaction initial, résistance latérale du sol) relative à un pieu libre, pour tenir compte de cet effet.

En deuxième lieu, on recommande de lancer une étude comparative détaillée en appliquant la proposition des courbes P-Y hyperboliques pour prévoir le comportement des pieux sujets à des essais en vrais grandeur dans des massifs relativement homogènes.

## **RÉFÉRENCES**



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] ABAQUS Analysis User's Manual (2010). Version 6.10., Dassault Systemes.
- [2] ABAQUS Theory Manual (2010). Version 6.10., Dassault Systemes.
- [3] Abdulla, A. S., (2009). "Pressuremeter Applications In Laterally Loaded Drilled Shaft Socketed Into Transversely Isotropic Rock", Doctorate thesis. University of Akron U.S.A.
- [4] American Petroleum Institute (A.P.I). (1991). "Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms", API recommended practice 2A (RP2A), 19th ed., Washington, D.C.
- [5] American Petroleum Institute (1993). Section 6 : Foundation Design. "In Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design", API Recommended Practice 2A-WSD (RP 2A-WSD), Twentieth Edition, July 1, American Petroleum Institute, Washington, D.C. 20005, 57-71.
- [6] Andrew, M. D & Geoffrey R. M., (2007). "Modeling Pile Behavior in Large Pile Groups under Lateral Loading", Technical Report MCEER-07-0004. University of Southern California and Earth Mechanics, Inc.
- [7] Baguelin, F. & Jézéquel, J-F. & Shields, D-H., (1978). "The pressuremeter and foundation engineering", Series on rock and soil mechanics, vol. 2, N°. 4, 1st edn, Trans Tech Publications, Germany, p 615.
- [8] Banerjee, P.K. & Davies, T. G. (1978). "The behavior of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils", Geotechnique, V. 28, N°. 3, 309-326.
- [9] Bhowmik, S.K., (1992). "Three-dimensional non linear finite element analysis of laterally loaded piles in clay", Ph. D, University of Illinois at Urbana-Champaign.

- [10] Bolton, M.D., (1986). "The strength and dilatancy of sands", *Géotechnique*, V.36 N° 1, 65-78.
- [11] Bouafia, A., (1990). "Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse", Thèse de Doctorat en Génie Civil, Université de Nantes, soutenue le 20/12/1990, 267 p.
- [12] Bouafia, A., (1994). "Étude expérimentale du chargement latéral cyclique répété des pieux isolés dans le sable en centrifugeuse", *Revue Canadienne de Géotechnique*. V. 31, N° 5, 740-748.
- [13] Bouafia, A. (2007). "Single piles under horizontal loads in sand: determination of P-Y curves from the prebored pressuremeter test", *Geotech. Geol. Eng.*, V. 25, N° 3, 283-301.
- [14] Bouafia. A., (2010). "Génie civil : Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques" Editions Pages Bleues, ISBN : 978.9947.850.53.4, 386 p.
- [15] Briaud, J.L. & Smith, T.D. & Meyer, B.J., (1983). "Laterally Loaded Piles and the Pressuremeter: Comparison of Existing Methods", ASTM Special Technical Publication STP 835 on the Design and performance of laterally loaded piles and Pile Groups, June.
- [16] Briaud, J.-L., & Smith, T.D. (1983). "Using the pressuremeter curve to design laterally loaded piles", *Proc., 15th Offshore Technology Conf., Houston*, Paper 4501, 495-502.
- [17] Broms, B. B. (1964a). "Lateral resistance of piles in cohesive soils", *J. Soil Mech. Fdn. Div., Am. Soc. Civ. Engrs.* 90, N°. SM2, 27-63.
- [18] Broms, B.B., (1964b). "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", *J. Soil Mech. Fdn. Div., Am. Soc. Civ. Engrs*, V. 90, No. SM3, 123-156.
- [19] Budhu, M. & Davies, T.G. (1987). "Nonlinear analysis of laterally loaded piles in cohesionless soils". *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 289-296.
- [20] Budhu, M. & Davies, T.G. (1988). "Analysis of laterally loaded piles in soft clays",

J. Geotech. Engng. Div., Am. Soc. Civ. Engrs. V. 114, N<sup>o</sup>. 1, 21-39.

- [21] Carter, J.P. & Kulhawy, F.H. (1988). "Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock", Report to Electric Power Research Institute, California, Project RP1493-4, Report EL-5918.
- [22] Cassan, M. (1978). "Les essais in-situ en Mécanique des sols", Tome II, Applications et méthodes de calcul. Edition Eyrolles, 331 p.
- [23] Combarieu, (1996). "Estimation rapide de l'angle de frottement d'un sol granulaire au pressiomètre", Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, V.203, pp.121-123.
- [24] Davies, T. G. & Budhu, M., (1986). "Non-linear analysis of laterally loaded piles in heavily overconsolidated clays". Geotechnique V. 36, N<sup>o</sup>. 4, 527-538.
- [25] Dou, H. & Bryne, P.M., (1996). "Dynamic Response of single pile and soil-pile interaction", Canadian geotechnical Journal, V. 33, 80-96.
- [26] Dunand, M., (1981). "Etude expérimentale du comportement des fondations soumises au renversement", (in French), Doctorate thesis, University of Grenoble IMG.
- [27] Dunnivant, T.W., (1986). "Experimental and analytical investigation of the behavior of single piles in overconsolidated clay subjected to cyclic lateral loads." Ph.D. Dissertation, University of Houston, TX.
- [28] Dunnivant, T. W. & O'Neill, M. W., (1989). "Experimental p-y model for submerged stiff clay." J. Geotech. Eng., ASCE, V. 115 N<sup>o</sup>1, 95-114.
- [29] Fleming, K. & Weltman, A. & Randolph, M. & Elson, K. (2009). "Piling Engineering", 3rd Edition, Publisher: CRC Press, 398 p.
- [30] Gambin, M., (1979). "Calculation of foundations subjected to horizontal forces using pressuremeter data". Sols-Soils No. 30/31 1979, 17-59.
- [31] Gazetas, G. (1991) "Foundation Vibrations", Foundation Engineering Handbook, 2nd Edition, Publisher : Kluwer / Springer, Chapter 15, 553 – 593.

- [32] Gazioglu, S.M. & O'Neill, M.W., (1984). "Evaluation of p-y relationships in cohesive soils", In Analysis and Design of Pile Foundations, Proceedings of a Symposium sponsored by the ASCE Geotechnical Engineering Division and a Session sponsored by the ASCE Technical Council on Codes and Standards in conjunction with the ASCE National Convention, San Francisco, J. R. Meyer (ed.), ASCE, New York, 192-213.
- [33] Georgiadis, M. & Anagnostopoulos, C. & Saflekou, S., (1992). "Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand", Can. Geotech. J. V. 29, 208-216.
- [34] Gilbert, C., (1995). "Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure", Revue Française de Géotechnique, N°7, 3e trimestre 1995, 3-9.
- [35] Glyn, J., (1997). "Analysis of Beams on Elastic Foundations", Publisher: Thomas Telford Ltd, 180 p.
- [36] Hansen, J.B., (1961). "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces", Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 12, Copenhagen 1961, 5-9.
- [37] Hetényi, M., (1946). "Beams on elastic foundation", Publisher: Univ. Michigan Press, 255 p.
- [38] Higgins, W., Vasquez, C., Basu, D., & Griffiths, D., (2013). "Elastic Solutions for Laterally Loaded Piles." J. Geotech. Geoenviron. Eng., V. 139, N° 7, 1096-1103.
- [39] Illyas, T., Leung, C. F., Chow, Y. K. & Budi, S. S., (2004). "Centrifuge model study of laterally loaded pile groups in clay", J. Geotech. Geoenv. Engng., Am. Soc. Civ. Engrs. V. 130, N° 3, 274-283.
- [40] King, G. J., (1994). "The interpretation of data from test on laterally loaded piles", Proceedings of the International Conference: Centrifuge 94, Singapore, 485-490.
- [41] Kulhawy, F. H., Trautmann, C. H., Beech, J. F., O'Rourke, T. D., McGuire, W., Wood, W. A., & Capano, C., (1983). "Transmission line structure foundations for uplift-compression loading", Rep. No. EL-2870, Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif.
- [42] Kulhawy, F. H., (1991). "Drilled shaft foundations." Foundation engineering

handbook, 2nd Ed., Chap. 14, H.-Y. Fang ed., Van Nostrand Reinhold, New York.

- [43] Lachenani, A, (2003), " Contribution a l'étude des pieux chargés horizontalement modélisation par éléments finis et analyse d'une base de données ", Thèse de magister, Université Saad Dahleb, Blida.
- [44] Li, Yan & Byrne, P.M., (1992). "Lateral pile response to monotonic head loading", Canadian Geotechnical Journal, N° 29, 955-970.
- [45] Magnan, J. P & Mestat, P., (1997). "Lois de comportement et modélisation des sols", Techniques de l'Ingénieur, traité Construction. C 218. 23 p.
- [46] Martin, C. M. & Randolph, M. F., (2006). "Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil", Géotechnique V. 56, N°. 2, pp 141–145.
- [47] Matlock, H. & Ripperger, E. A., (1956). "Procedures and instrumentation for tests on a laterally loaded pile", Proceedings, 8th Texas Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin Texas.
- [48] Matlock, H., (1970). "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", Proceedings, Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper N°. 1204, 577–594.
- [49] McClelland, B. & Focht Jr., J. A., (1958). "Soil modulus for laterally loaded piles". Trans. Am. Soc.Civ. Engrs. 123, 1049-1063.
- [50] MELT (Ministère de l'équipement, du logement et du transport) (1993). " Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil", Fascicule-62, titre-5 (in French), Paris, 182 p.
- [51] Ménard, L., Gambin, M.& Bourdon, G., (1969). "Méthode générale de calcul d'un rideau ou pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques" (in French), Sols/Soils, V. 1, N°. 20/23,1969, 16–28.
- [52] Ménard, L., (1971). "Le tassement des fondations et les techniques pressiométriques-Bilan après 10 de résultats expérimentaux" (in French), Annales de l'ITBTP.
- [53] Menétrey, Ph. & Willam, K.J., (1995). "Triaxial failure criterion for concrete and its

- generalization", *ACI Structural Journal*, 92:311-18, May/June.
- [54] Mezazigh, S. & levacher, D., (1998). "Laterally loaded piles in Sand: slope effect on p-y reaction curves" *Canadian Geotechnical Journal*, V. 35, N°3, 433- 441.
- [55] Michael Tomlinson & John Woodward. (2008). "Pile Design and Construction Practice", Fifth Edition. Published: Taylor & Francis. 551 p.
- [56] Mindlin, R. D., (1936). "Force at a point in the interior of a semi-infinite solid", *Physics* 7, May, 195-202.
- [57] Murchison, J. M. & O'Neill, M. W. (1984). "Evaluation of p-y relationships in cohesionless soils", In *Analysis and Design of Pile Foundations*, Proceedings of a Symposium sponsored by the ASCE Geotechnical Engineering Division and a Session sponsored by the ASCE Technical Council on Codes and Standards in conjunction with the ASCE National Convention, San Francisco, J. R. Meyer (ed.), ASCE, New York, 174-191.
- [58] Origin user Guide., (2010). Version 8.5, OriginLab Corporation.
- [59] Pender, M. J., (1993). "Aseismic pile foundation design analysis", *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 26, 49-160.
- [60] Poulos, H. G., (1971a). "Behavior of laterally loaded piles: I – single piles", *J. Soil Mech. Fdn Div., Am. Soc. Civ. Engrs.* V. 97, N°. SM5, 711-731.
- [61] Poulos, H.G. & Hull T.S., (1989)., "The Role Of Analytical Geomechanics In Foundation Engineering", *Foundation Engineering: Current Principles And Practices*, 2, 1578-1606.
- [62] Prasad, Y. V. S. N., & Chari, T. R., (1999). "Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils." *Soils Found.*, V. 39, N° 2, 21–29.
- [63] R.N.Taylor., (1995). "Geotechnical Centrifuge Technology", Publisher: Chapman & Hall, 316 p.
- [64] Randolph, M. F., (1981). "The response of flexible piles to lateral loading",

Geotechnique, V. 31, N<sup>o</sup>. 2, 247-259.

- [65] Randolph, M. F. & Houlsby, G. T., (1984). "The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil", Geotechnique, V. 34, N<sup>o</sup>. 4, 613 –623.
- [66] Reese, L.C., Cox, W.R., & Koch, F.D., (1974). "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand", Proceedings, Offshore Technology Conference, Houston, TX, V. 2, N<sup>o</sup>. 2080, 473–484.
- [67] Reese, L.C., Cox, W.R., & Koch, F.D. (1975). "Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles in Stiff Clay", Proceedings, VII Annual Offshore Technology Conference, Houston, TX, V. 2, N<sup>o</sup>. 2312, 672–690.
- [68] Reese, L.C., Isenhower, W. M. & Wang, S.T. (2006). "Analysis And Design Of Shallow And Deep Foundations", Publisher: John Wiley & Sons, Inc. 558 p.
- [69] Robertson, P.K., Campanella, R.G. & Brown, P.T., (1985). "Design of axially and laterally loaded piles using in-situ tests: a case history", Can Geotech J 22: 518–527.
- [70] Rosquoët, F., (2004). "Pieux sous charge latérale cyclique" Thèse de Doctorat en Génie Civil, Université de Nantes, soutenue le 22/10/2004, 327 p.
- [71] Sam Helwany., (2007). "Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications", Publisher: John Wiley & Sons, Inc. 385 p.
- [72] Skempton, A.W., (1951). "The Bearing Capacity of Clays", Proceedings, Building Research Congress, Division I, London, 180–189.
- [73] Smith, I.M. & Griffiths, D.V., (2004). "Programming the Finite Element Method", 4th ed. Wiley, West Sussex, 628p.
- [74] Smith, T. D., (1987). "Pile horizontal modulus values", J. Geotech. Eng., V. 113, N<sup>o</sup> 9, 1040–1044.
- [75] Tachet, D., (2009), " Contribution a l'étude de la réponse latérale non linéaire des pieux isolés dans les sables-Modélisation numérique par éléments finis ", Thèse de magister, Université Saad Dahleb, Blida.

- [76] Terzaghi, K., (1955). "Evaluation of coefficients of subgrade reaction",  
Geotechnique, V. 5, N<sup>o</sup>. 4, 297-326.
- [77] Wilson, D., (1998). "Soil-Pile-Superstructure interaction in liquefying sand and soft  
clay", Ph. d. Dissertation, University of California at Davis.
- [78] Winkler, E., (1867). "Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit", Prag,  
Dominicus.
- [79] Yang, K., & Liang, R., (2006) "Methods for deriving p-y curves from instrumented  
lateral load tests" Geotechnical Testing Journal, V. 30, 1-8.
- [80] Zhang, L., Silva-Tulla, F., & Grismala, R., (2005). "Ultimate Lateral Resistance to  
Piles in Cohesionless Soils", J. Geotech. Geoenviron., V. 131, 78-83.



## **ANNEXE A**

### **COURBES DE REACTION LATÉRALE P-Y**

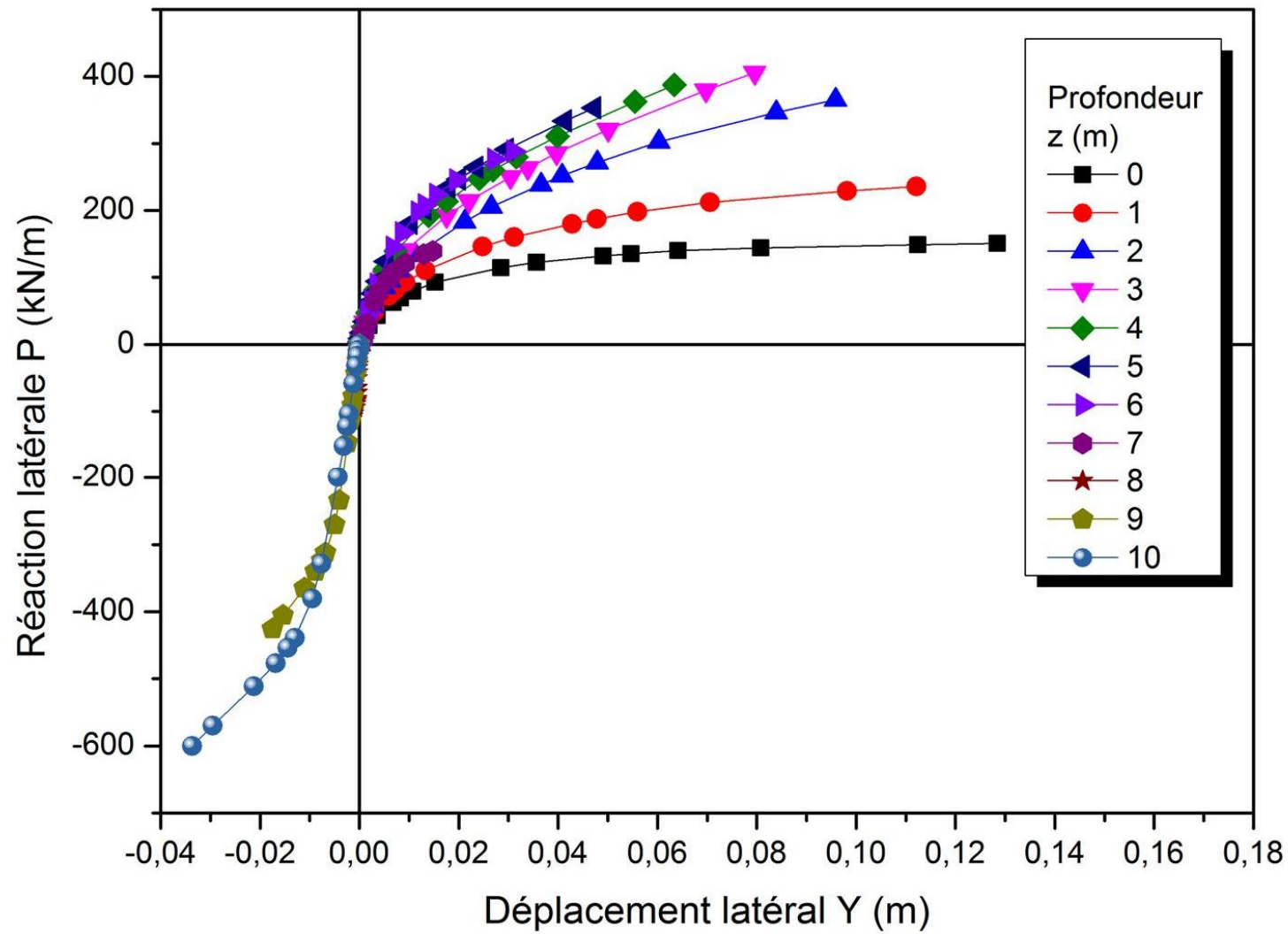


Figure A.2 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

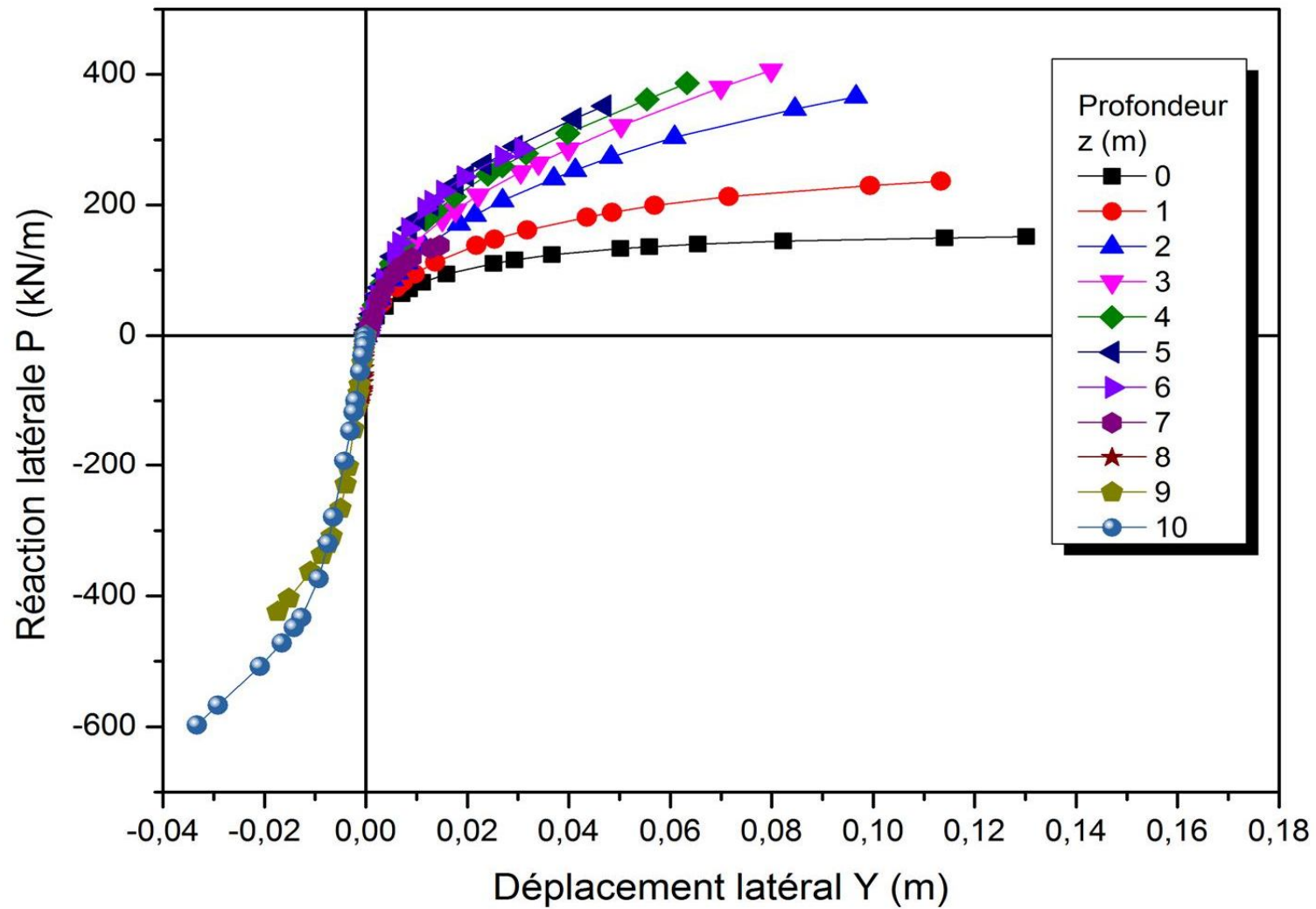


Figure A.4 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable lâche  $\varphi = 30^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

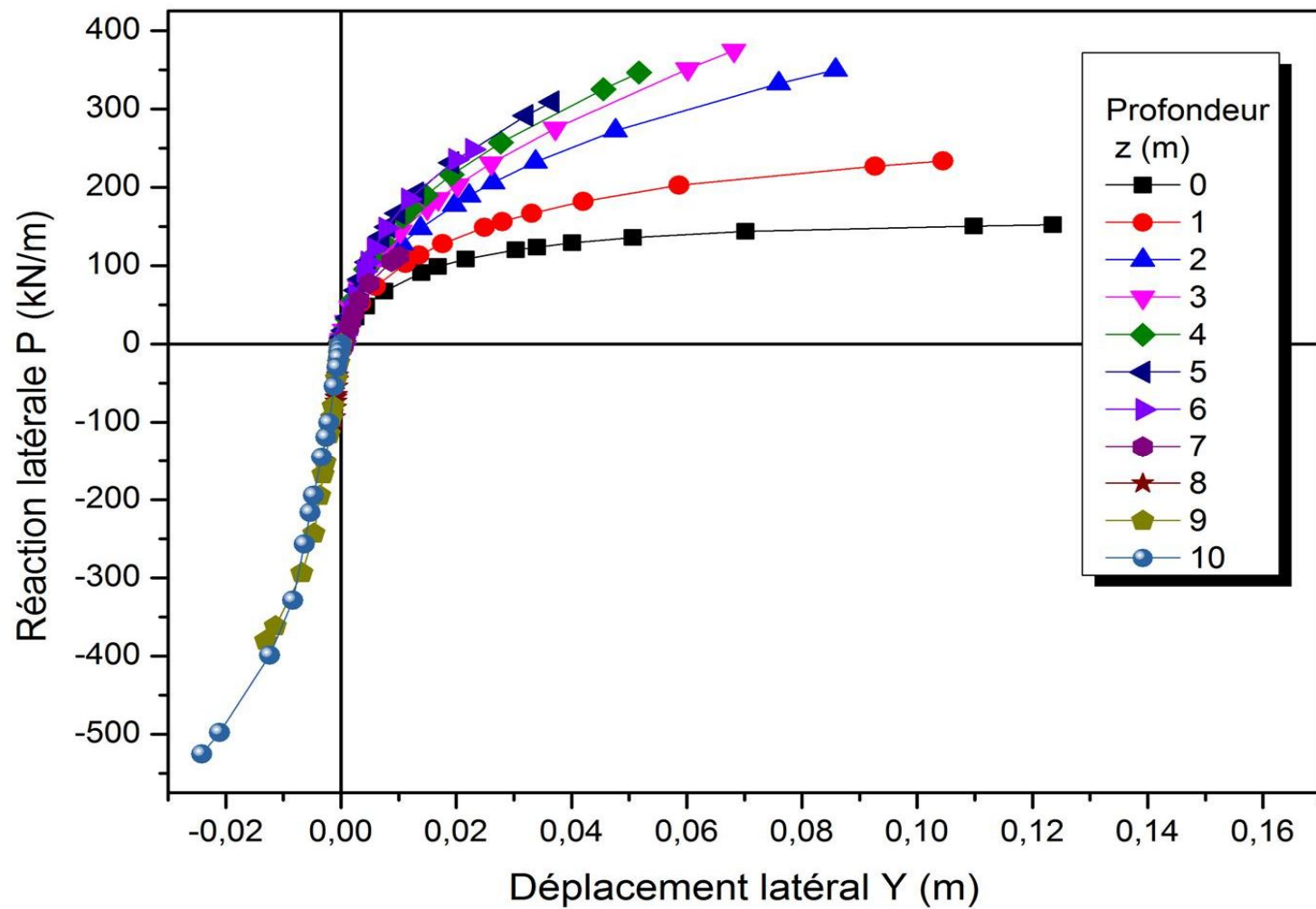


Figure A.6 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )

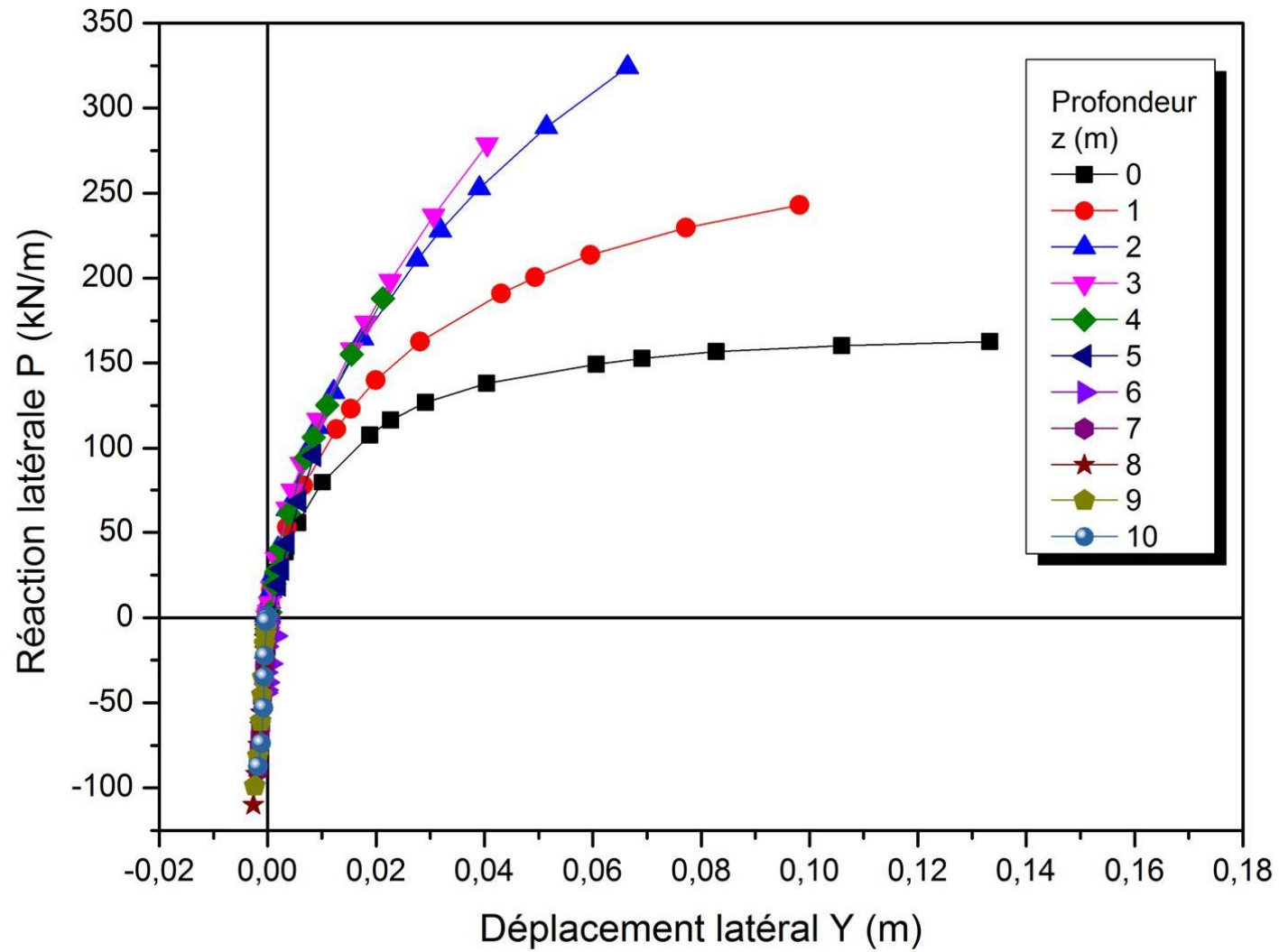


Figure A.8 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

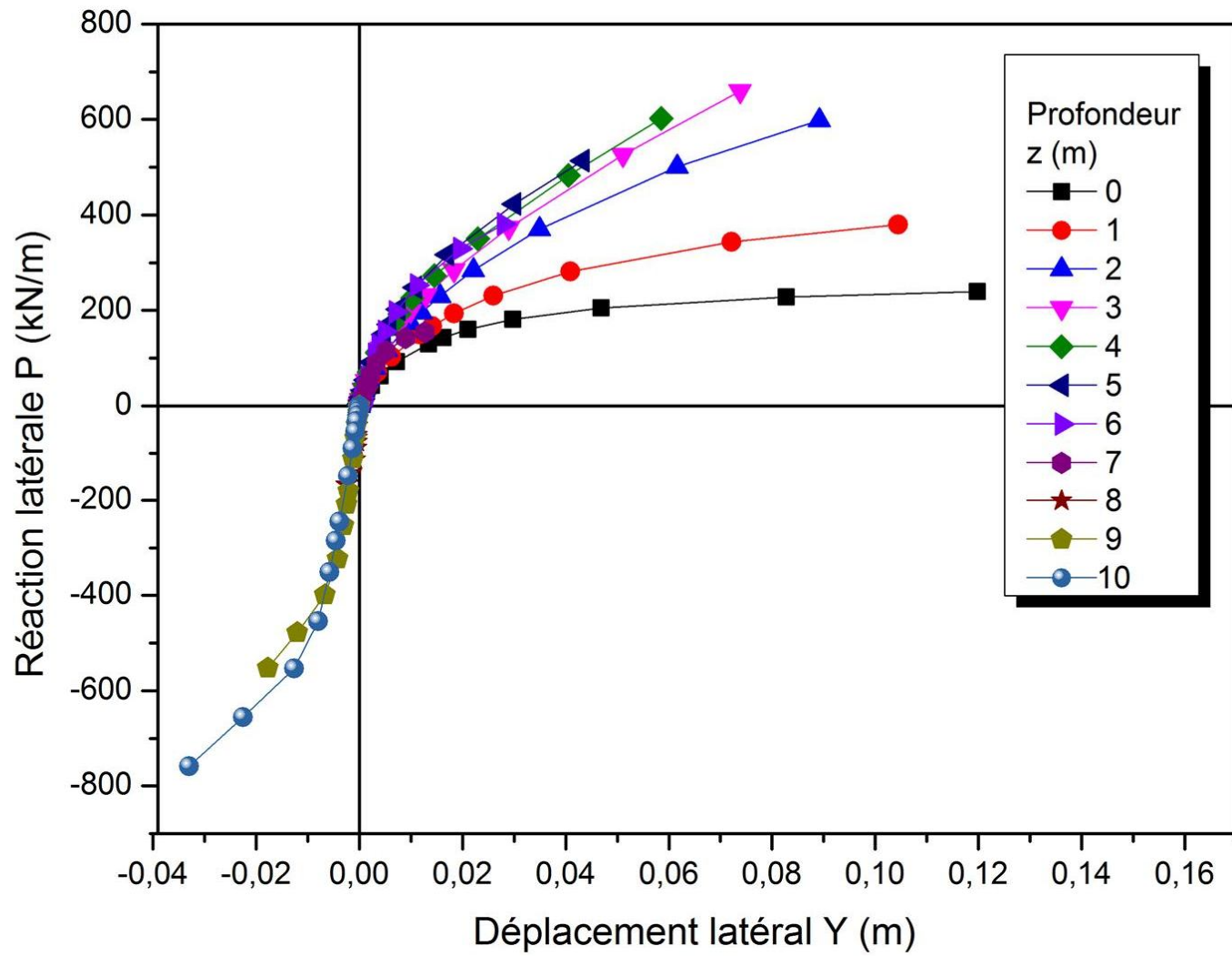


Figure A.10 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable moyen  $\varphi = 35^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

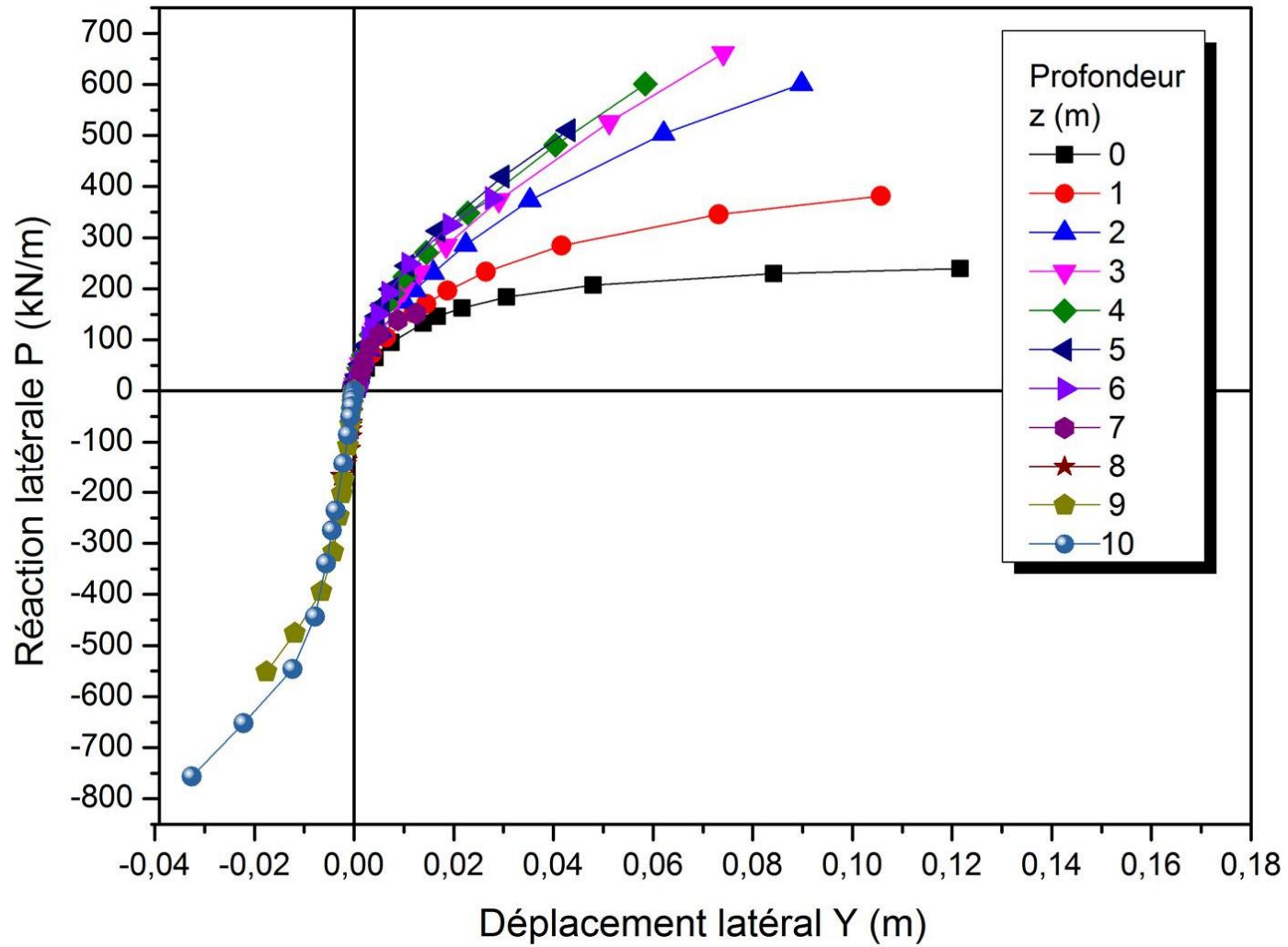


Figure A.12 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

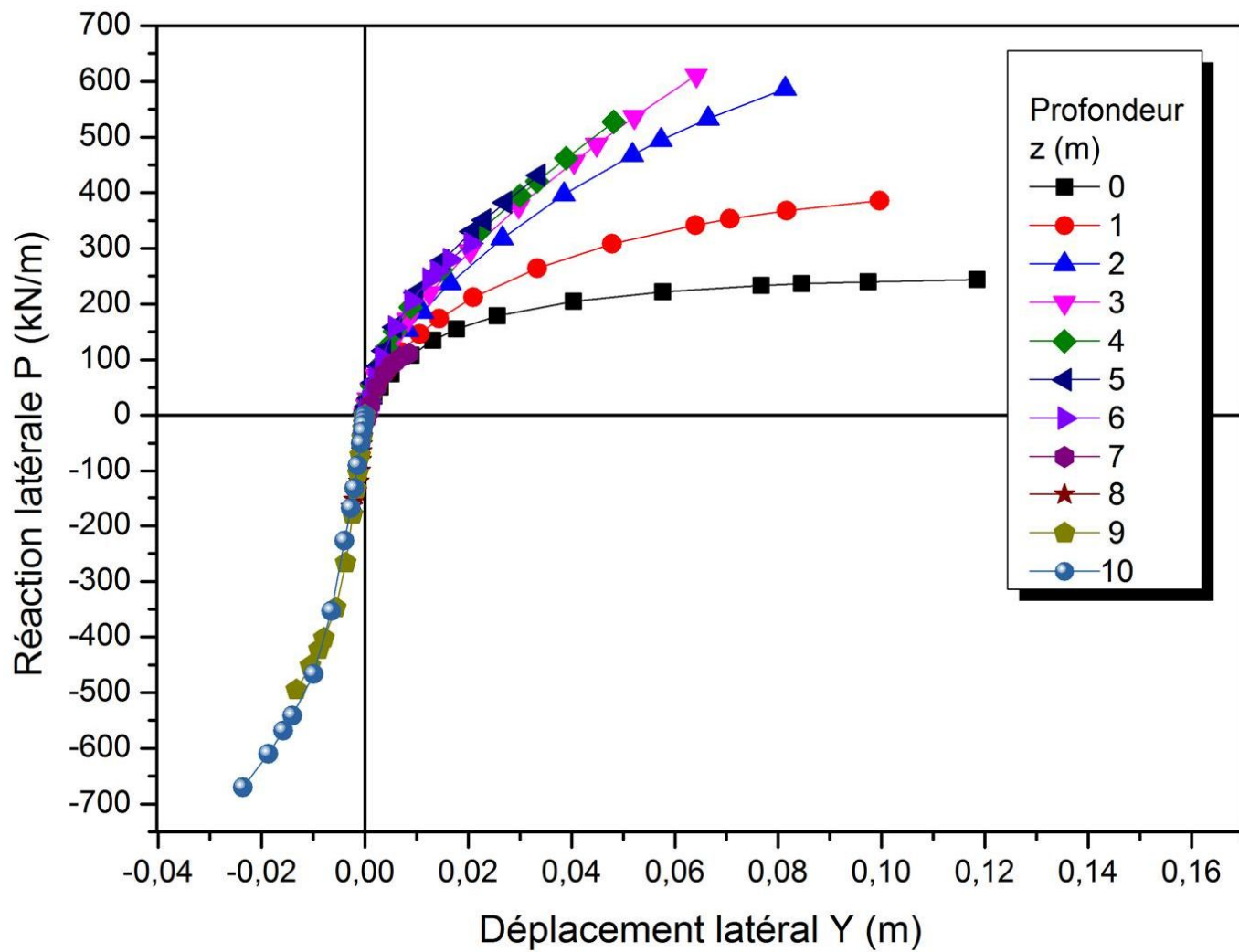


Figure A.14 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )



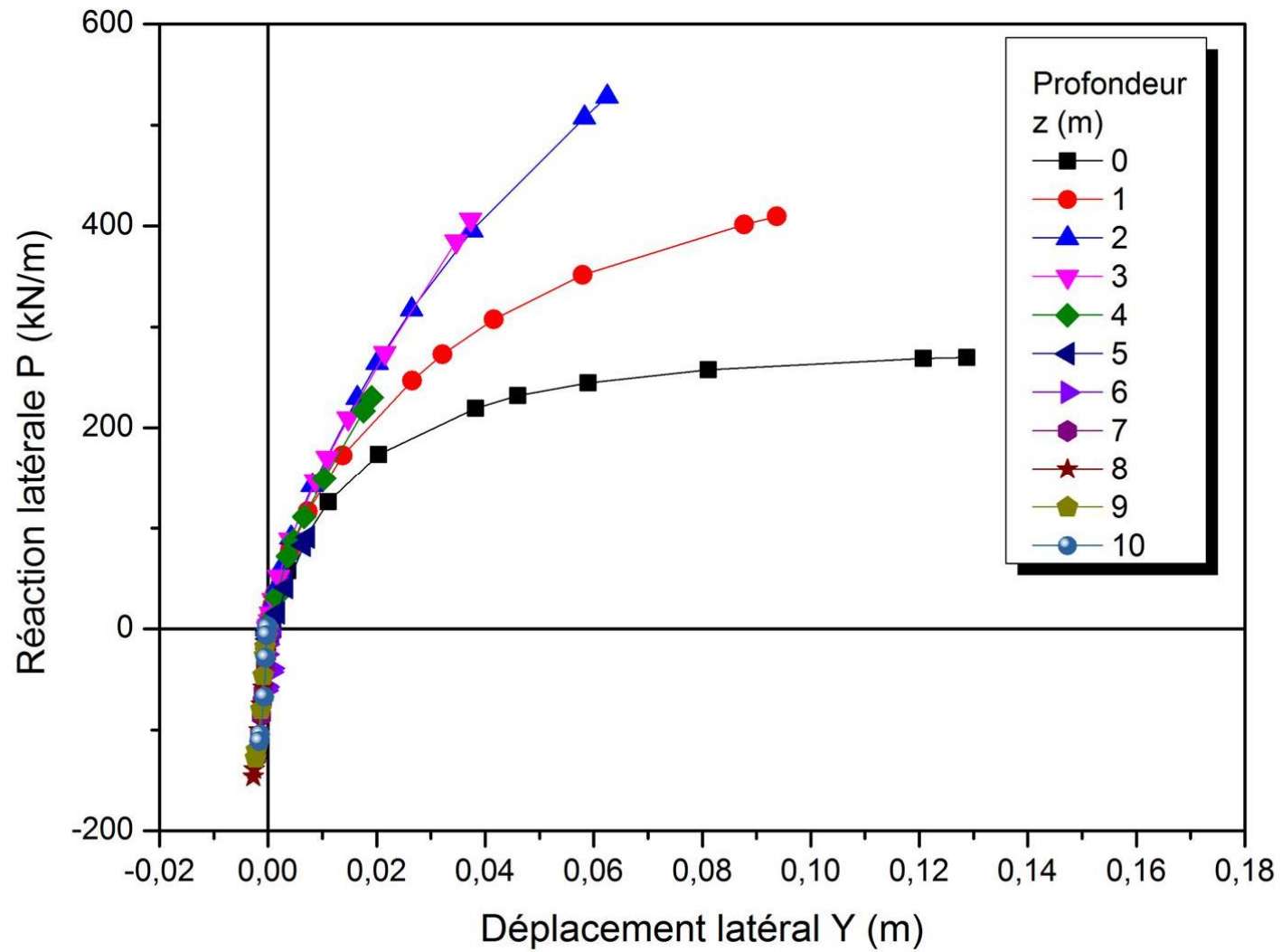


Figure A.16 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable moyen  $\varphi = 35^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

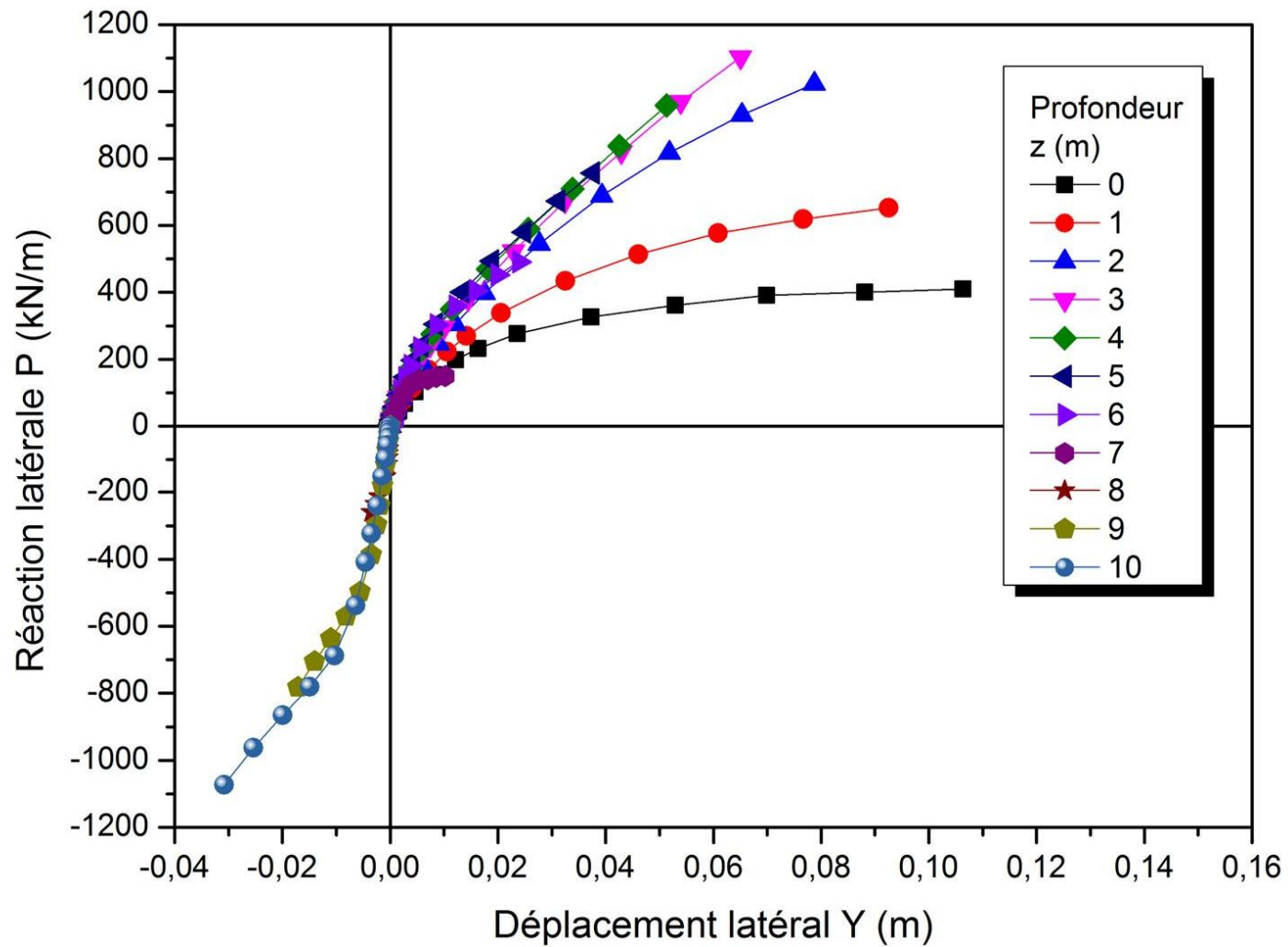


Figure A.18 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable dense  $\varphi = 40^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

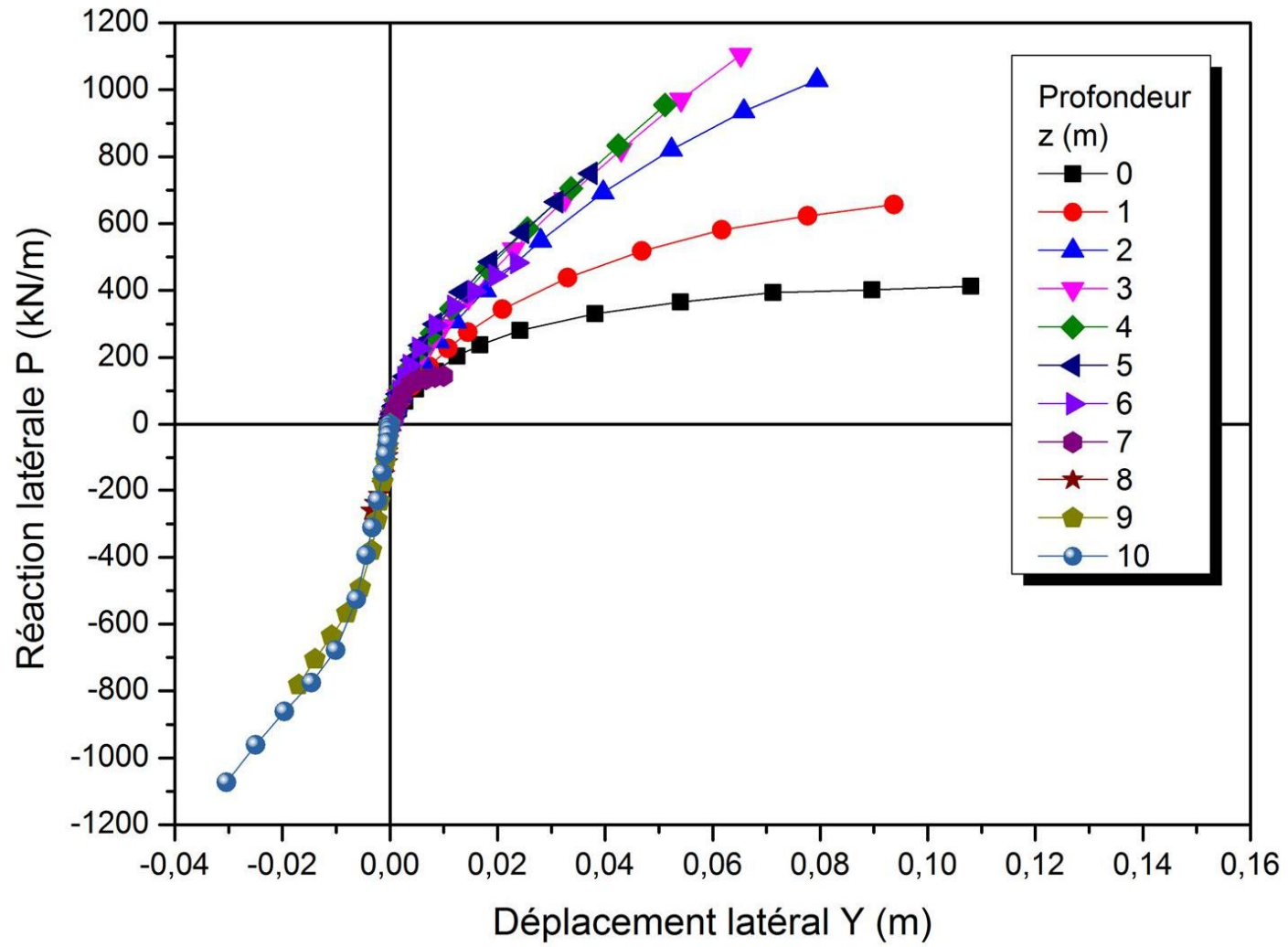


Figure A.20 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

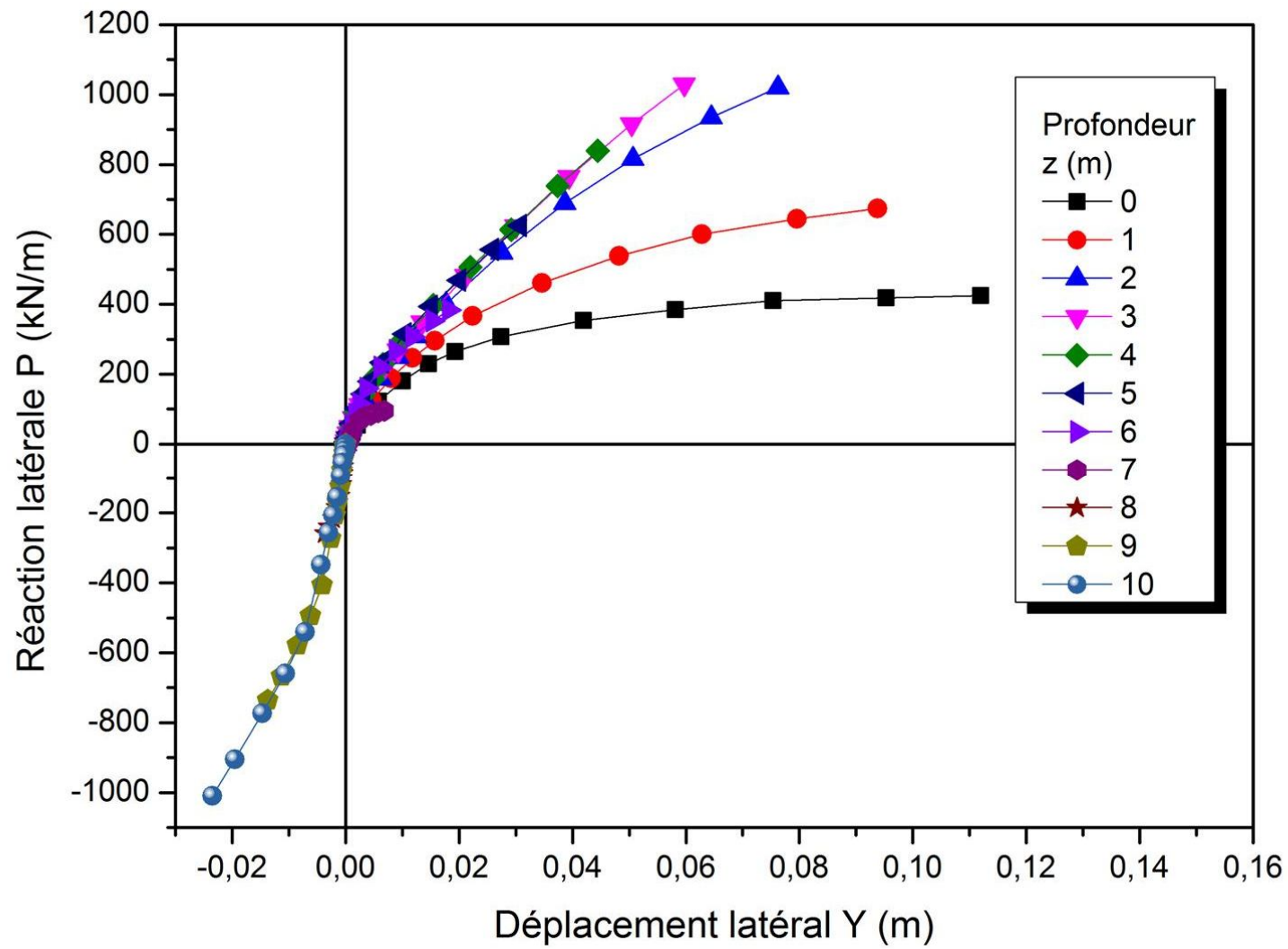


Figure A.22 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable dense  $\varphi = 40^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )

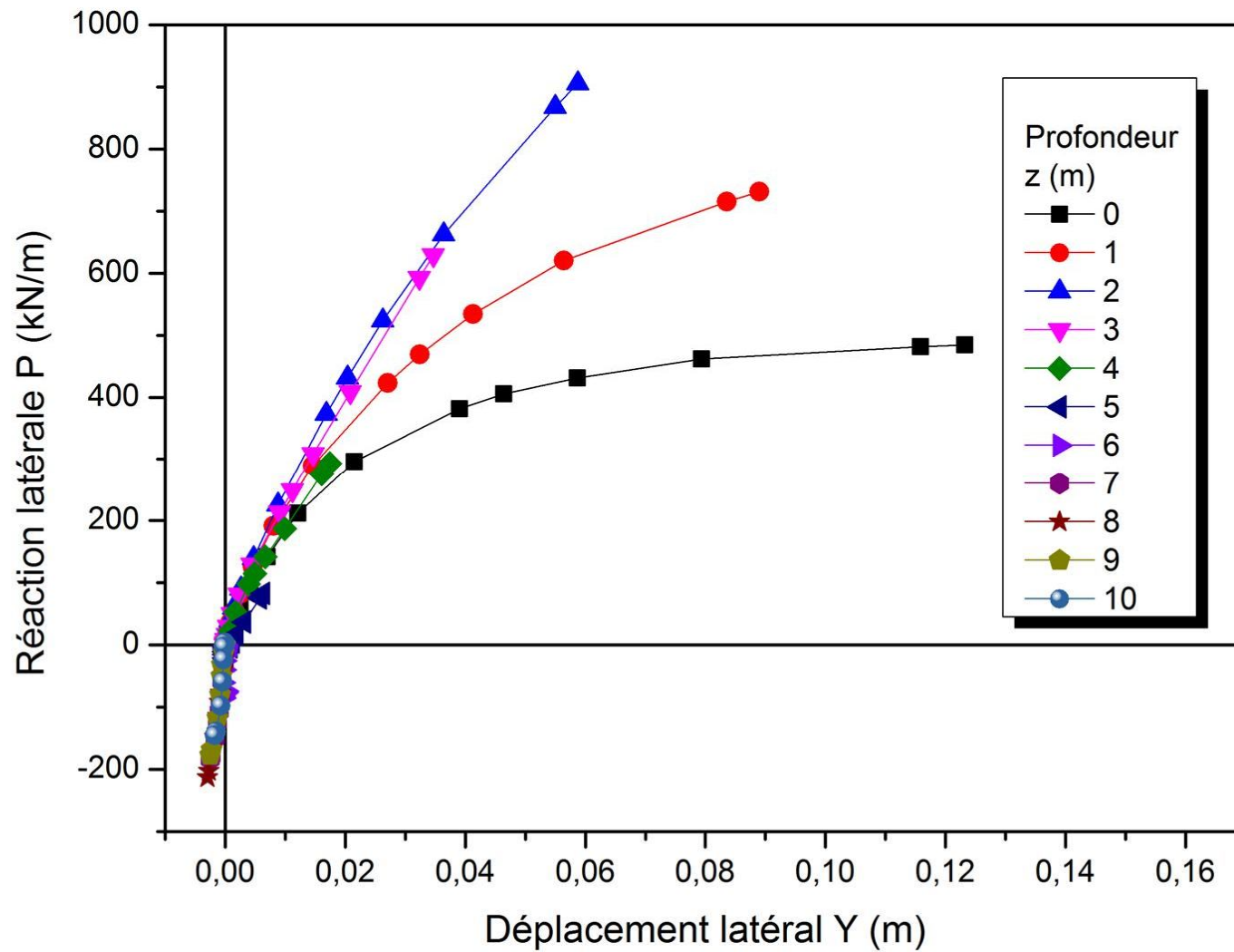


Figure A.24 : Courbe de réaction latérale P-Y (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

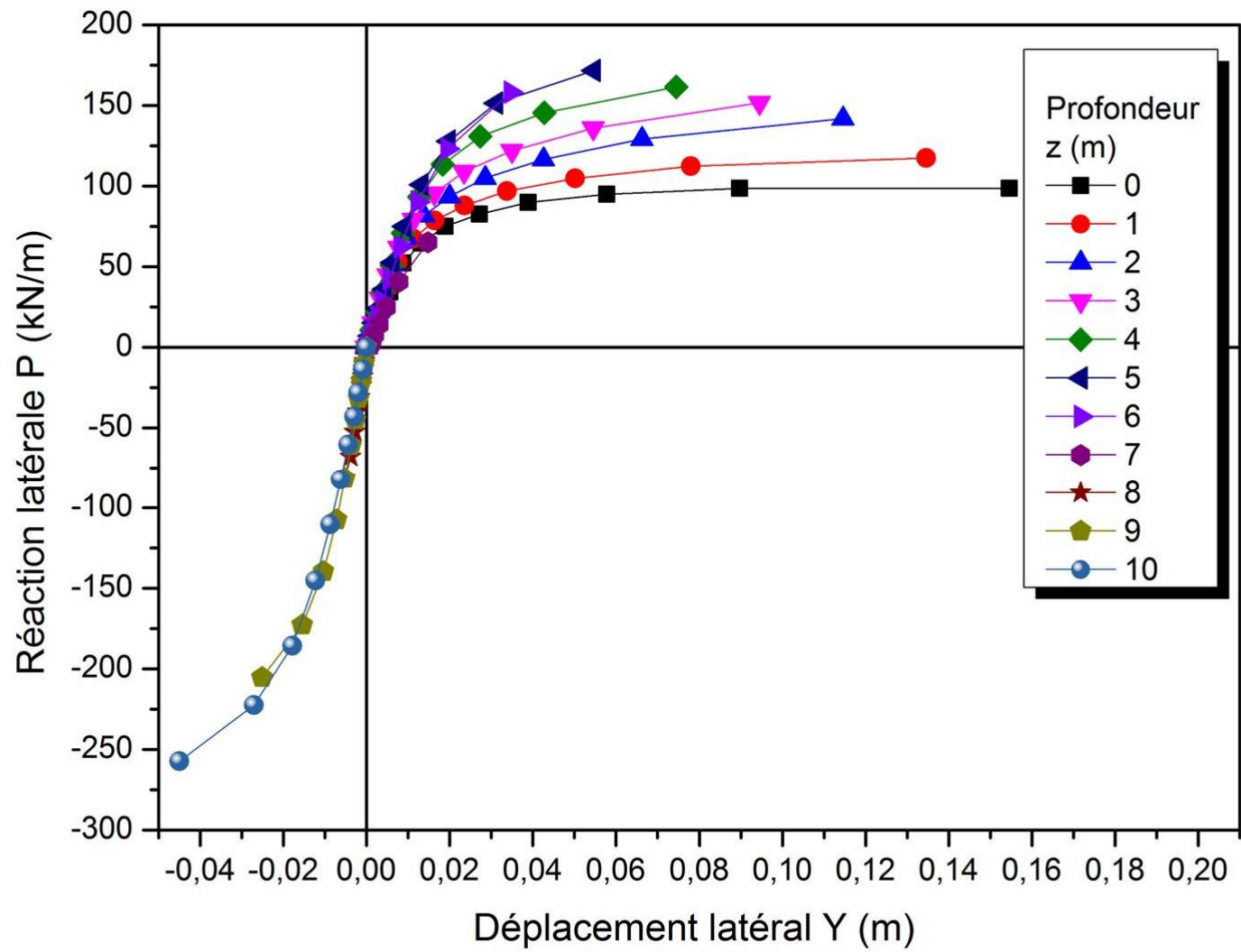


Figure A.26 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

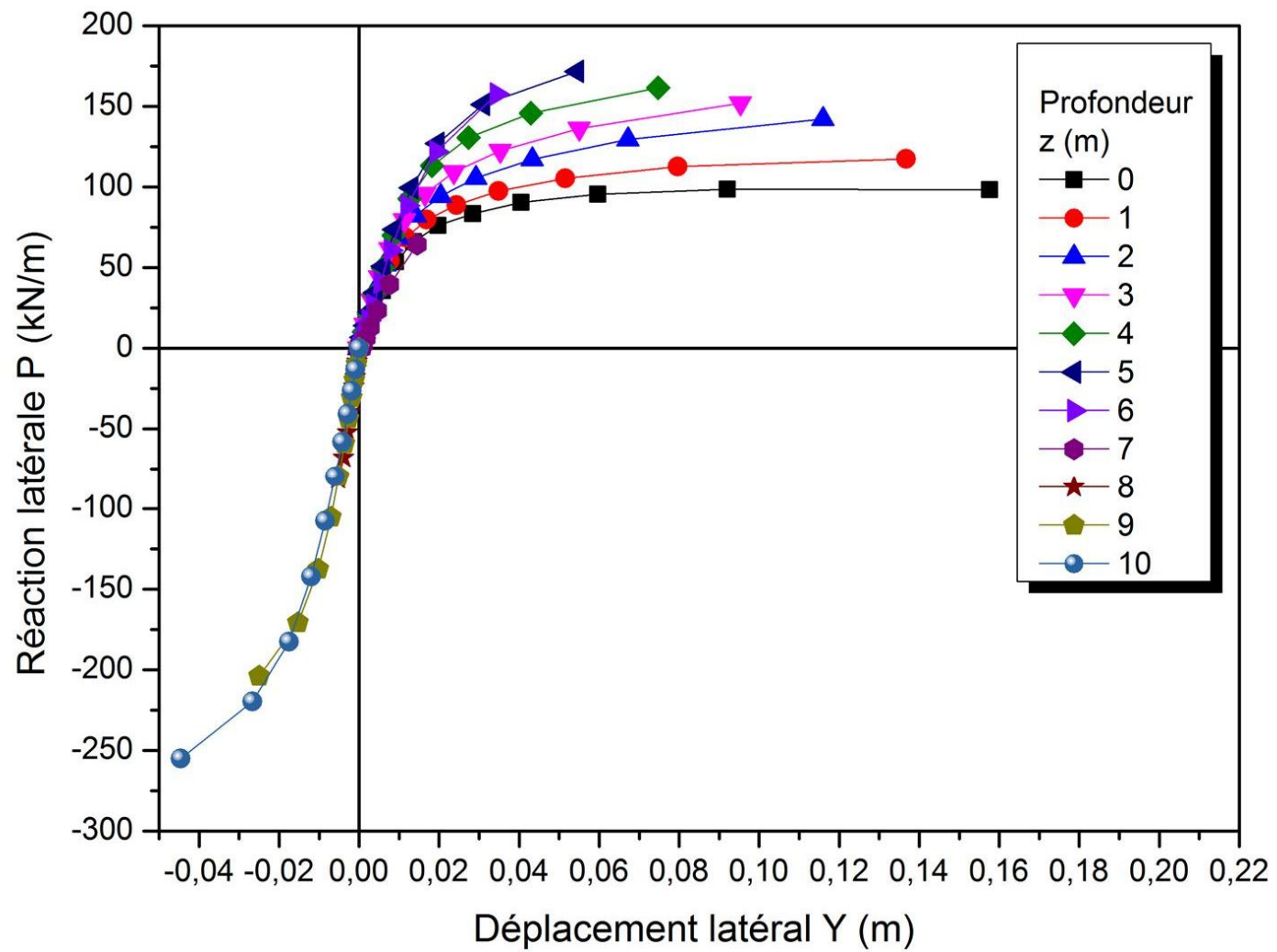


Figure A.28 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

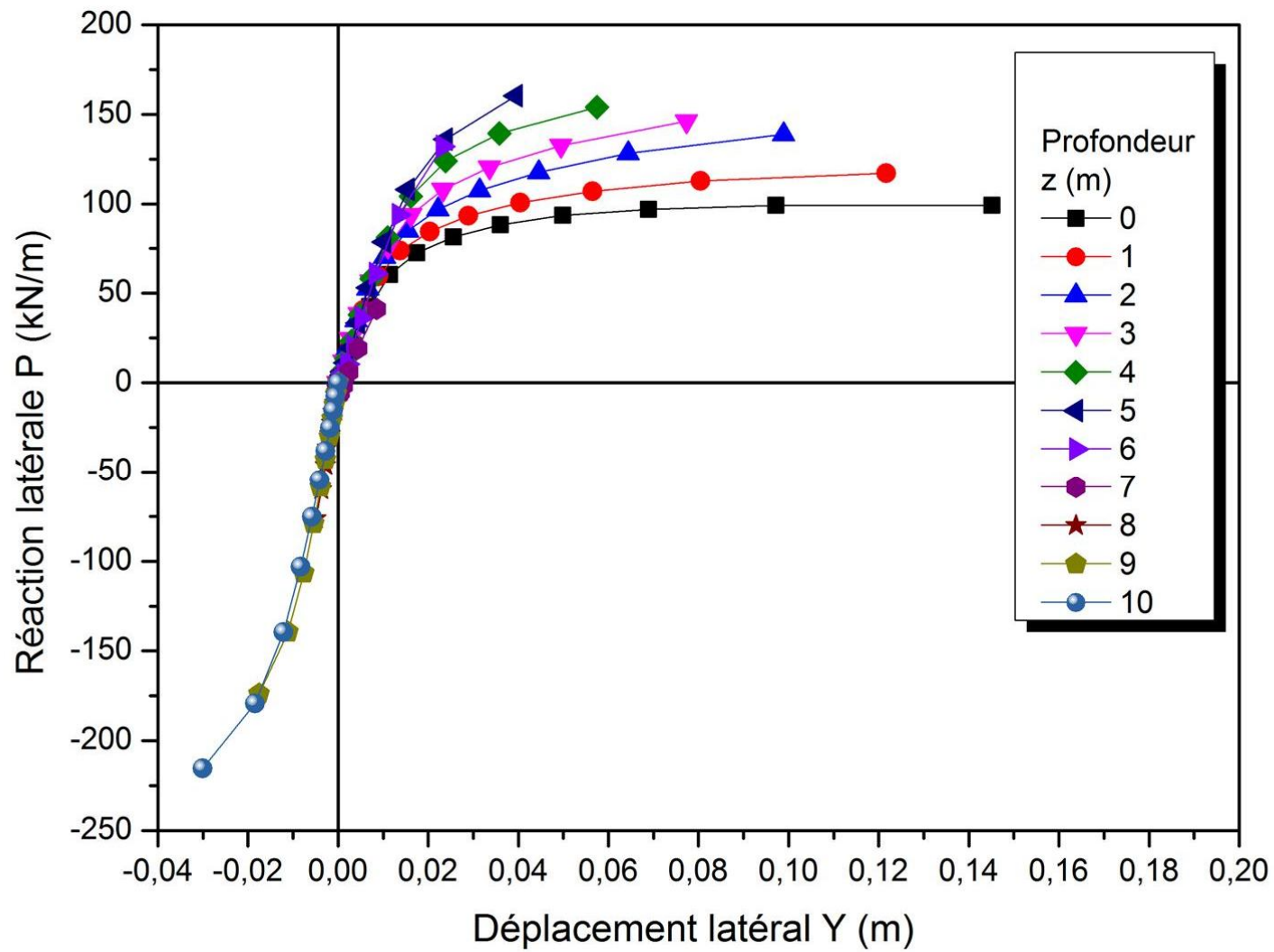


Figure A.30 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )



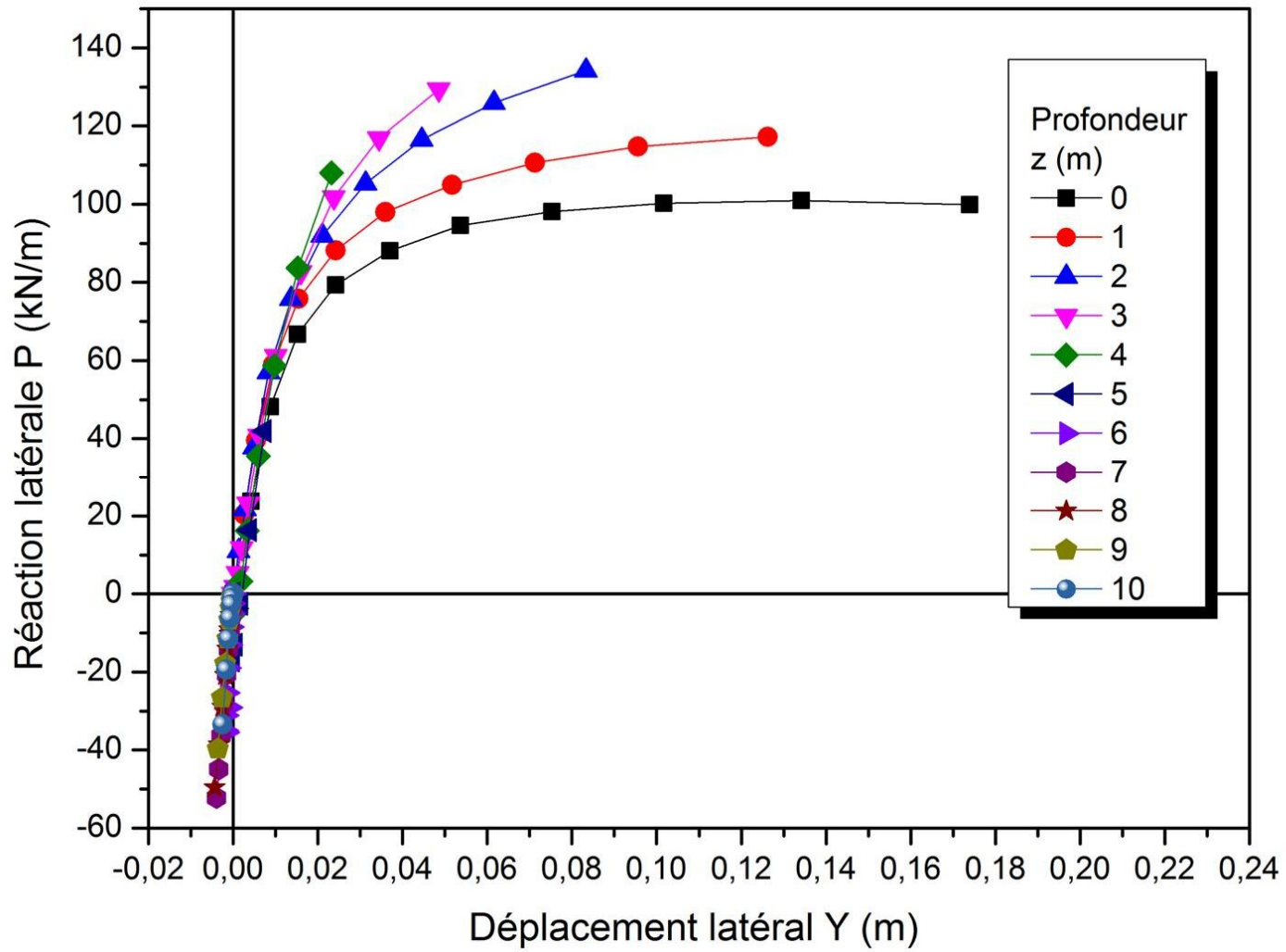


Figure A.32 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

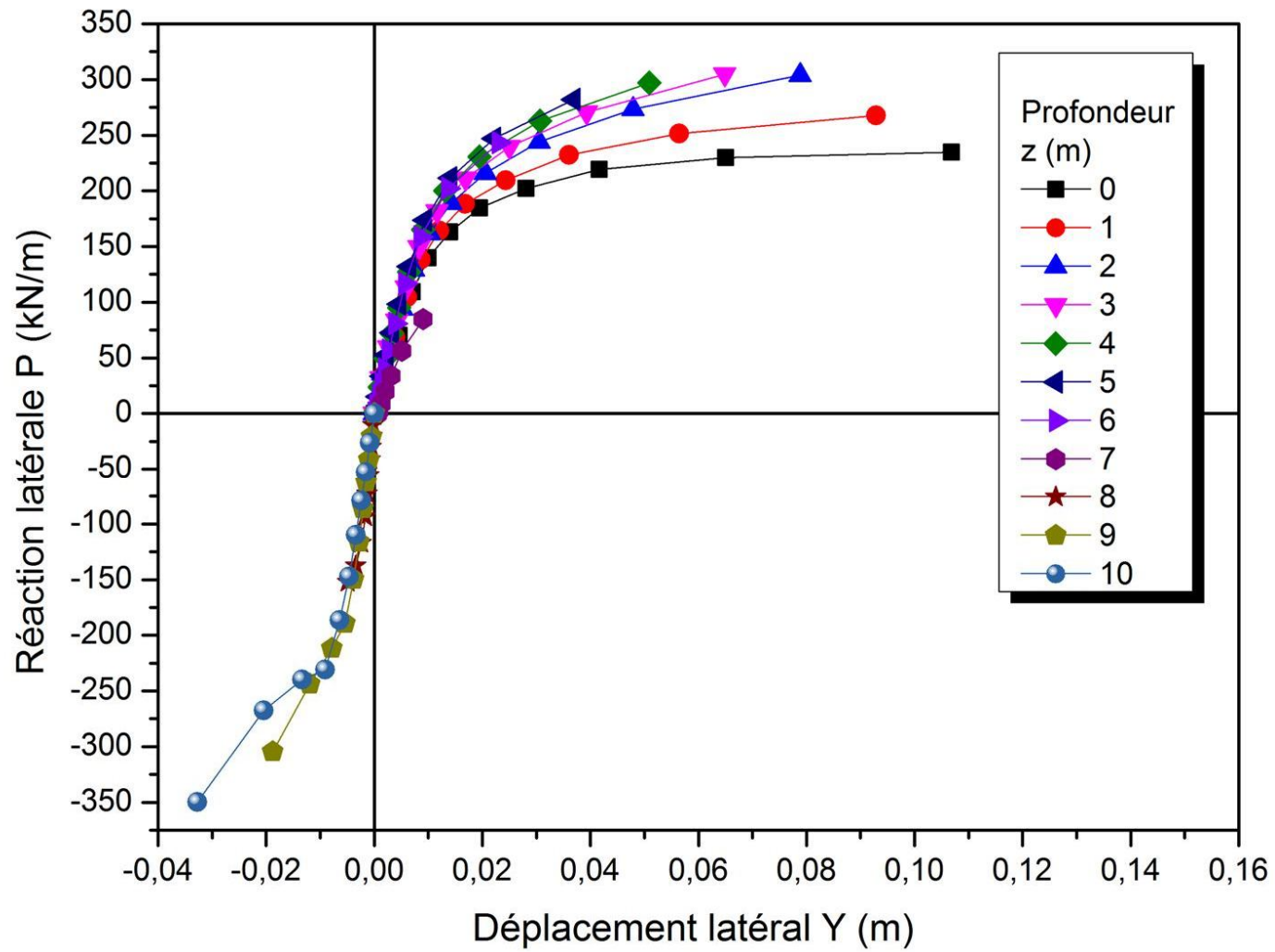


Figure A.34 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

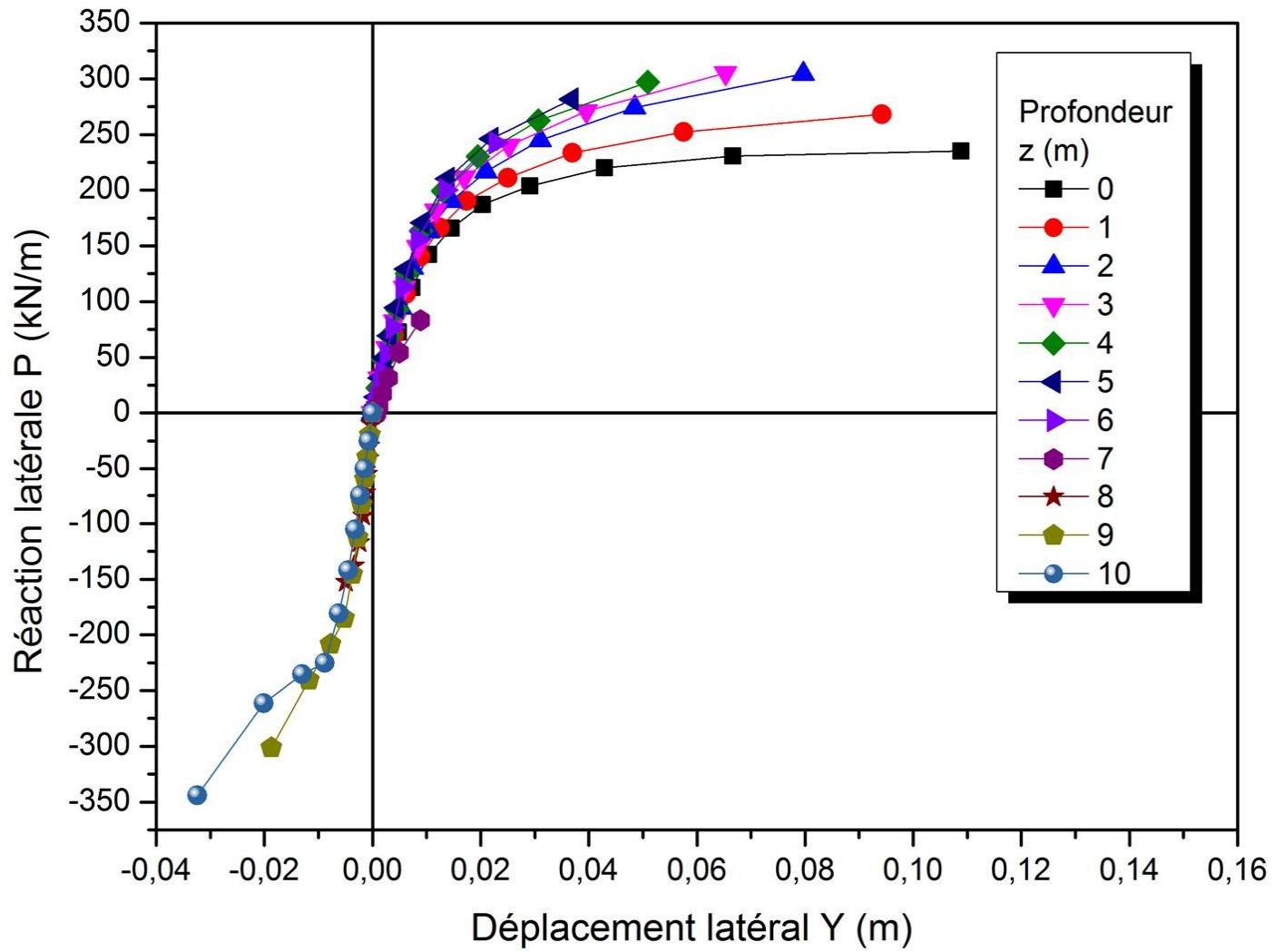


Figure A.36 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

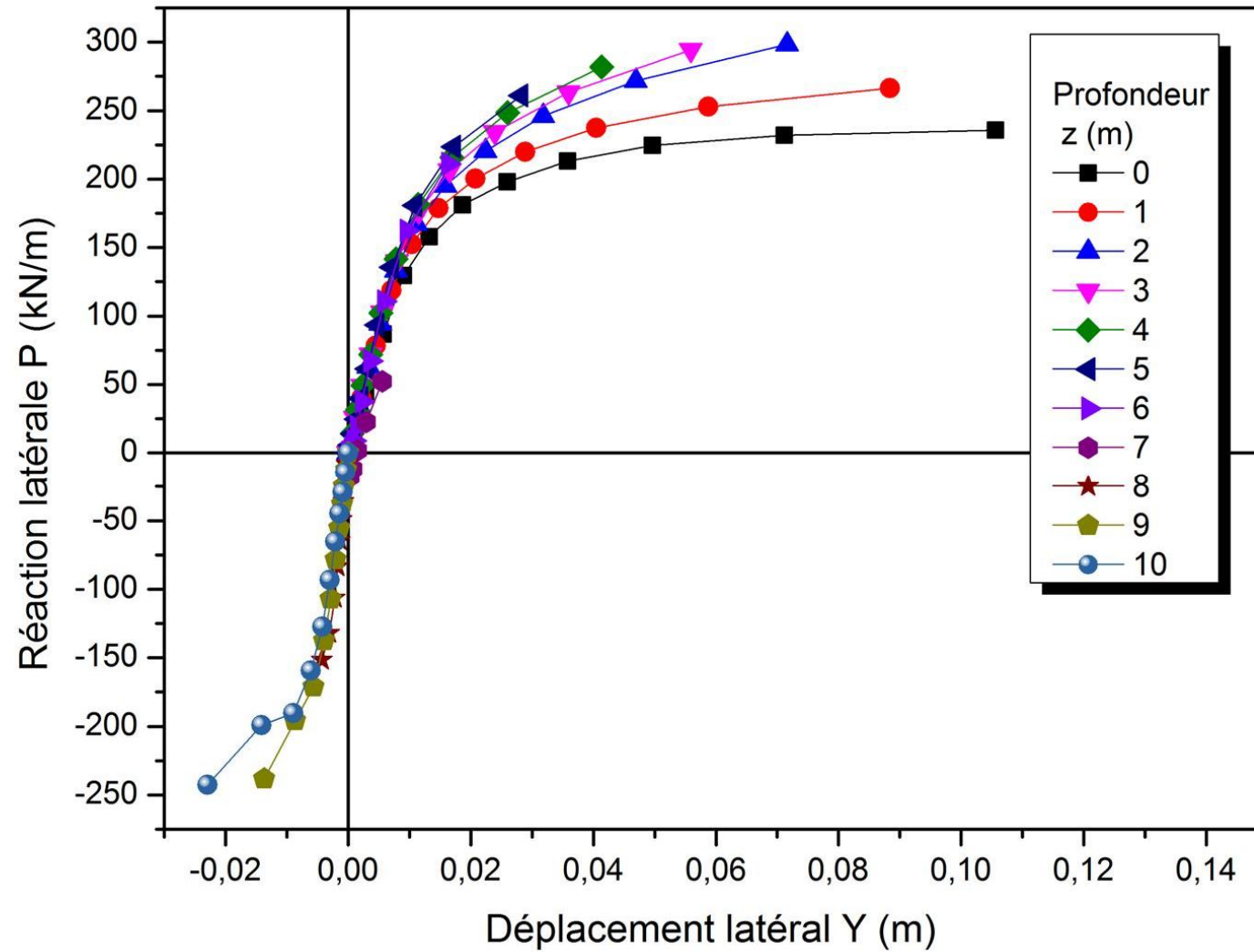


Figure A.38 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )

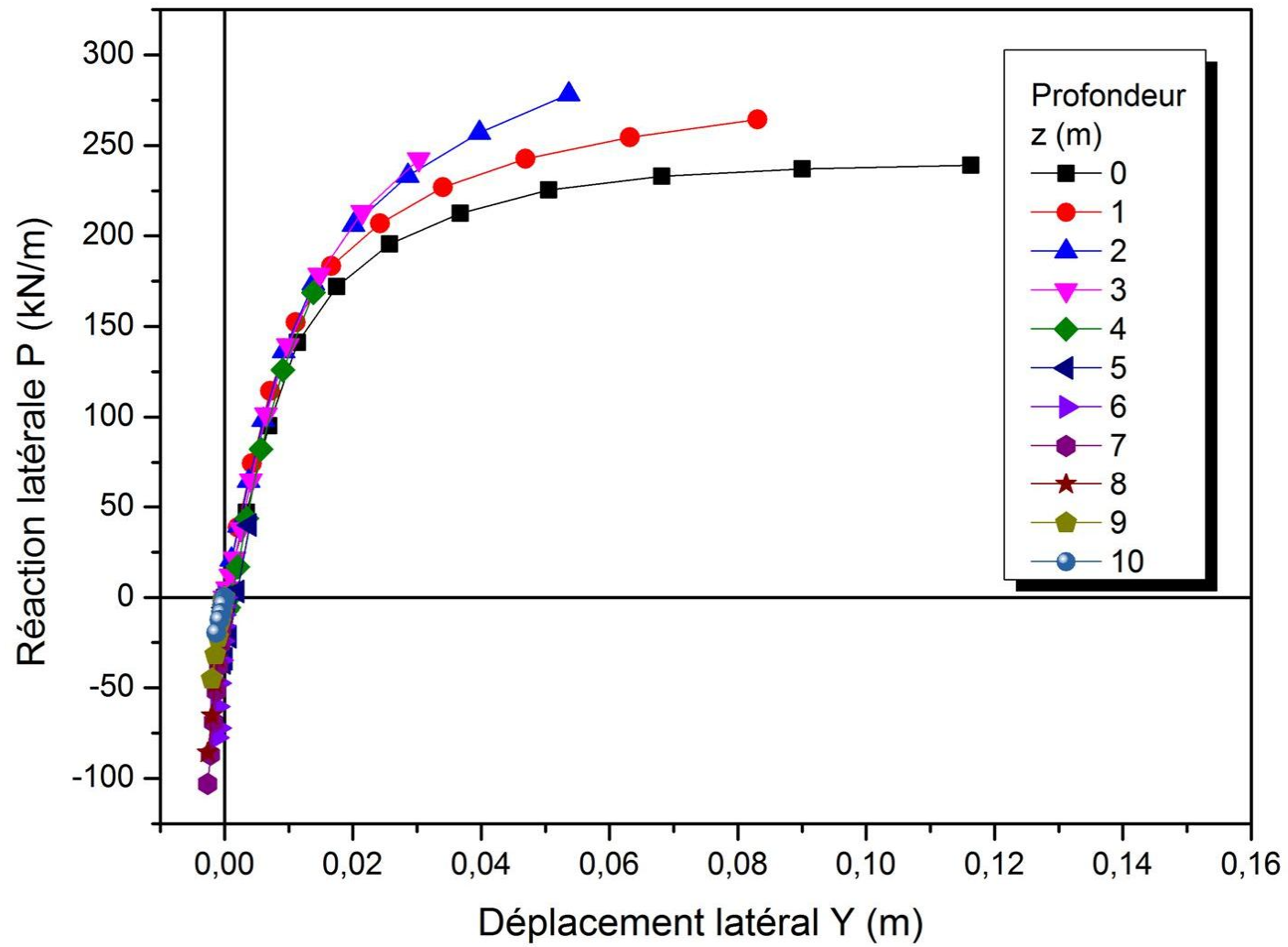


Figure A.40 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

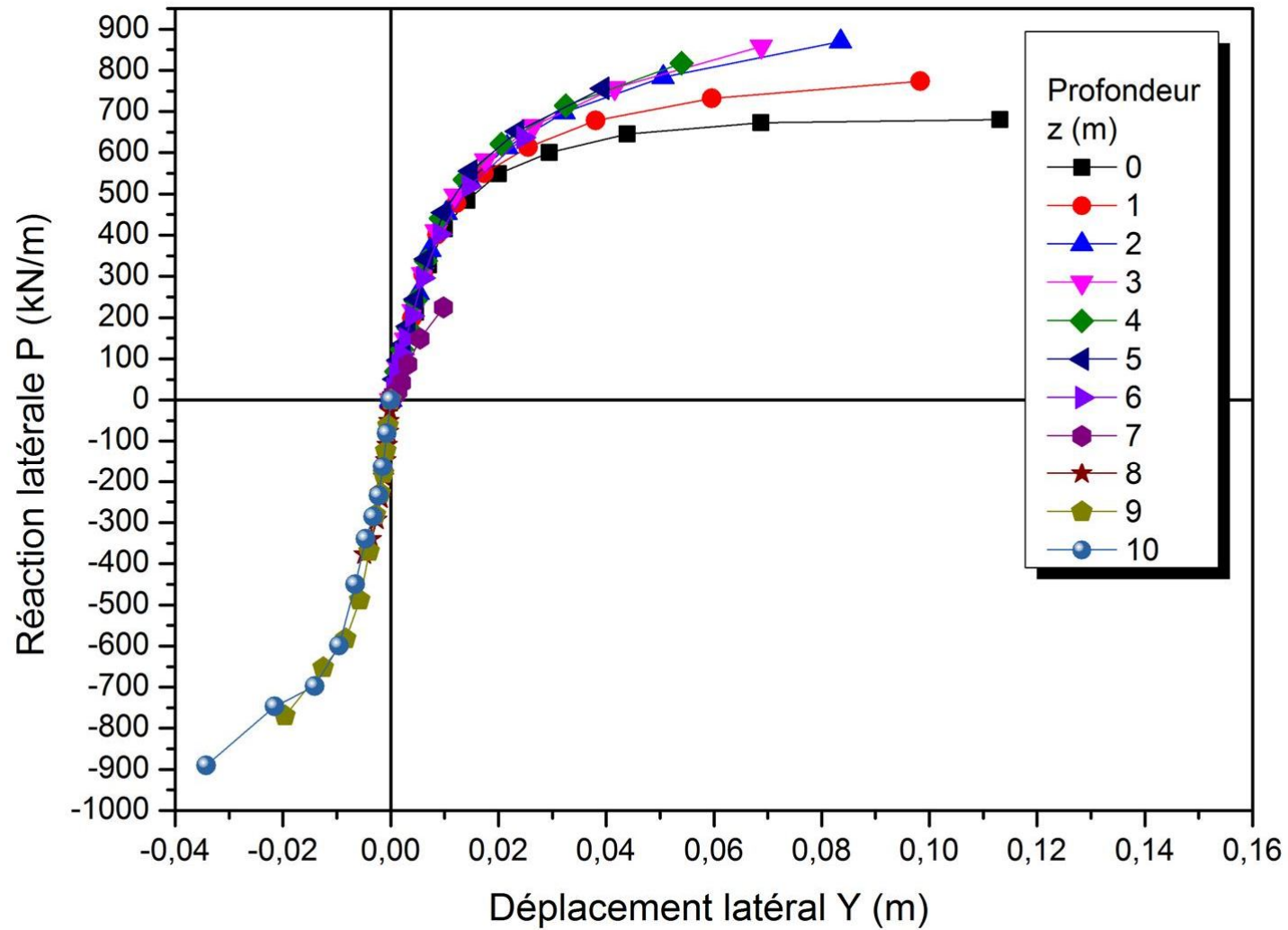


Figure A.42 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

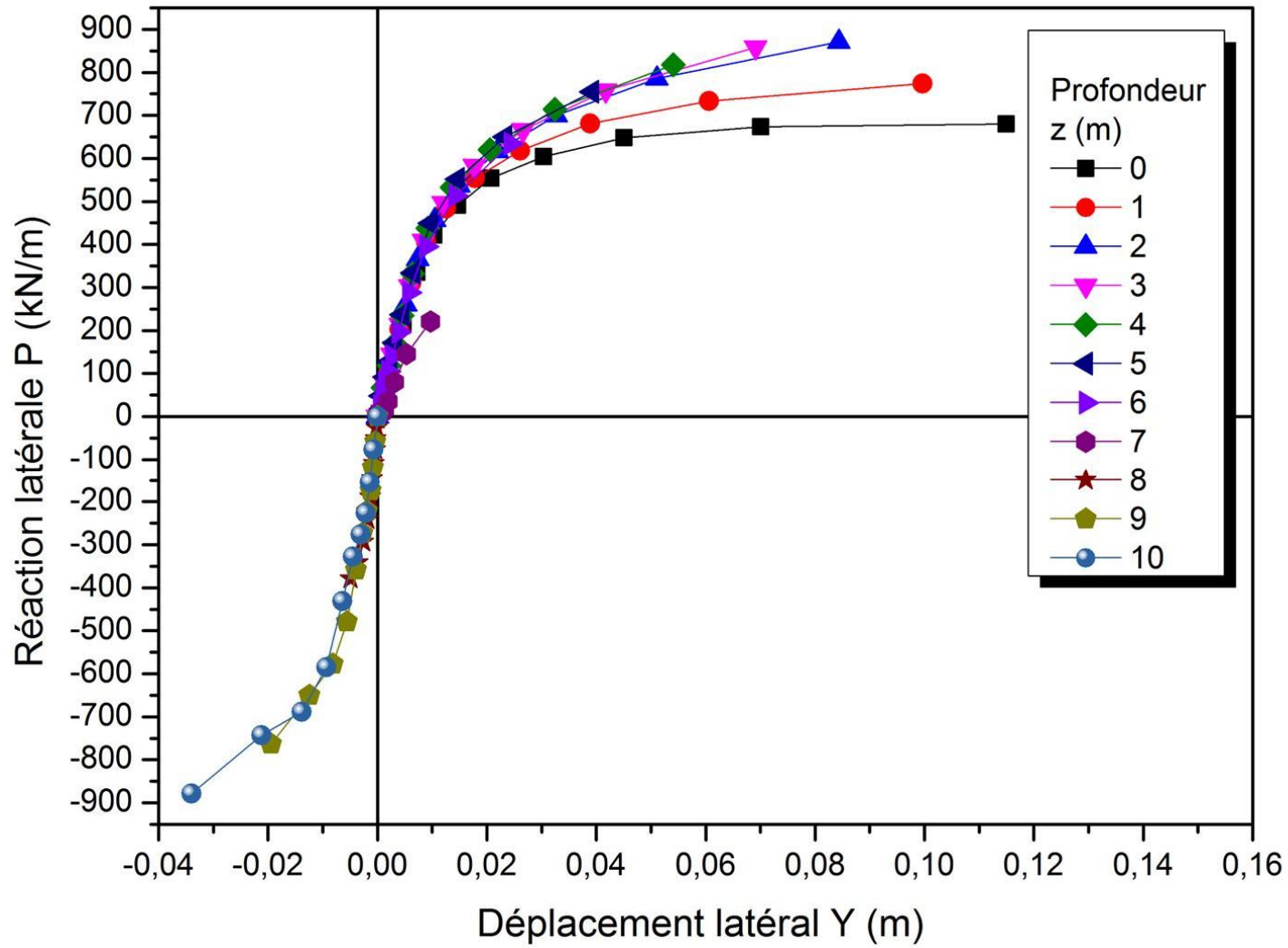


Figure A.44 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

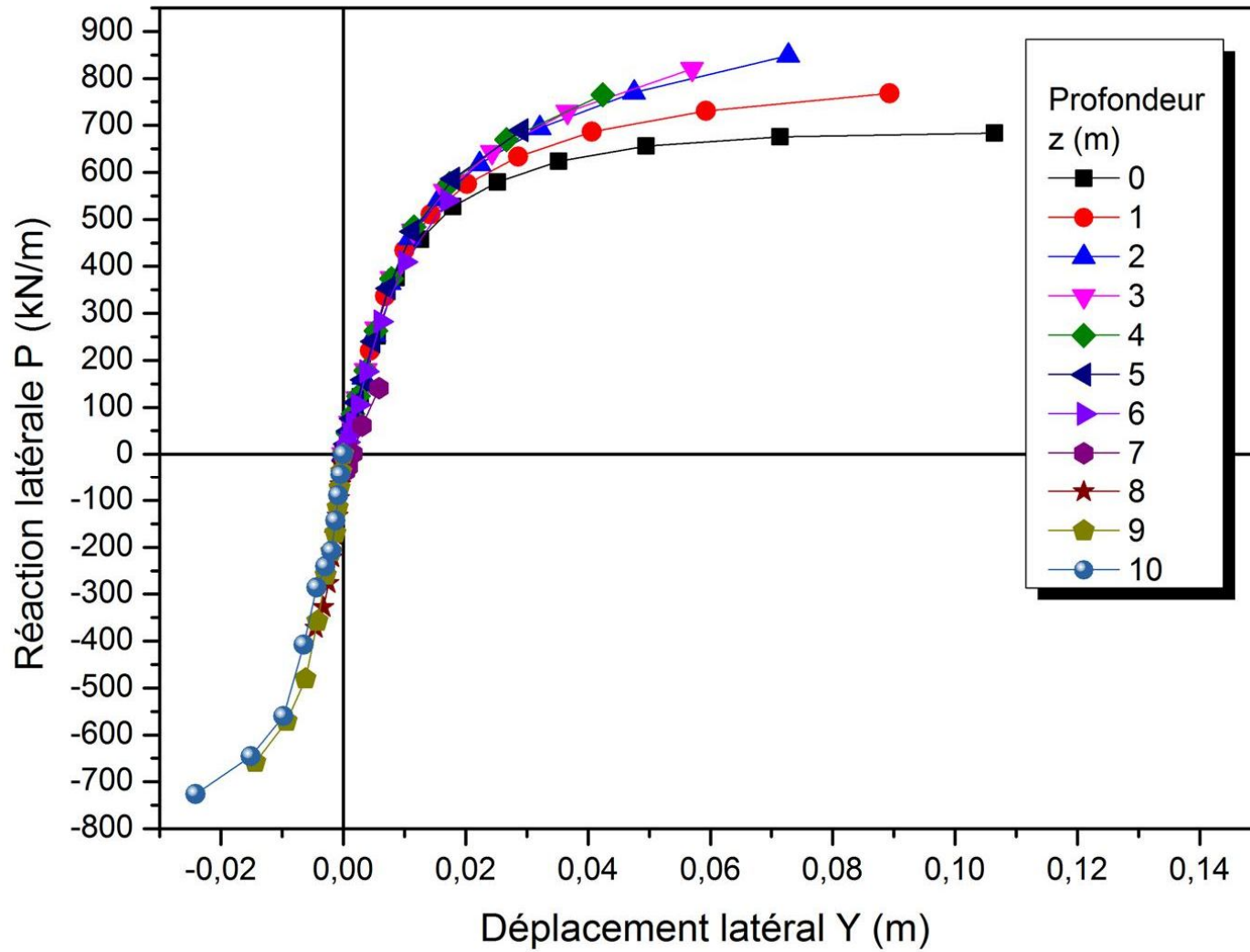


Figure A.46 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )



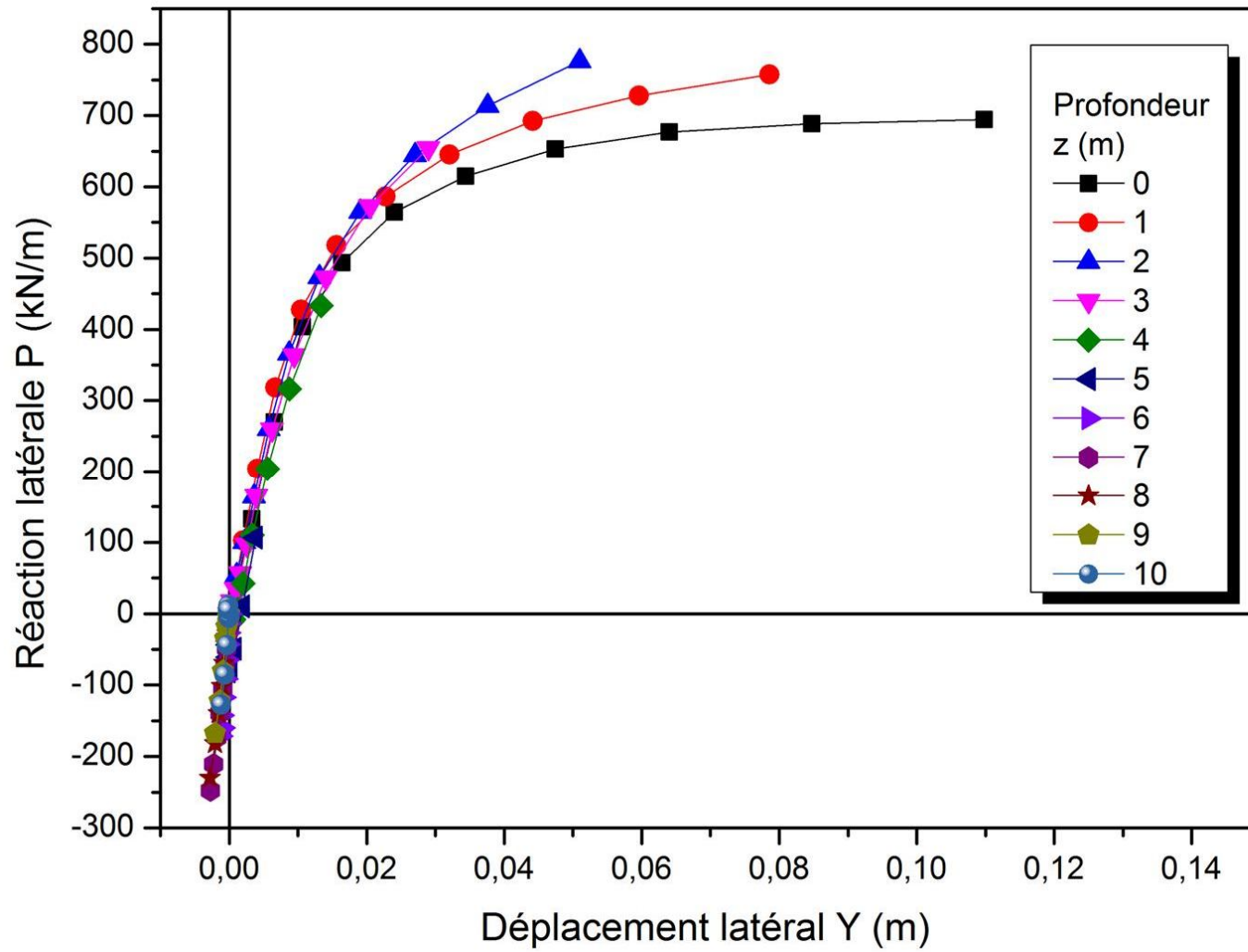


Figure A.48 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

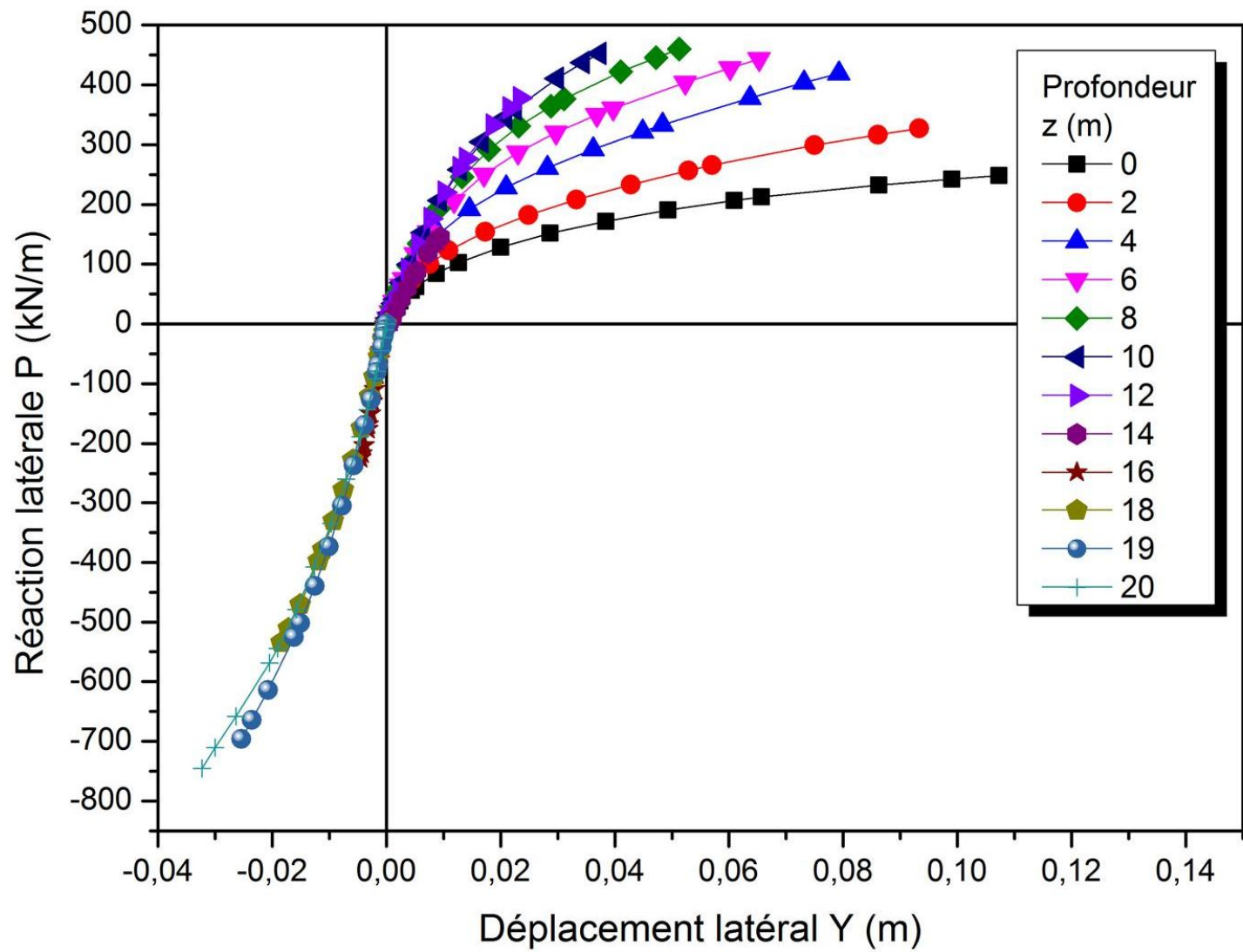


Figure A.50 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

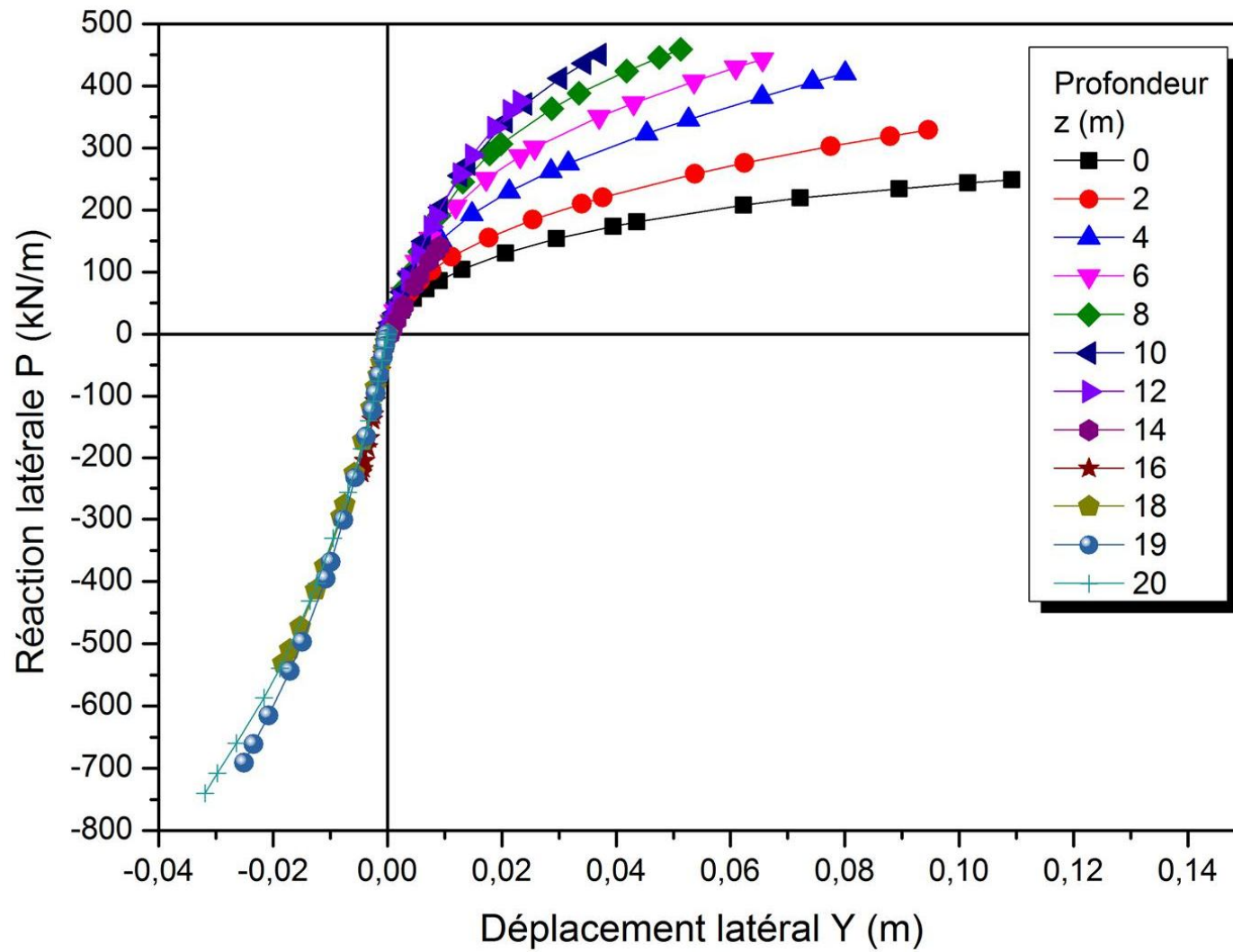


Figure A.52 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

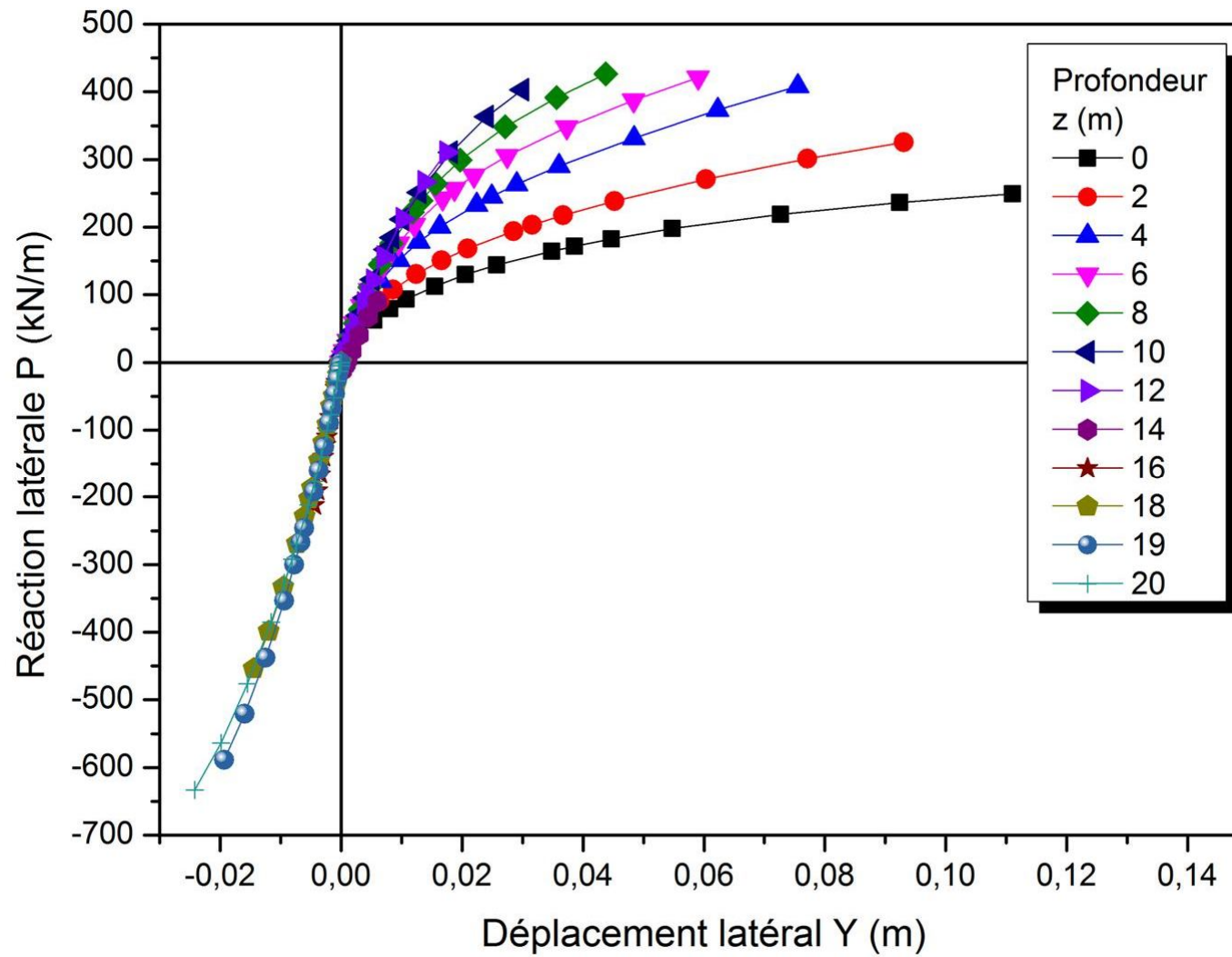


Figure A.54 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )

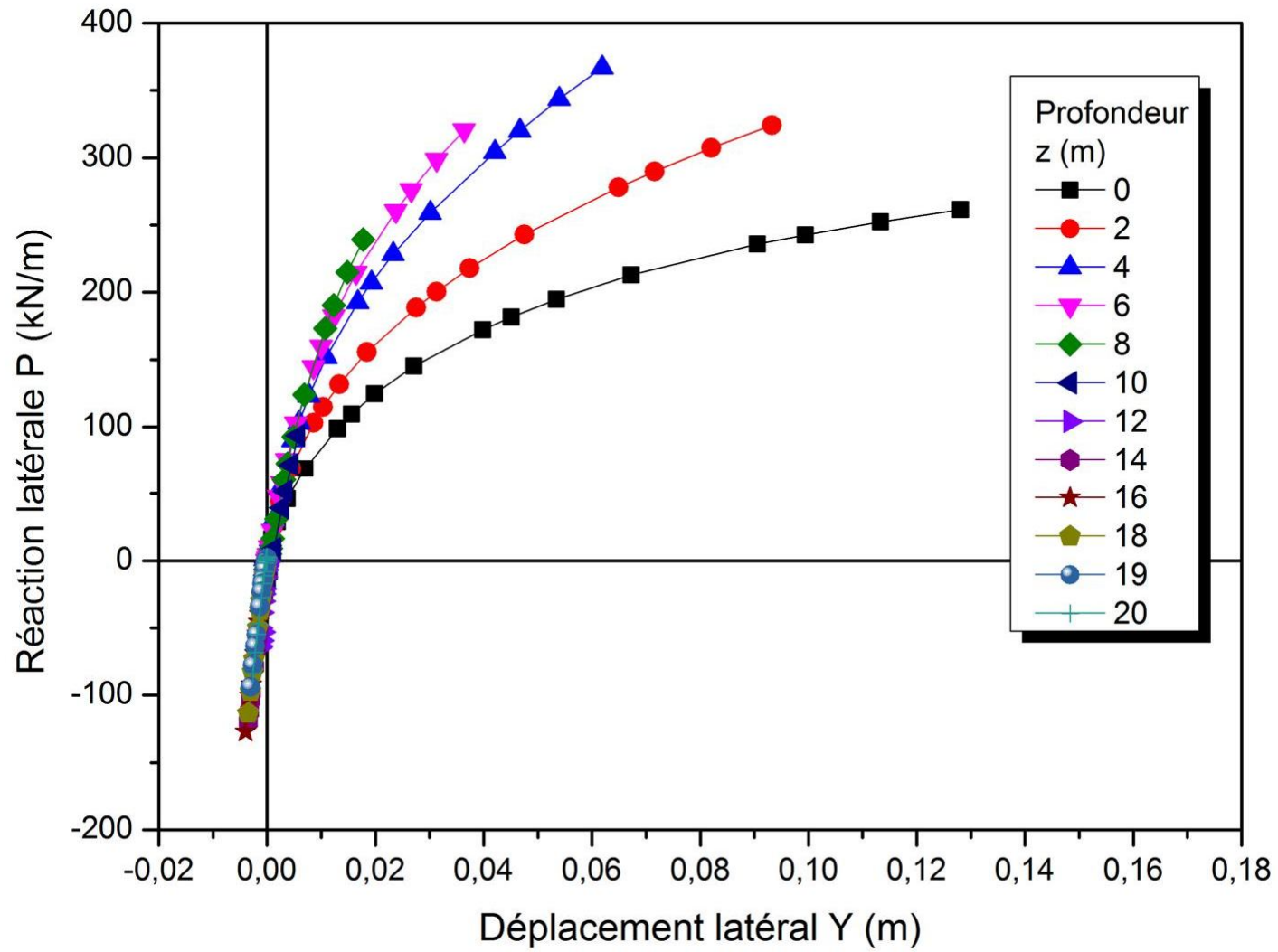


Figure A.56 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

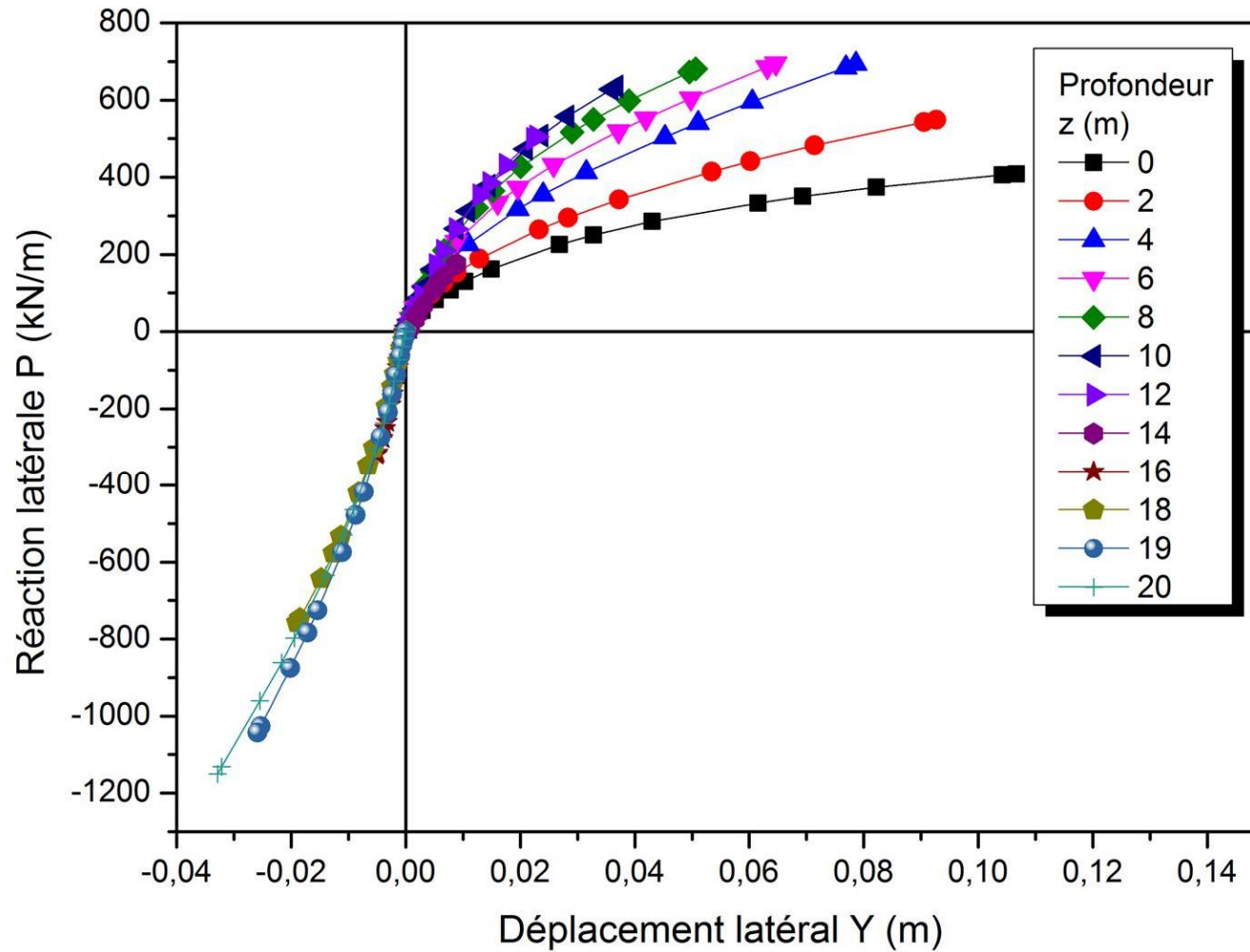


Figure A.58 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

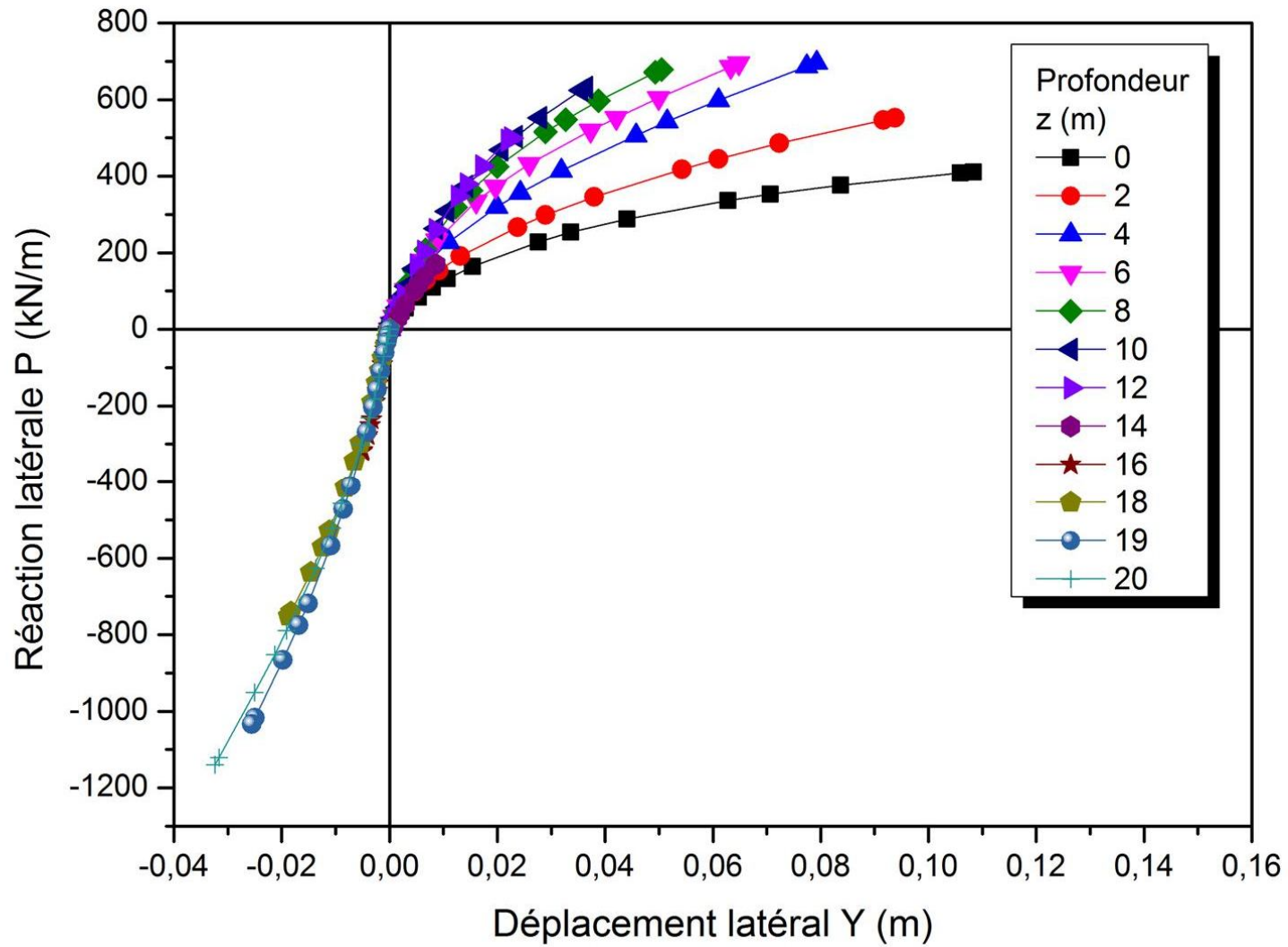


Figure A.60 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

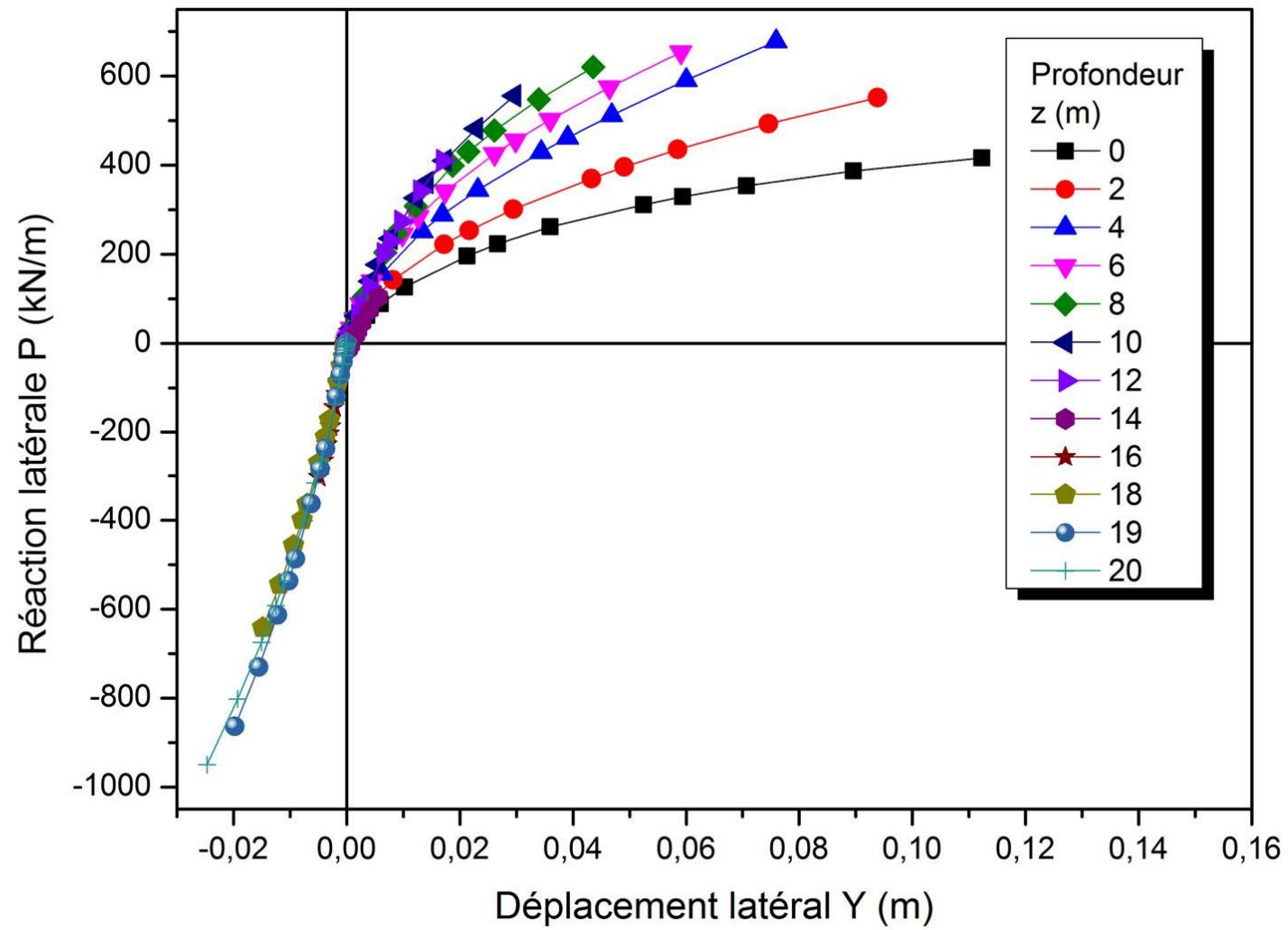


Figure A.62 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable moyen  $\varphi = 35^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )



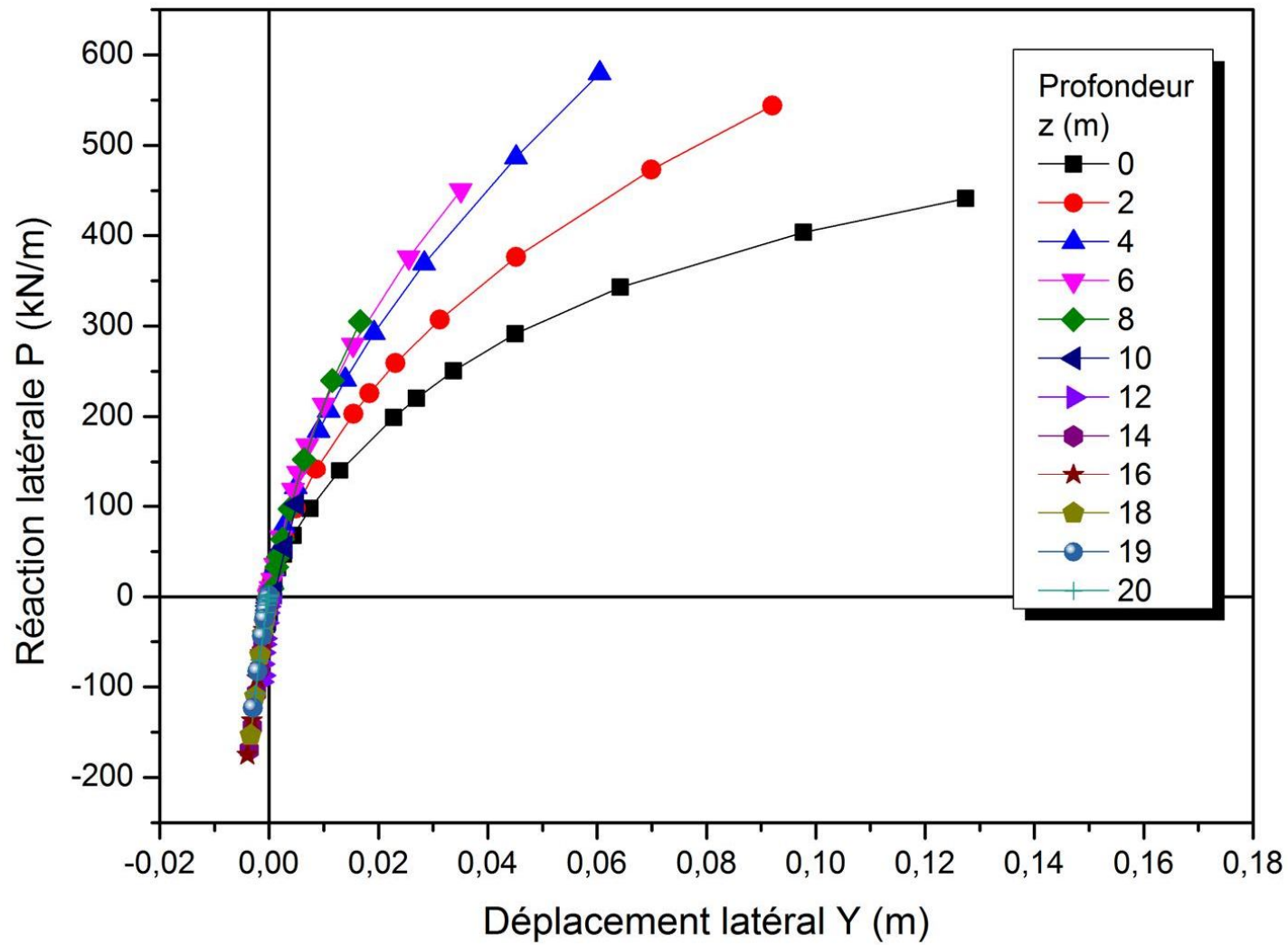


Figure A.64 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable moyen  $\varphi = 35^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

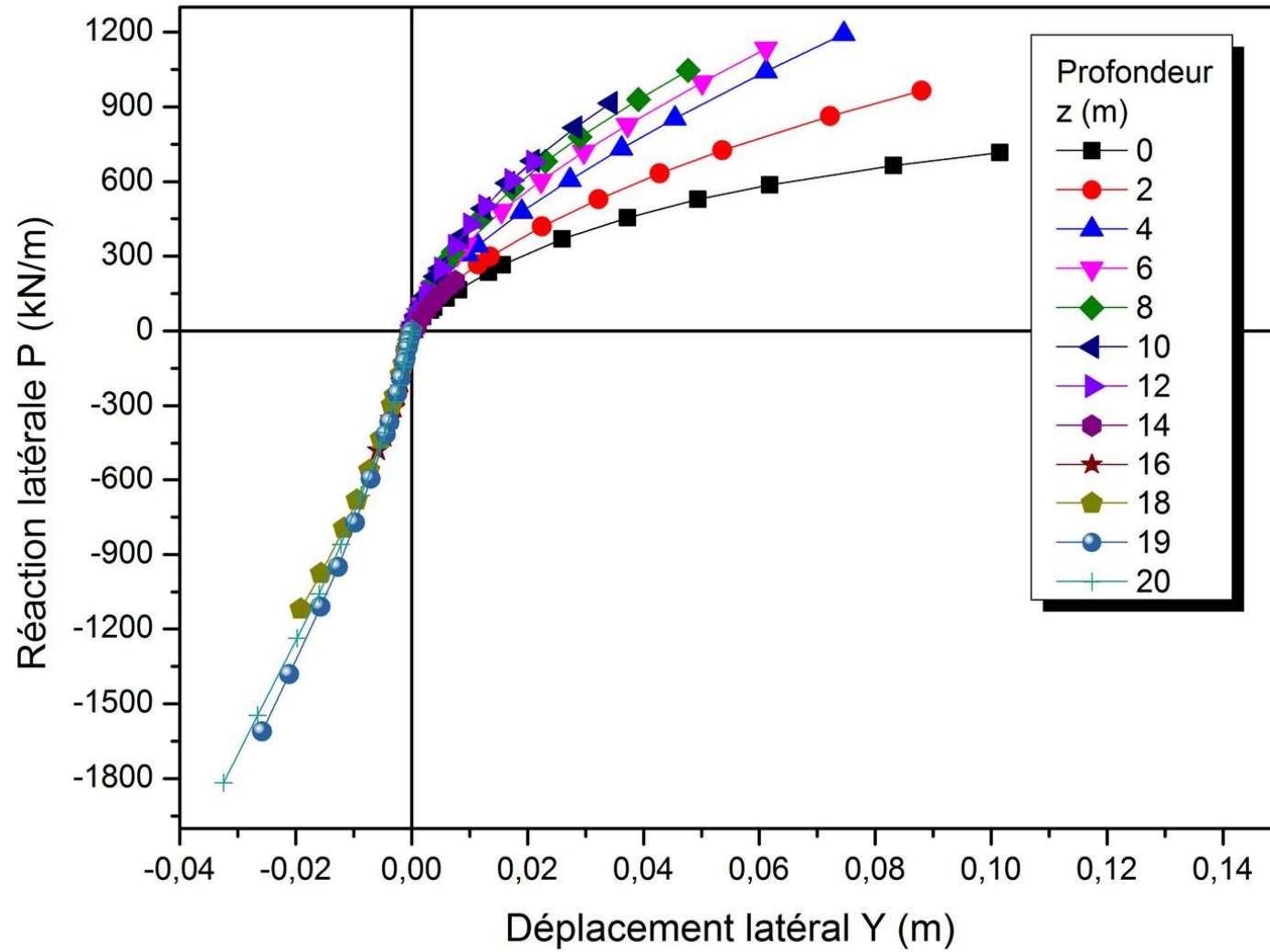


Figure A.66 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

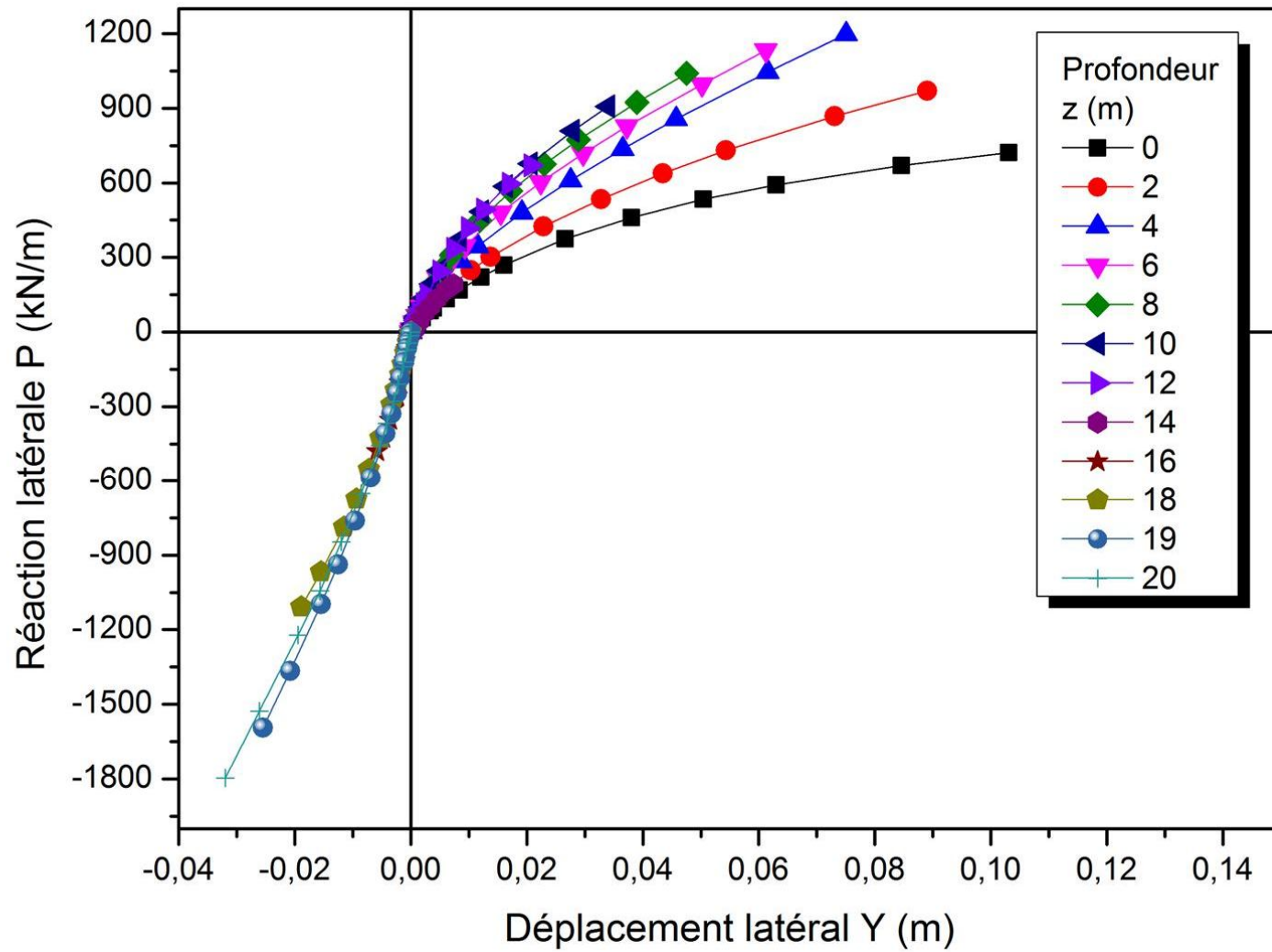


Figure A.68 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable dense  $\varphi = 40^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

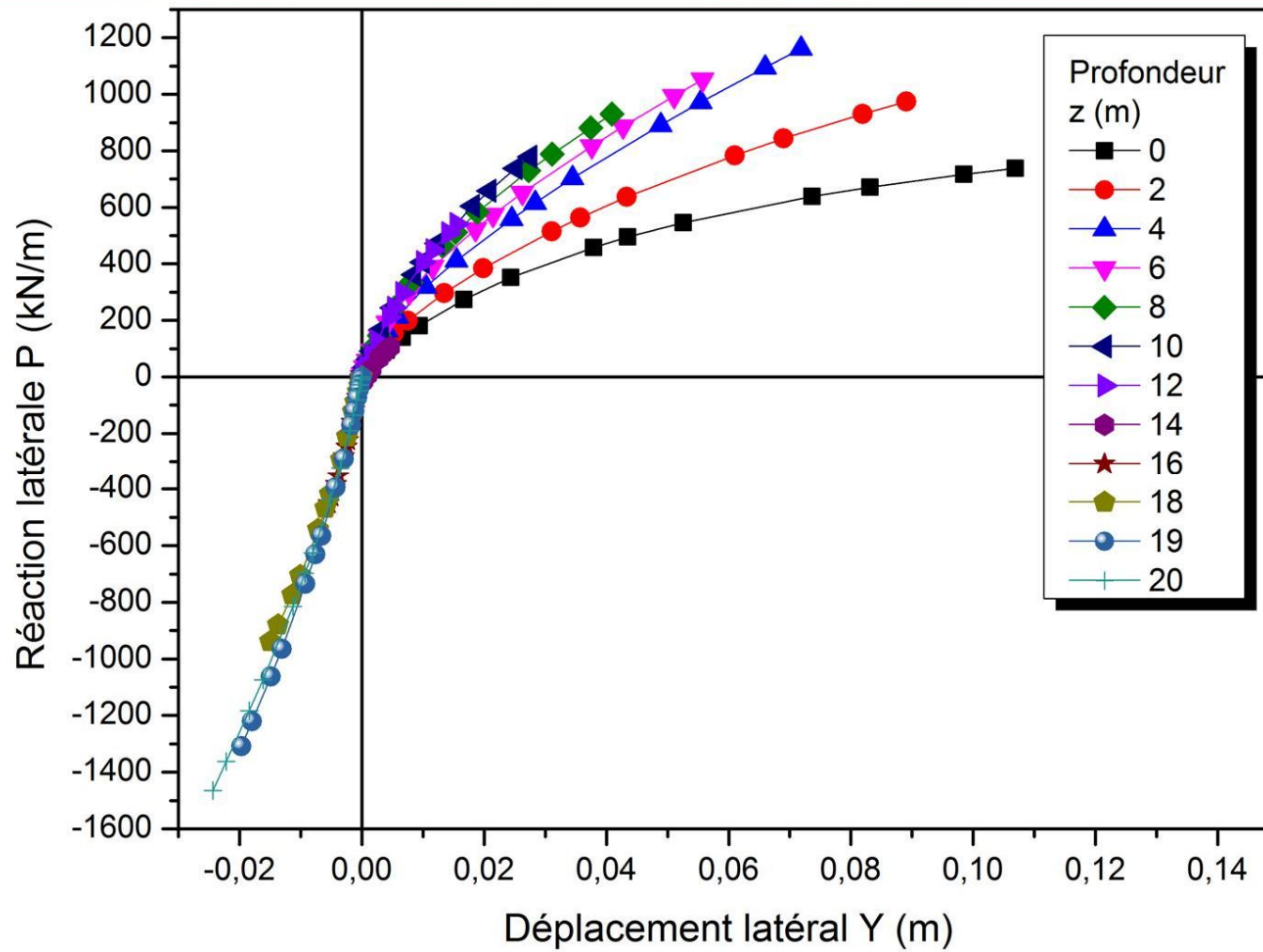


Figure A.70 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )

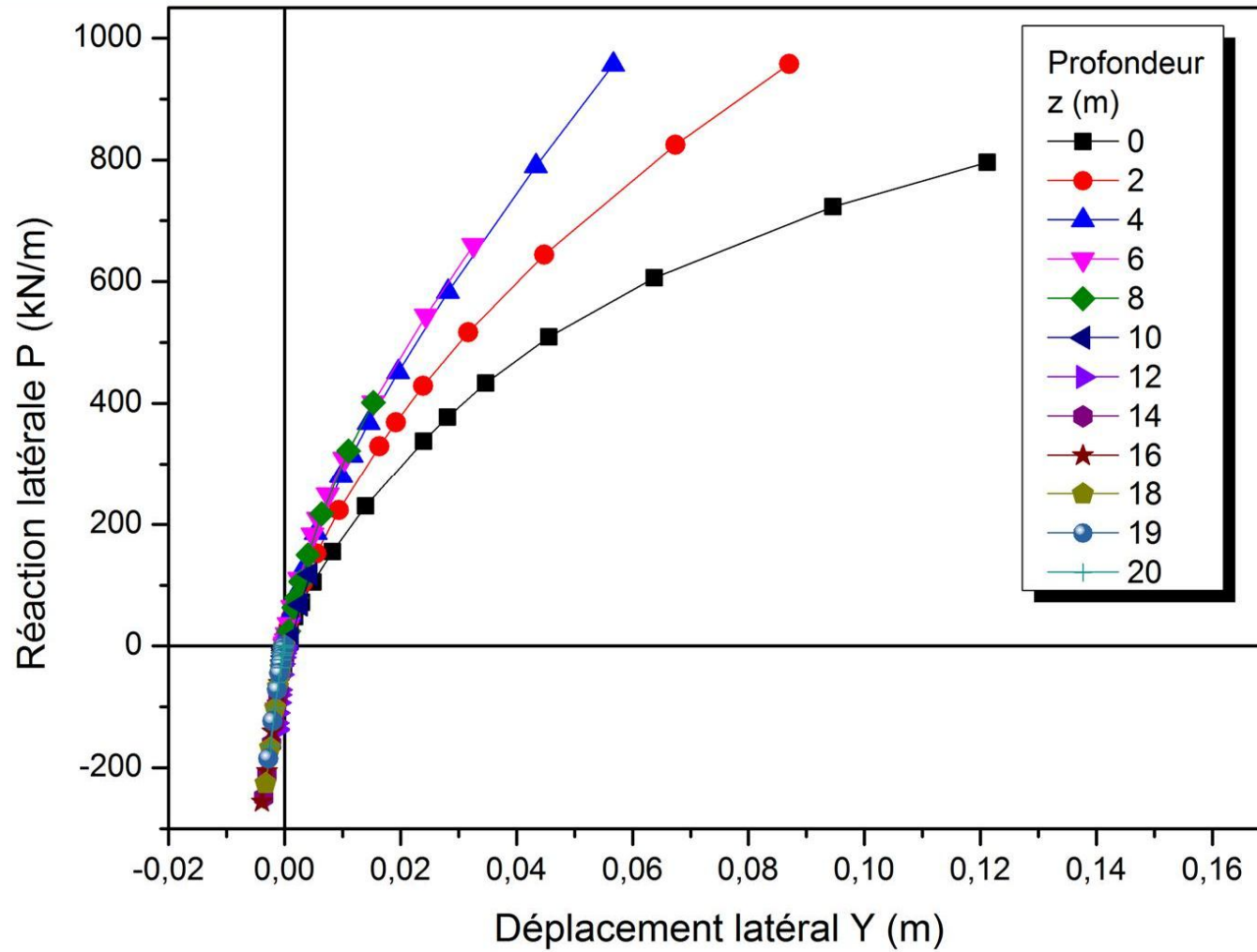


Figure A.72 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable dense  $\varphi = 40^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

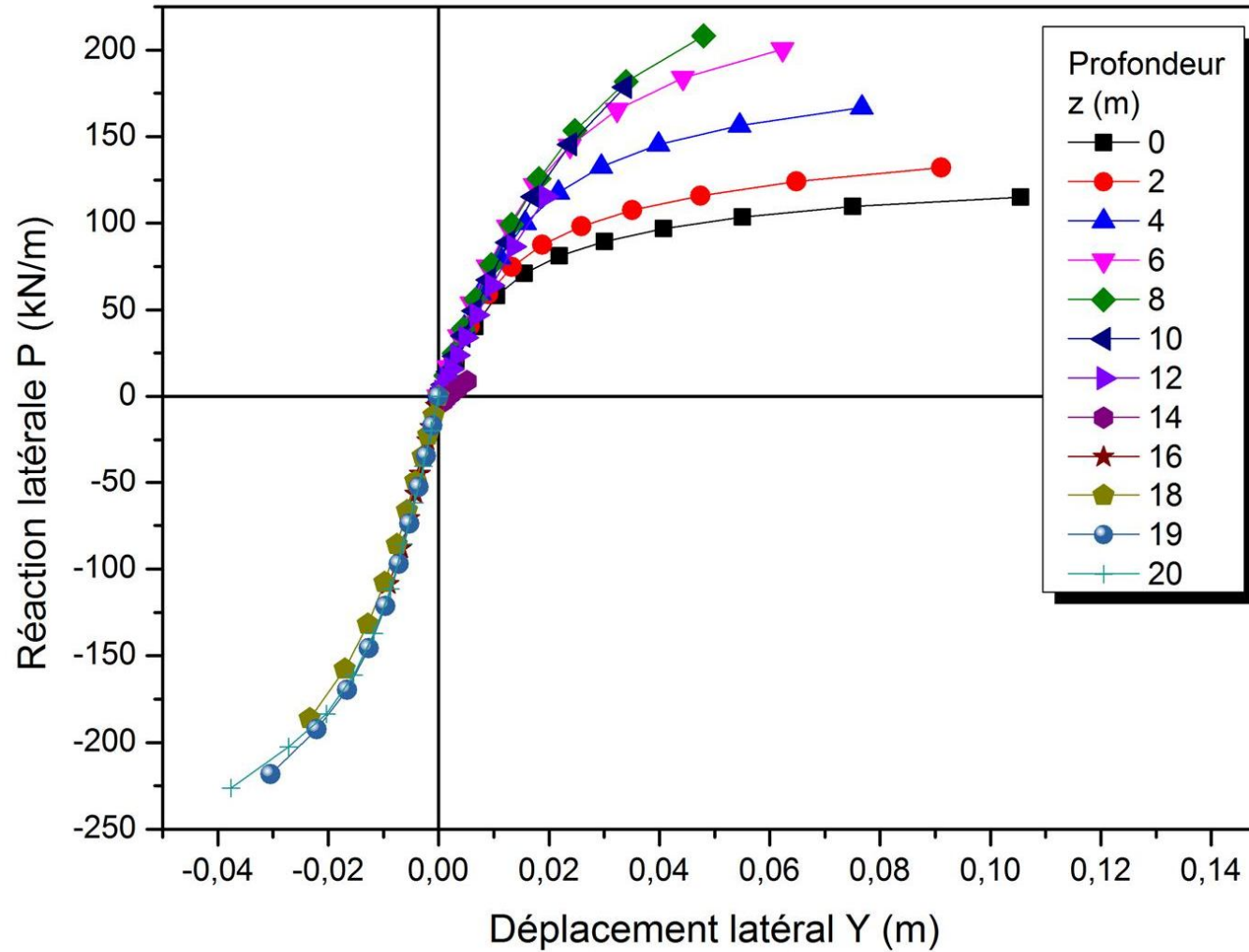


Figure A.74 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

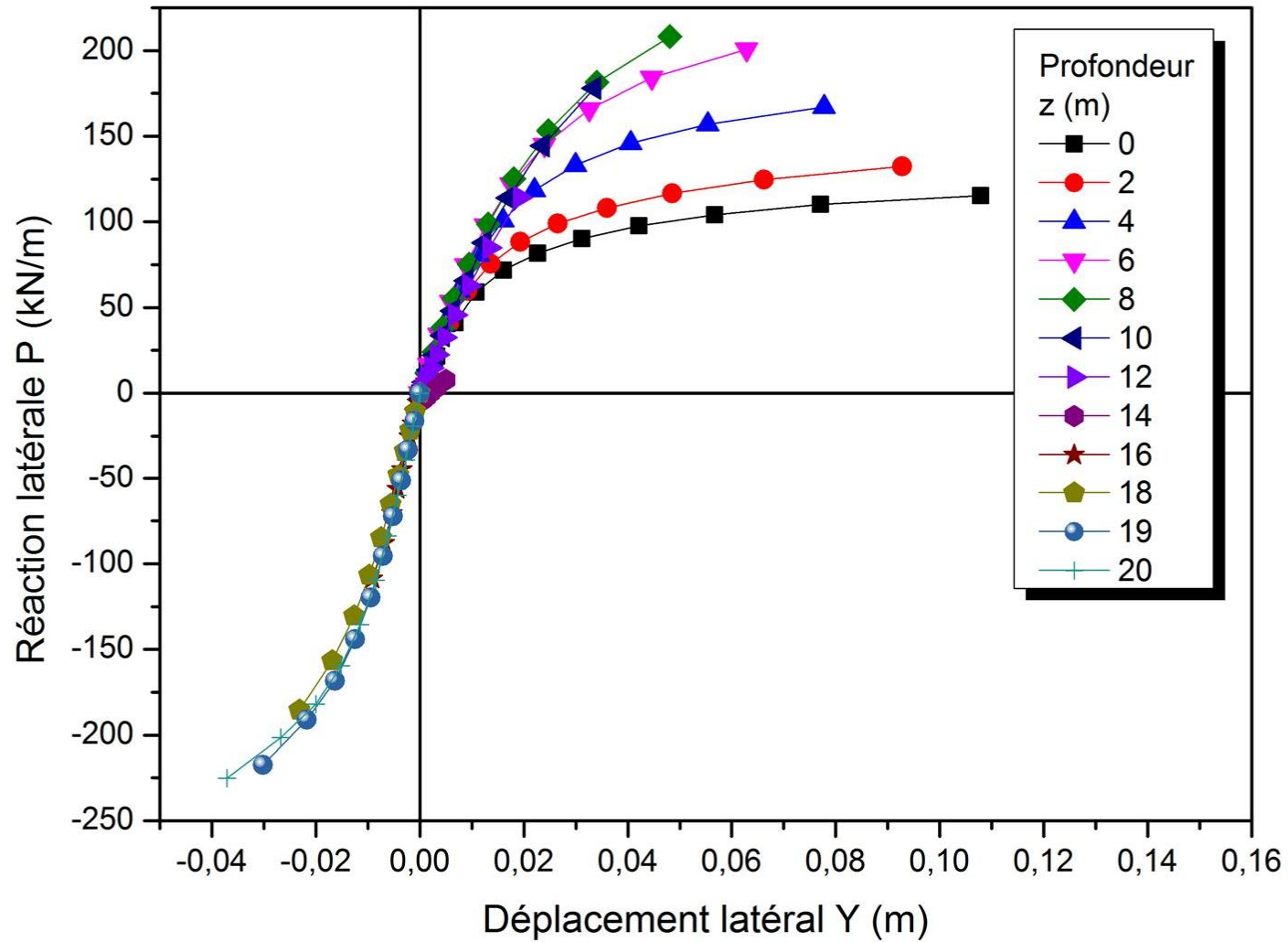


Figure A.76 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

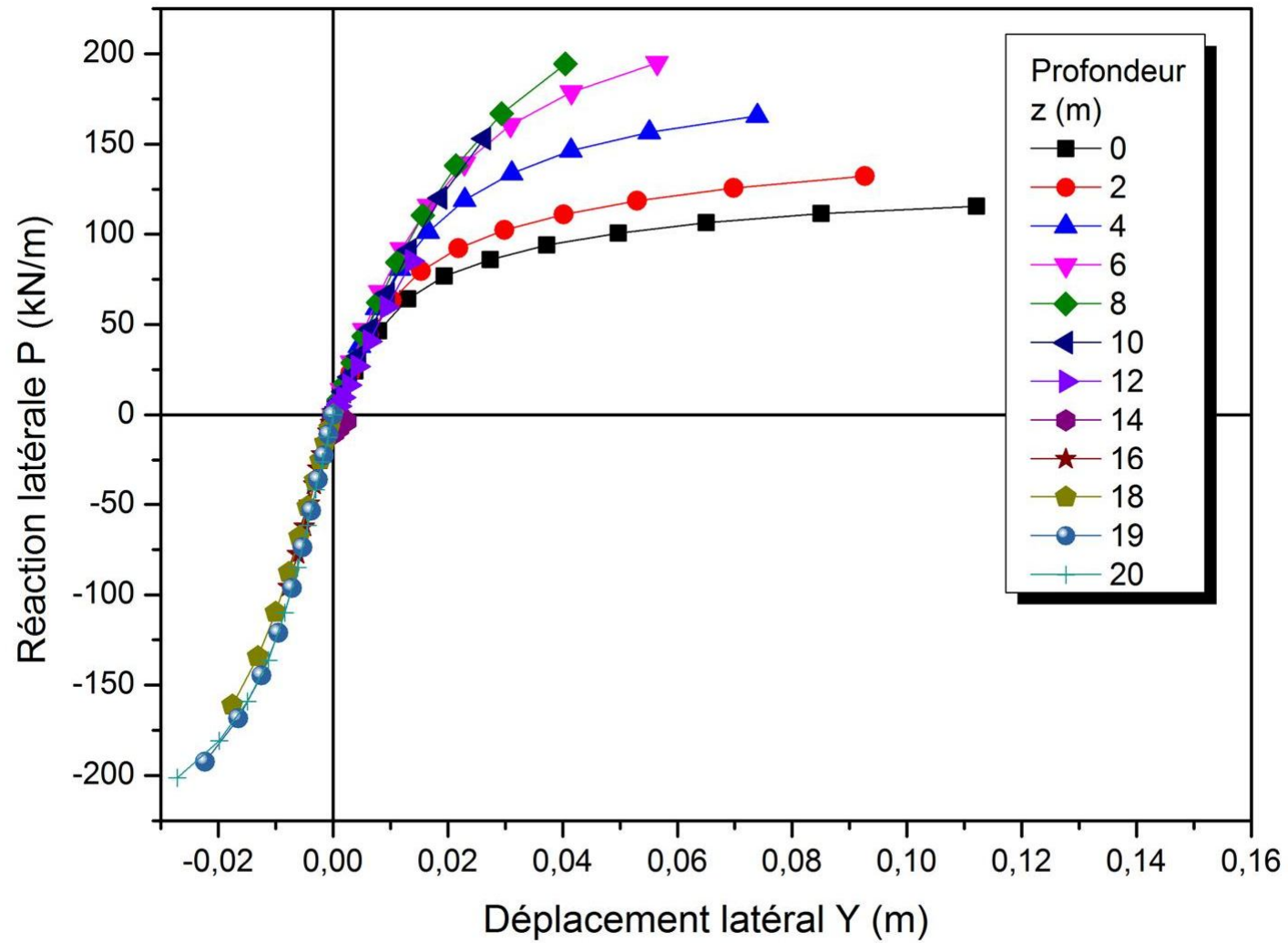


Figure A.78 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )



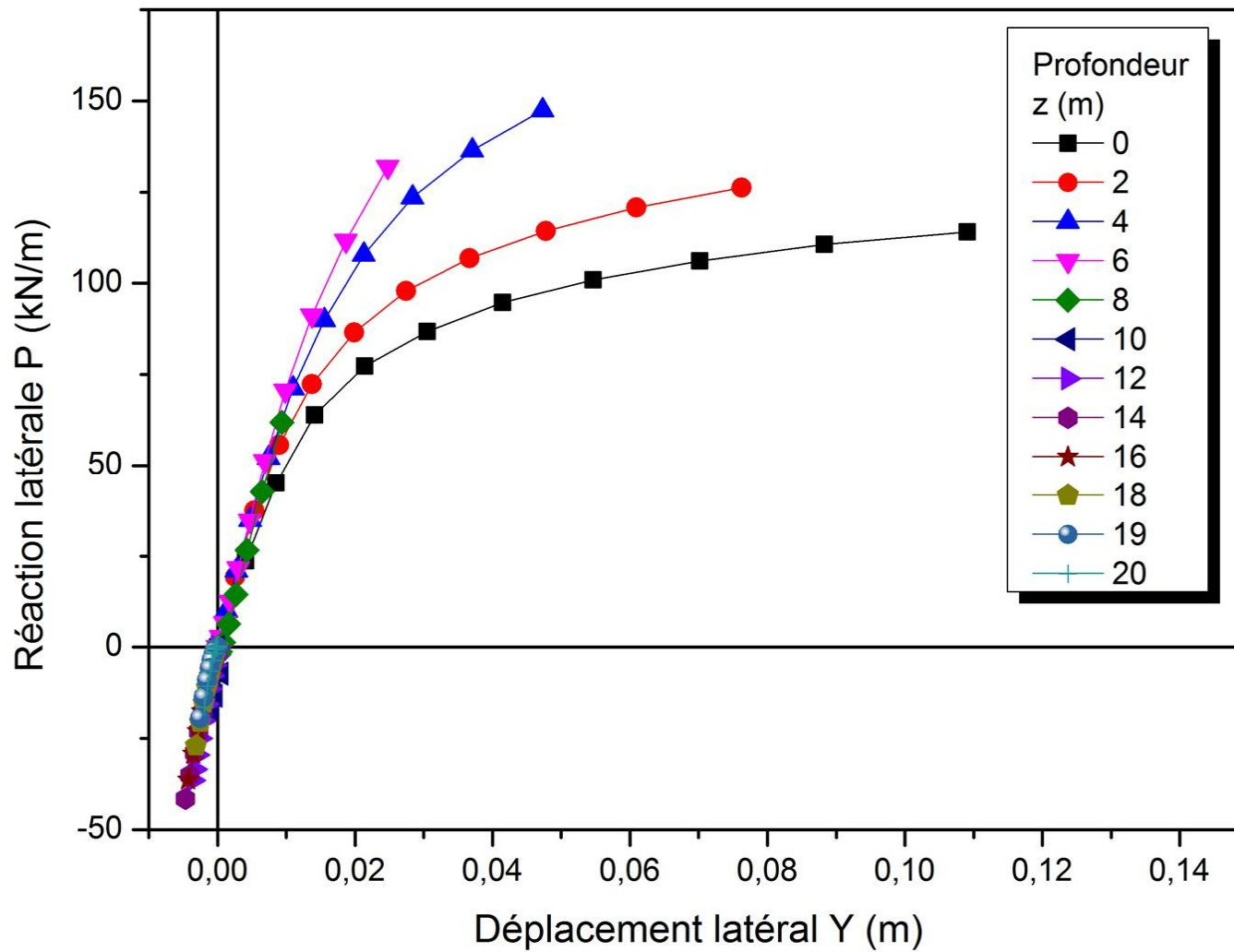


Figure A.80 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

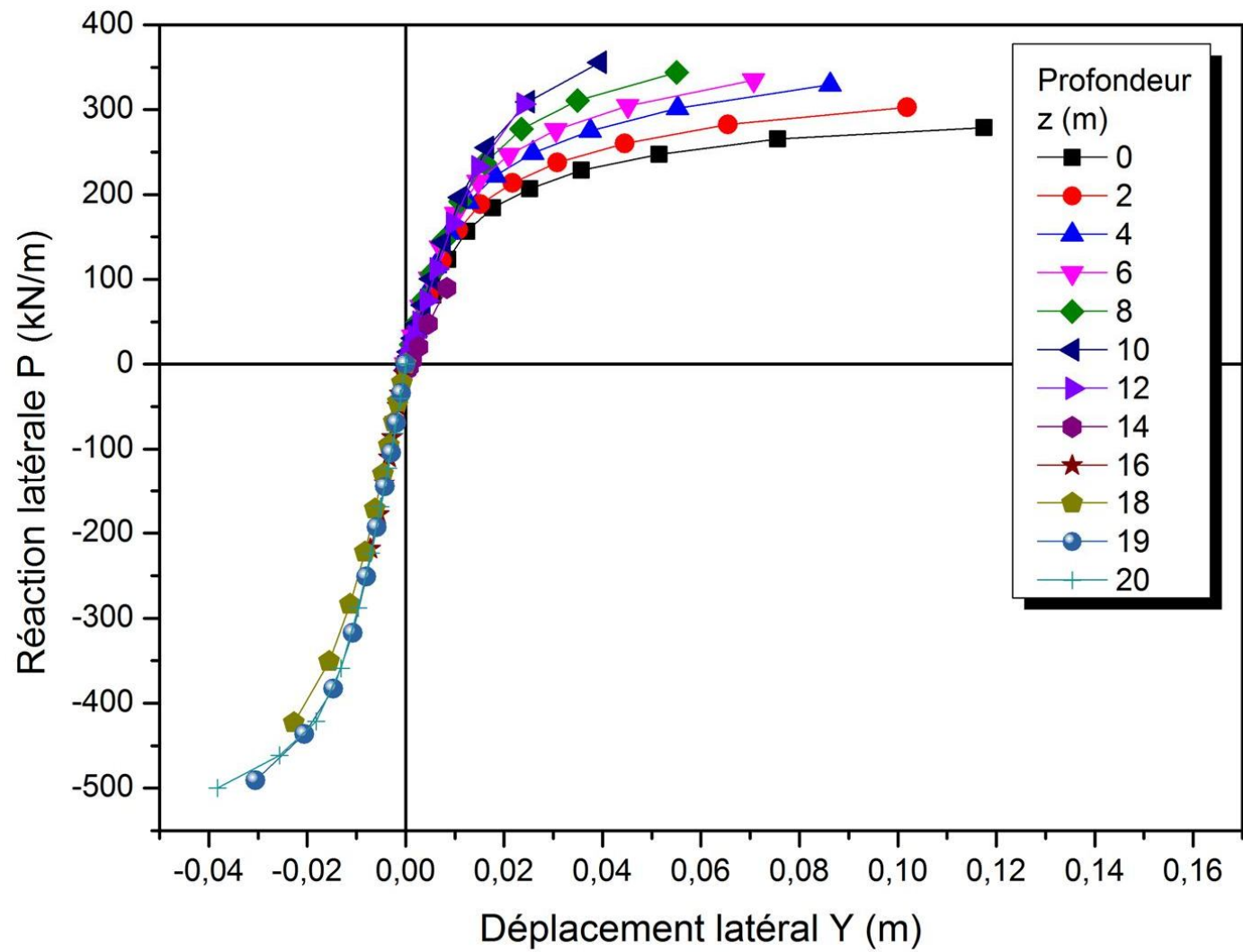


Figure A.82 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

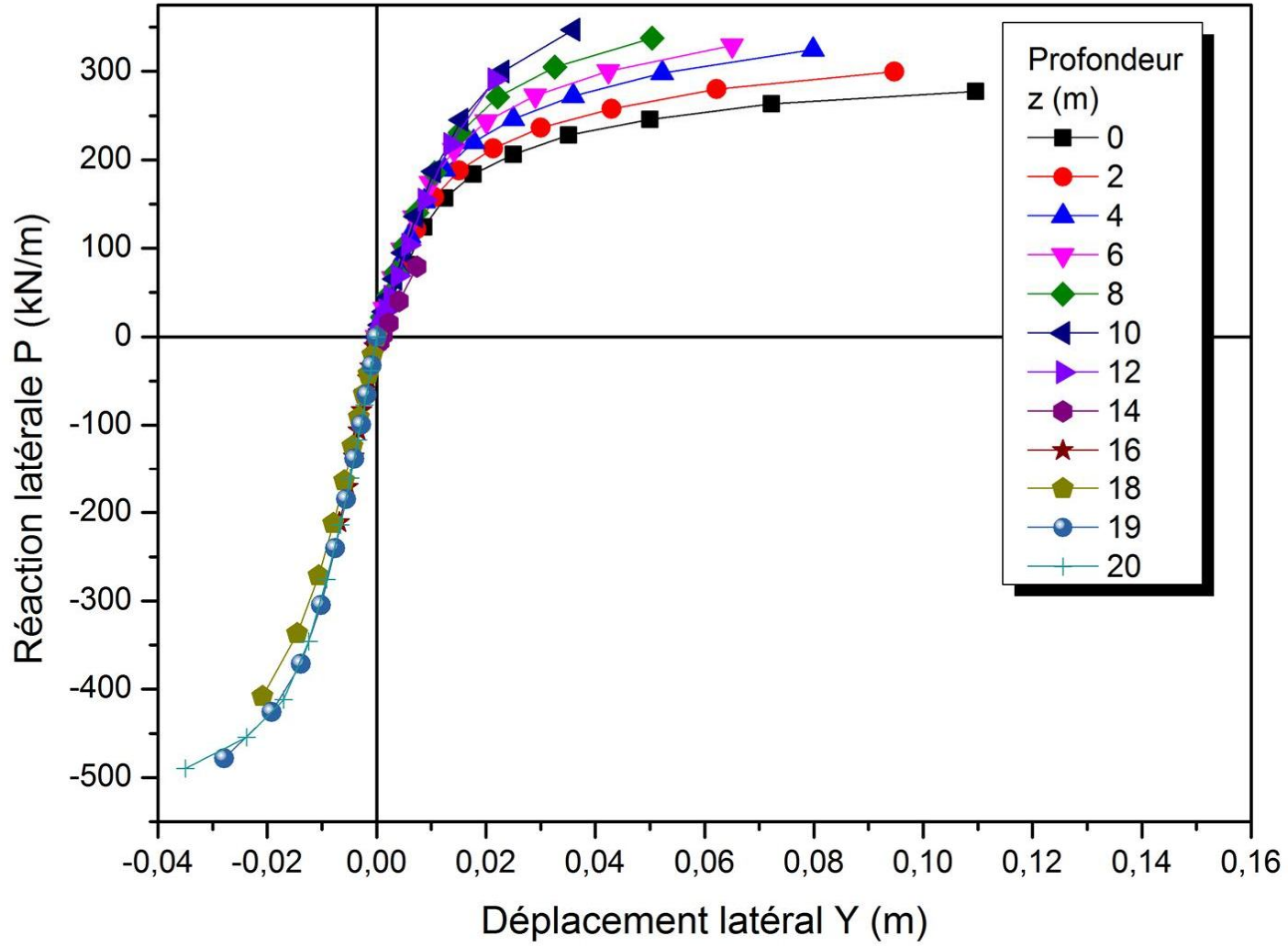


Figure A.84 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

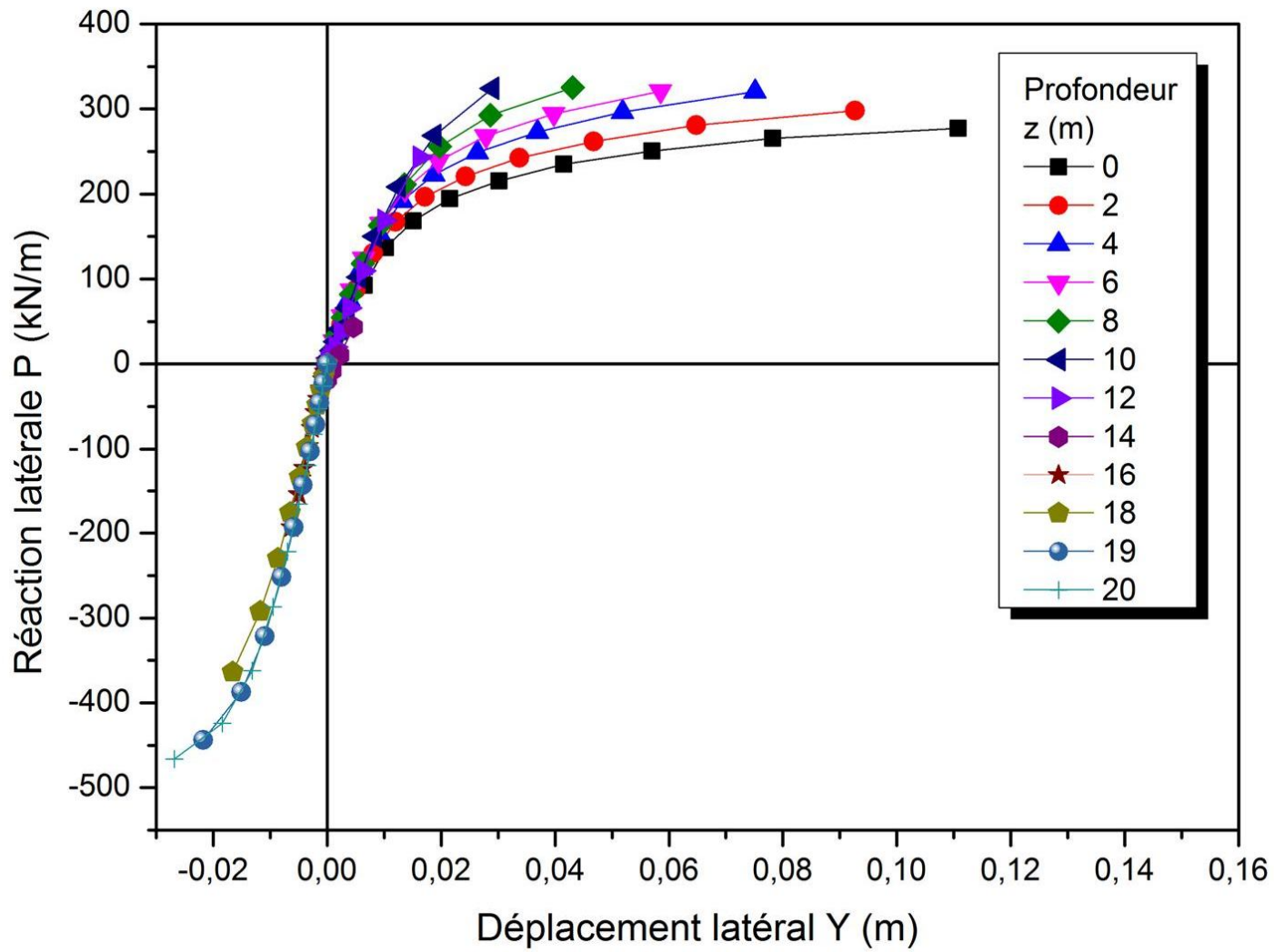


Figure A.86 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )

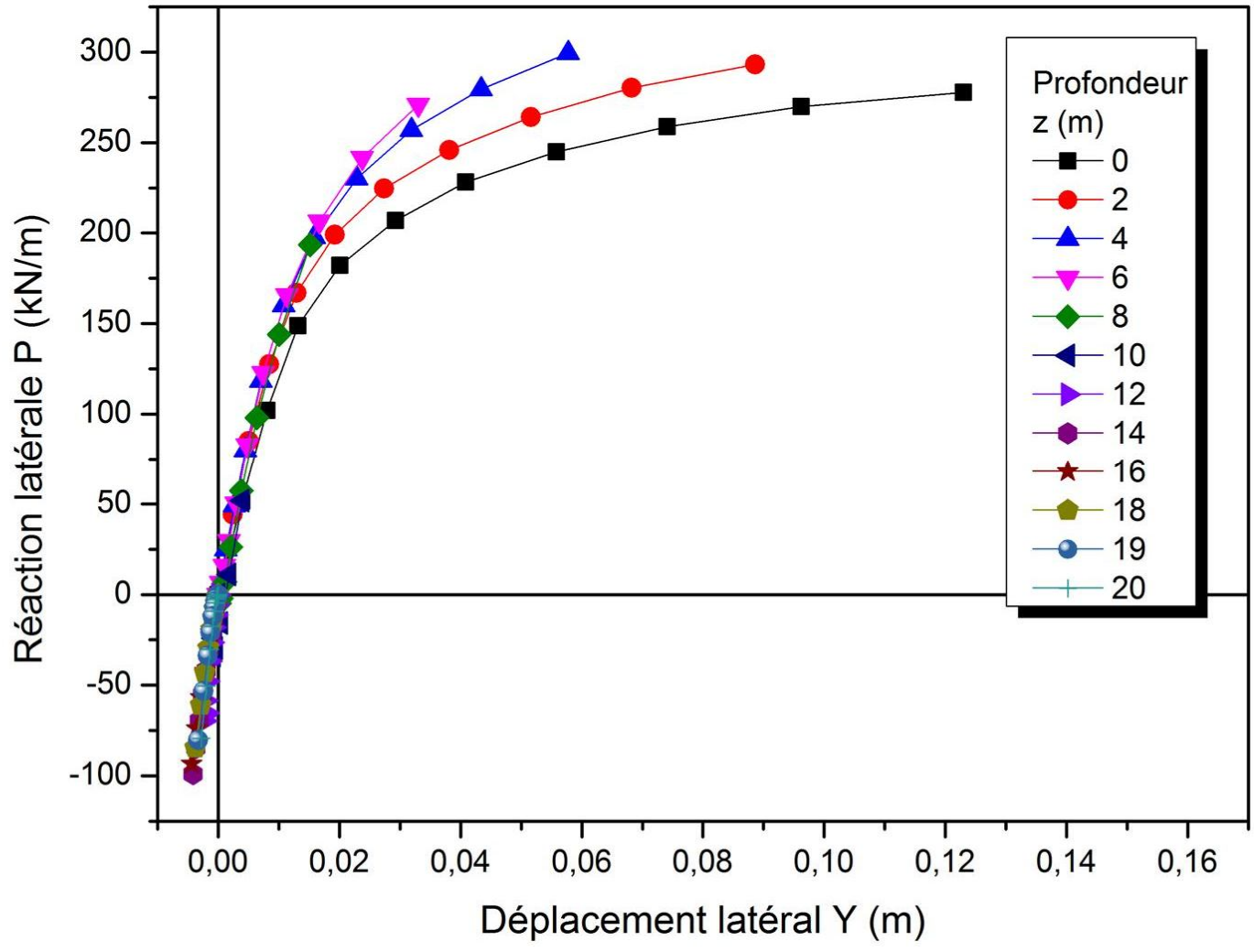


Figure A.88 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

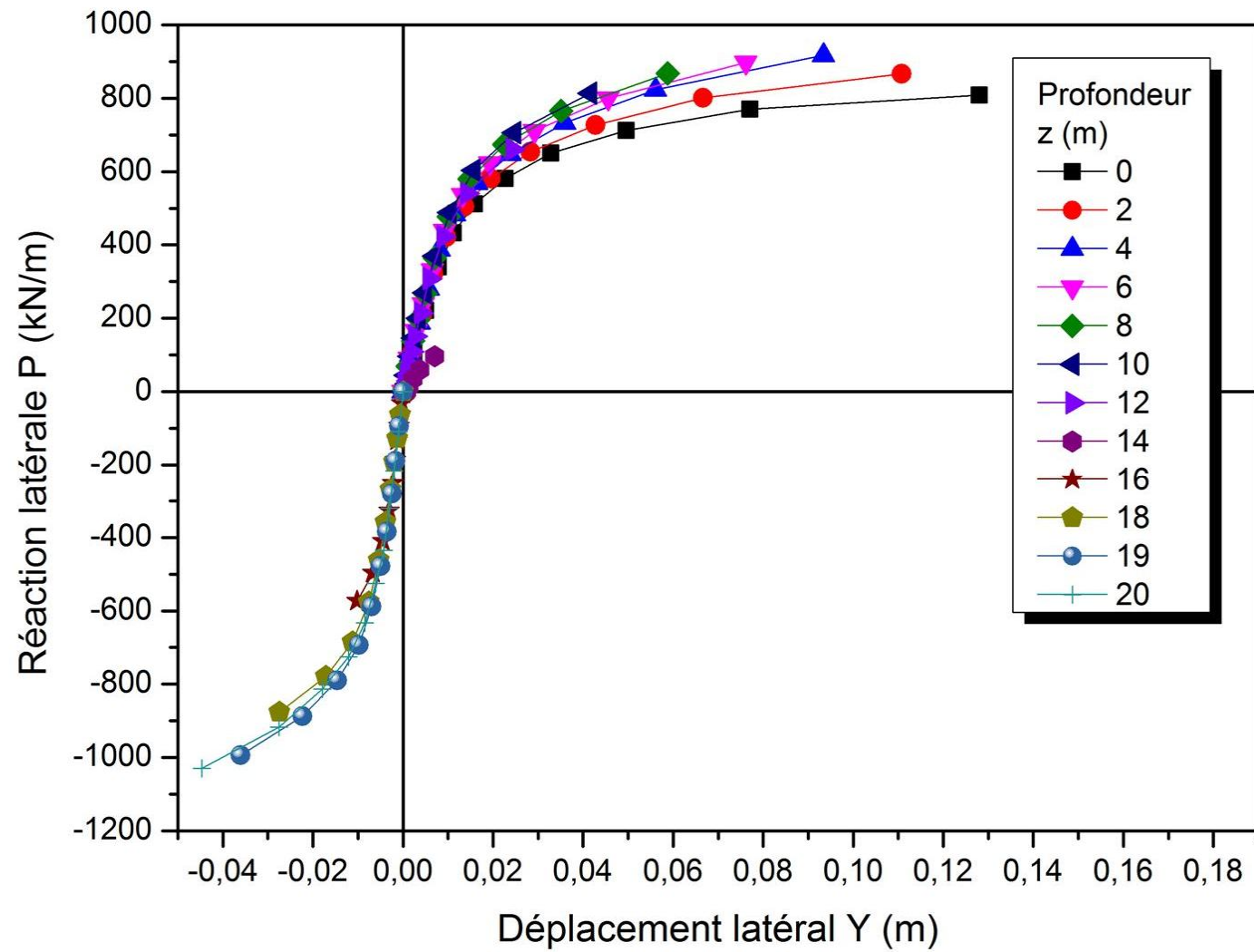


Figure A.90 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

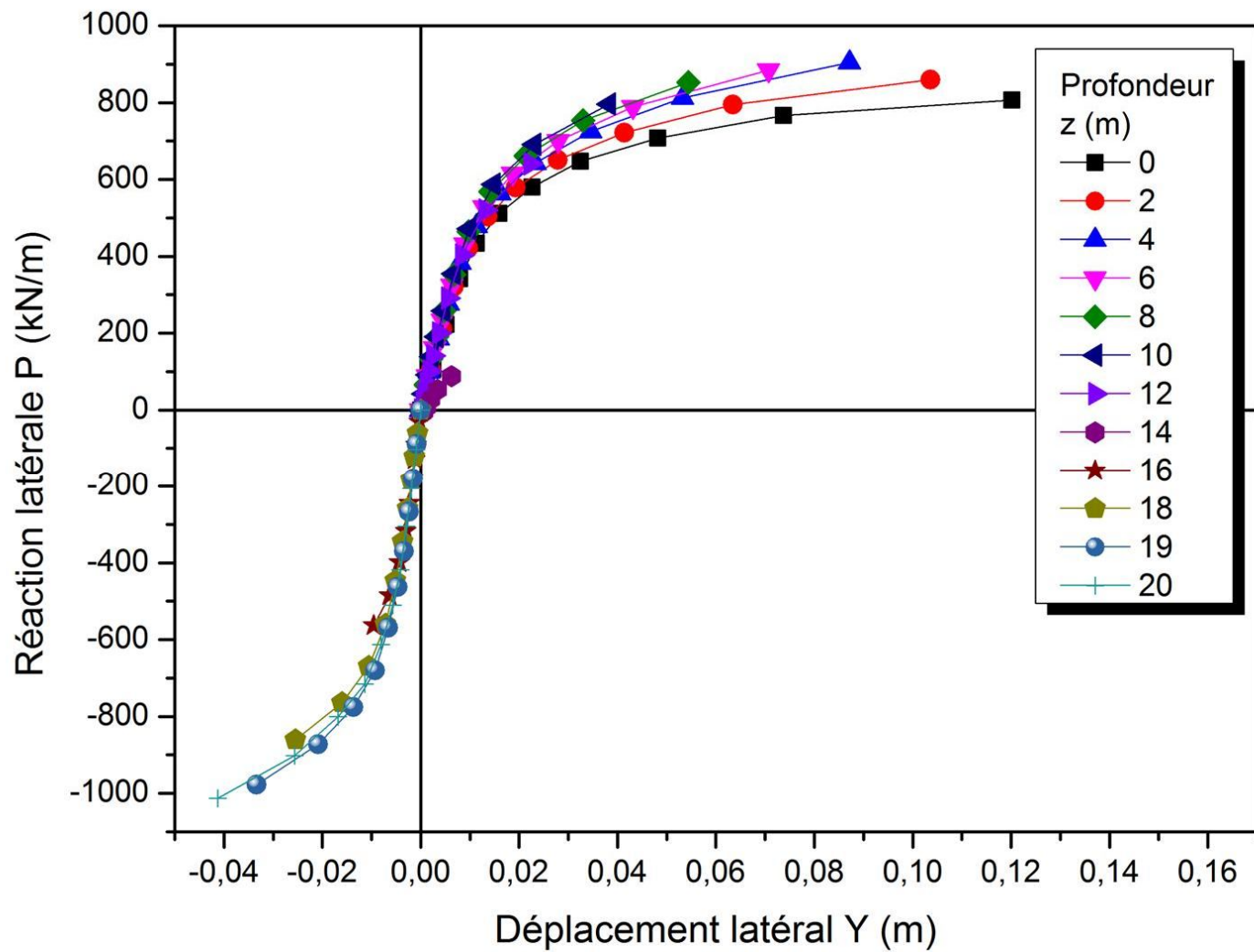


Figure A.92 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

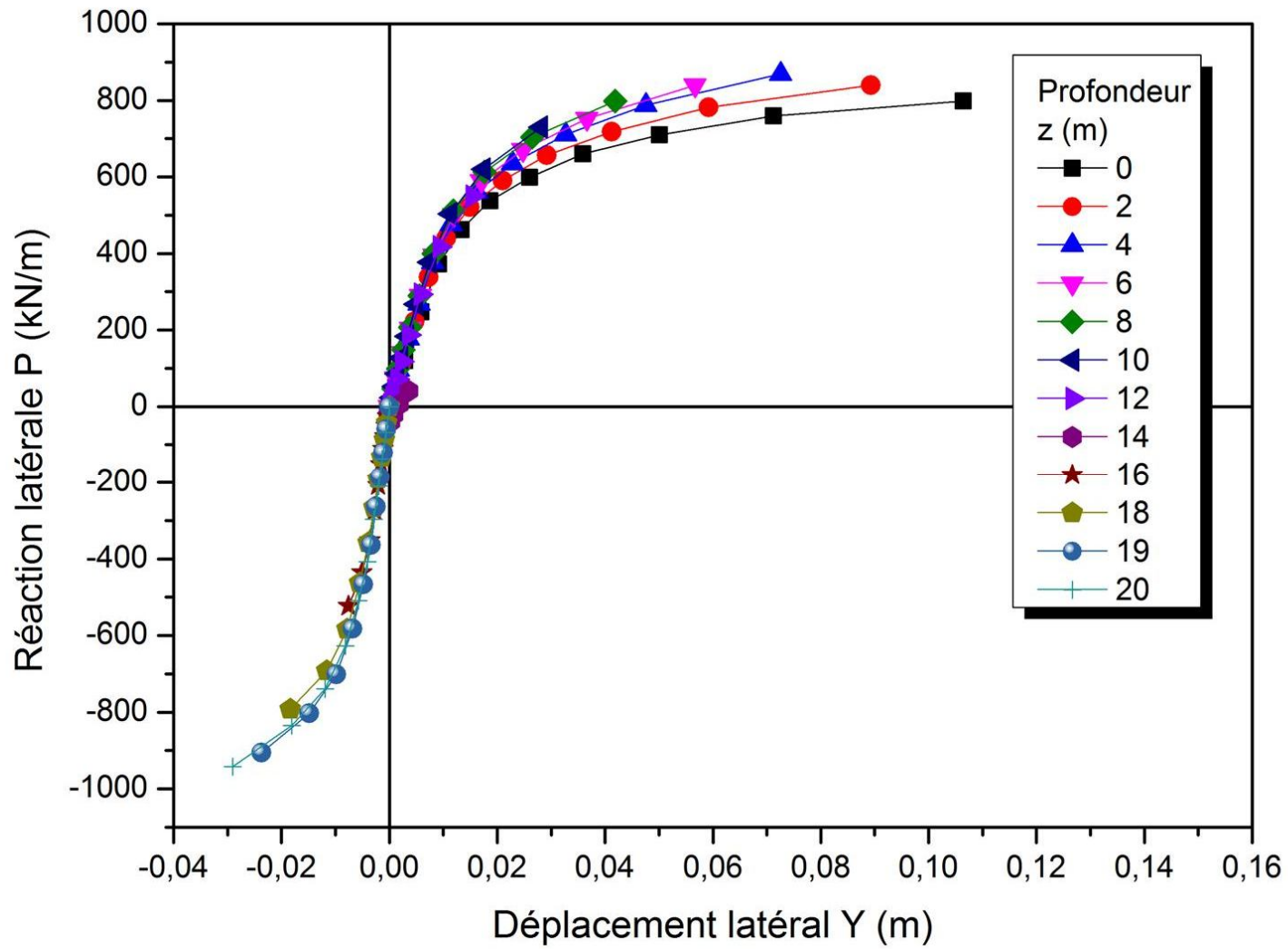


Figure A.94 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )



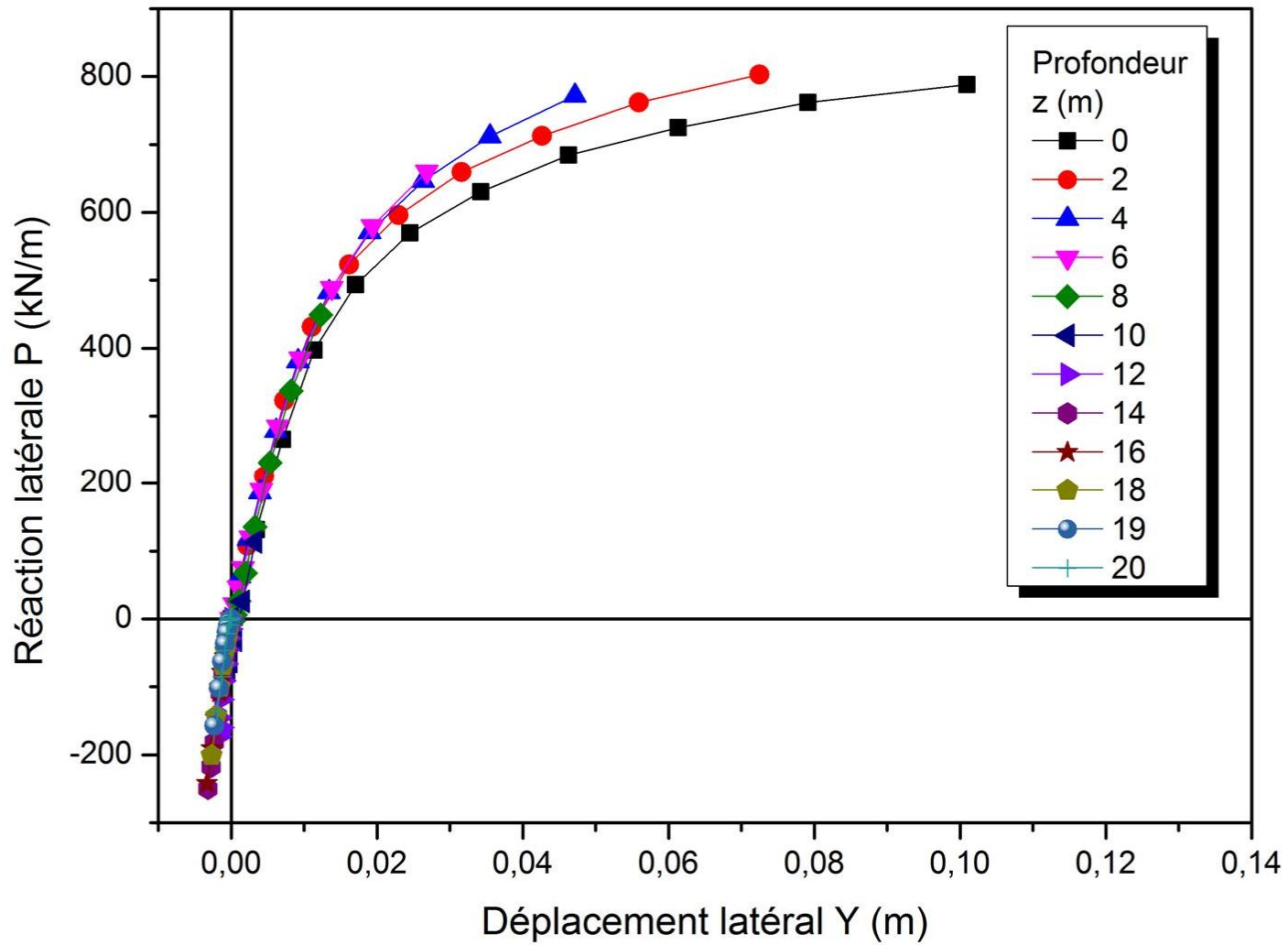


Figure A.96 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

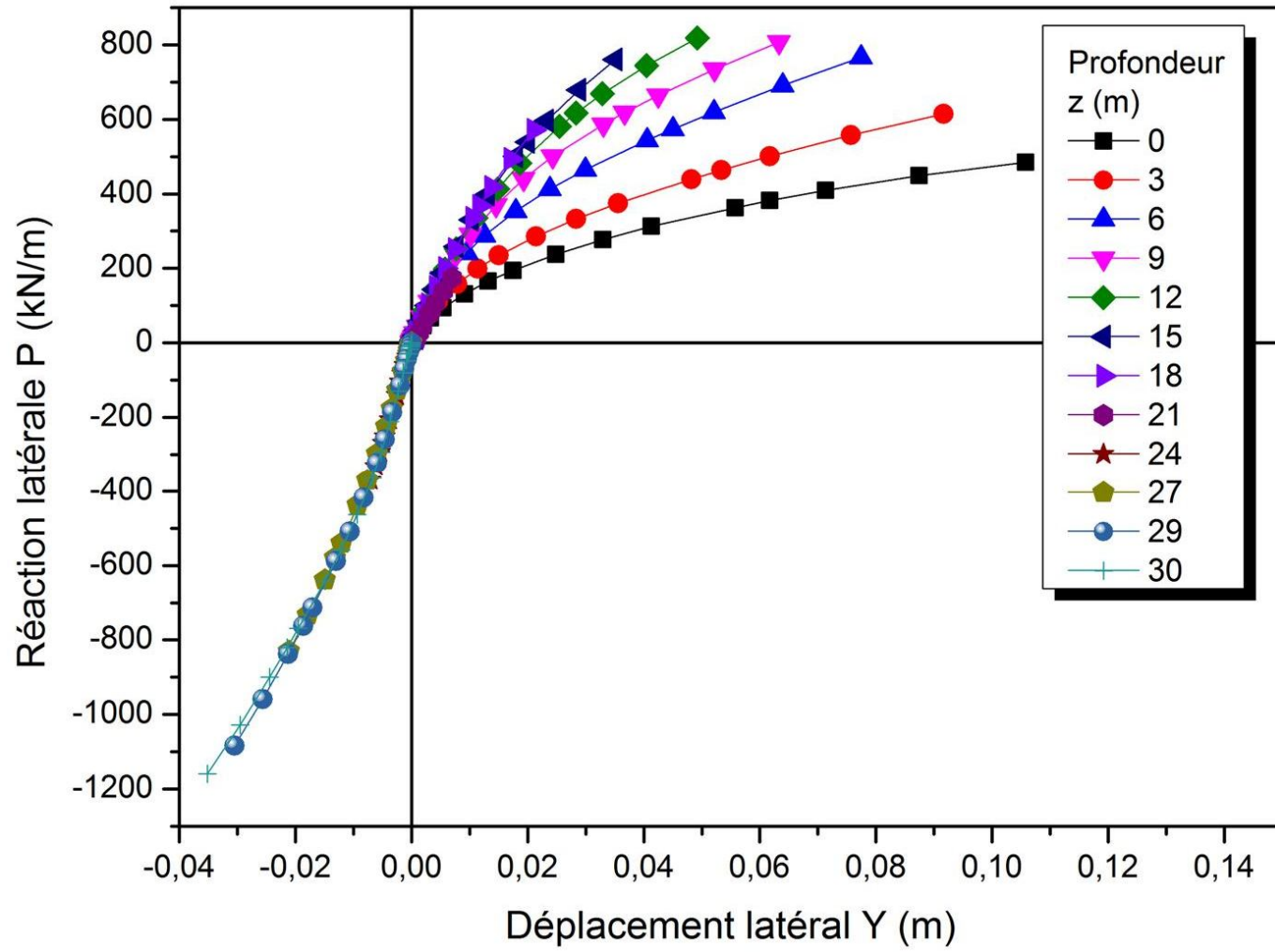


Figure A.98 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

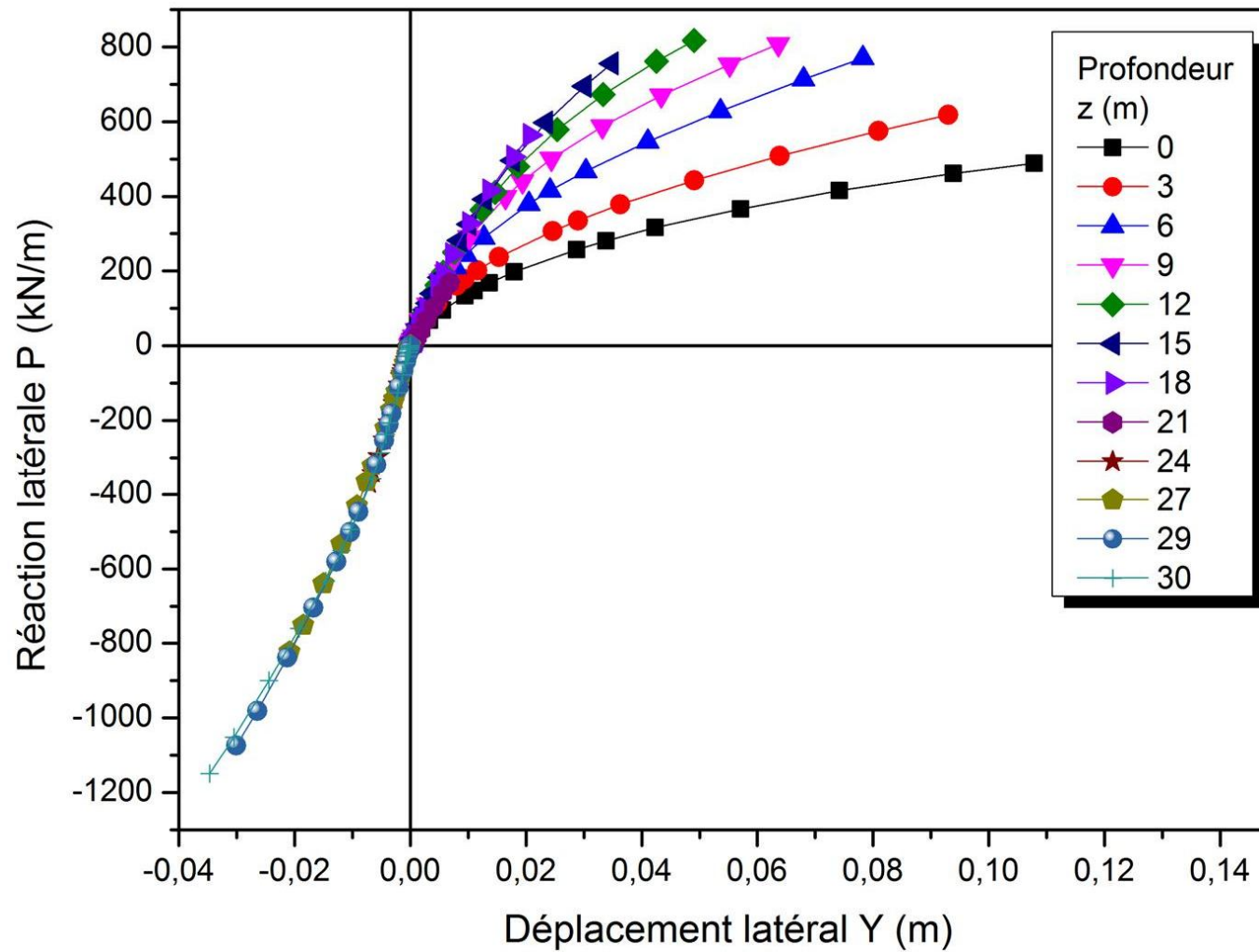


Figure A.100 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

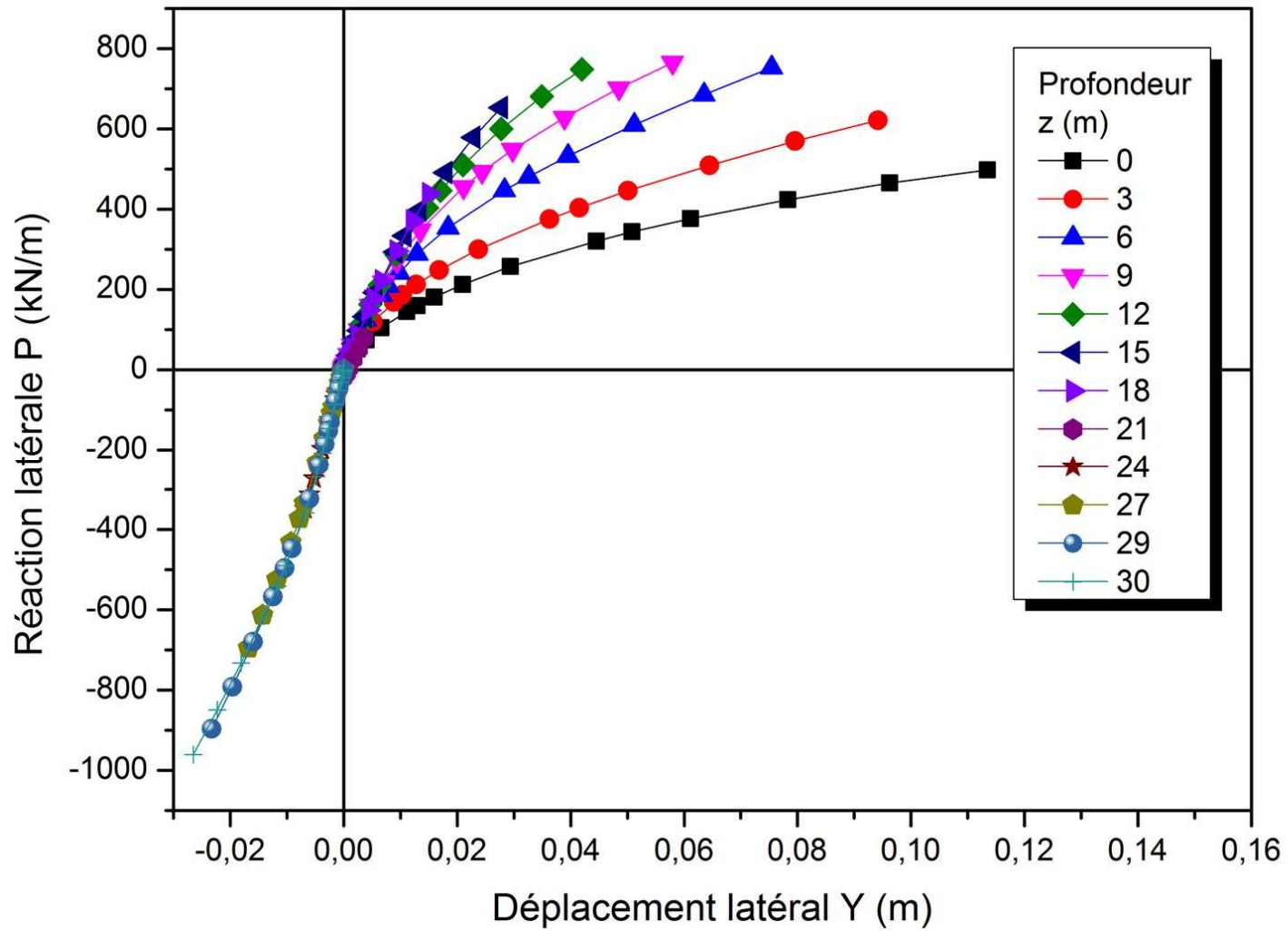


Figure A.102 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable lâche  $\varphi = 30^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )

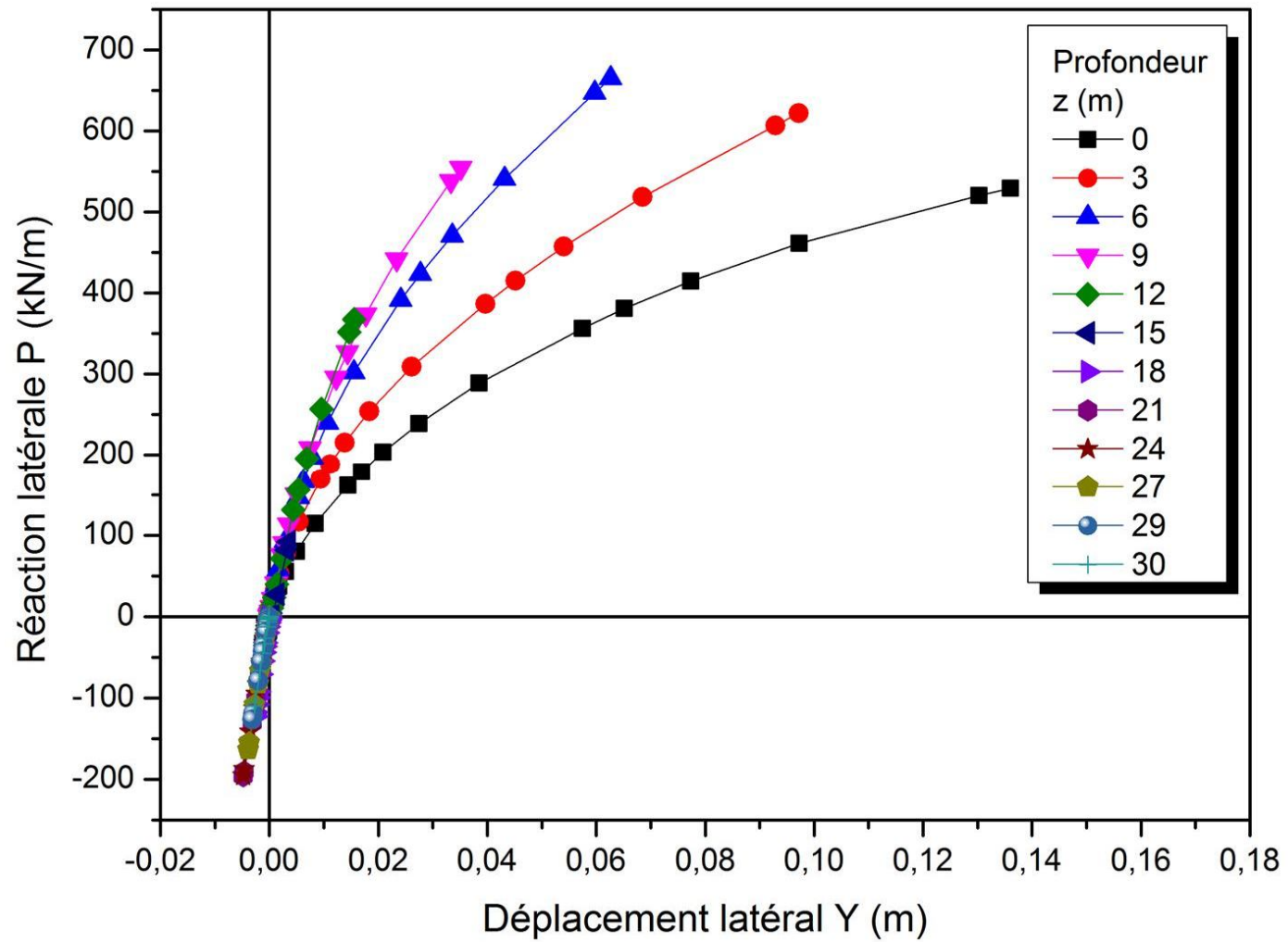


Figure A.104 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

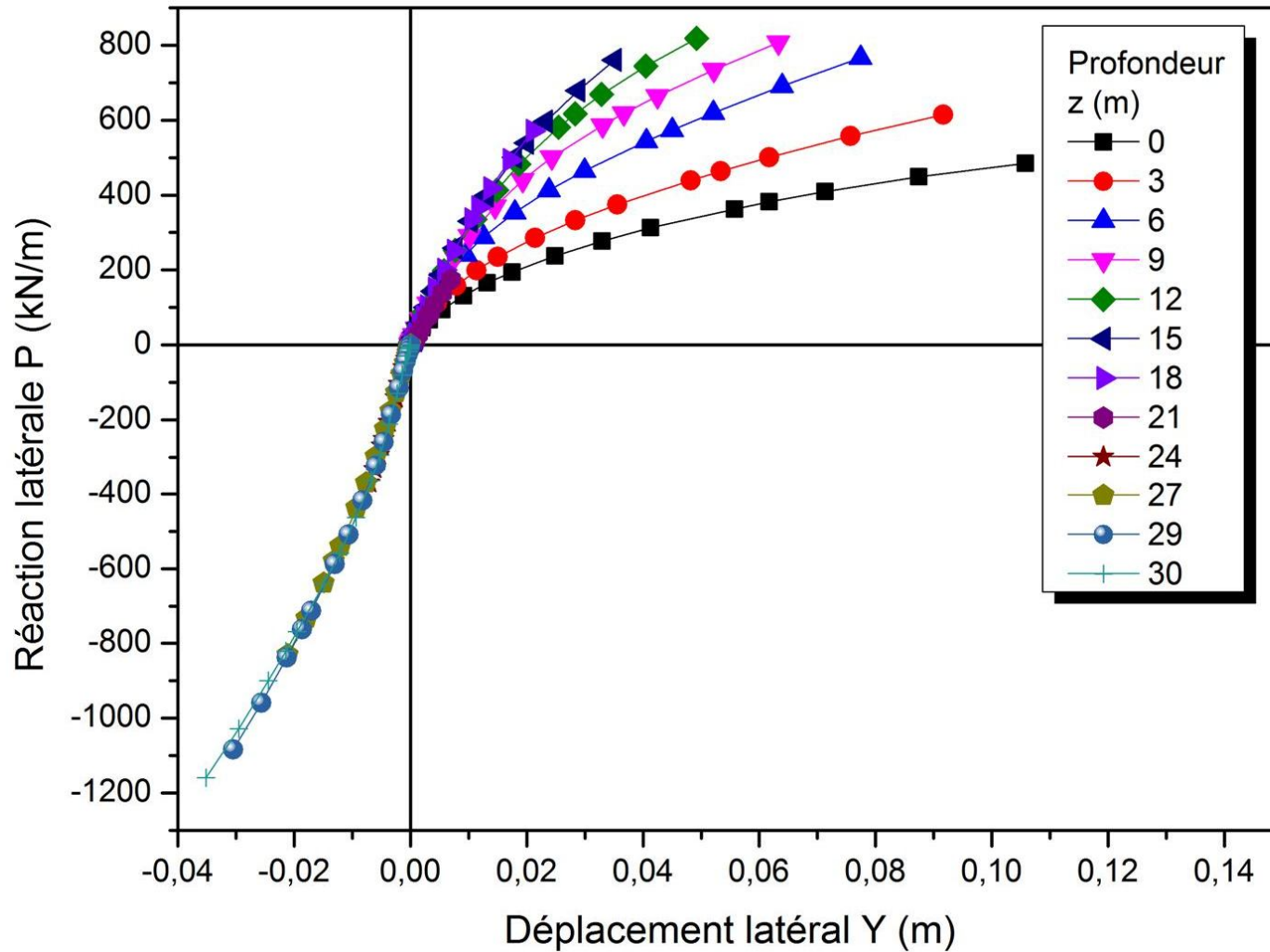


Figure A.106 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

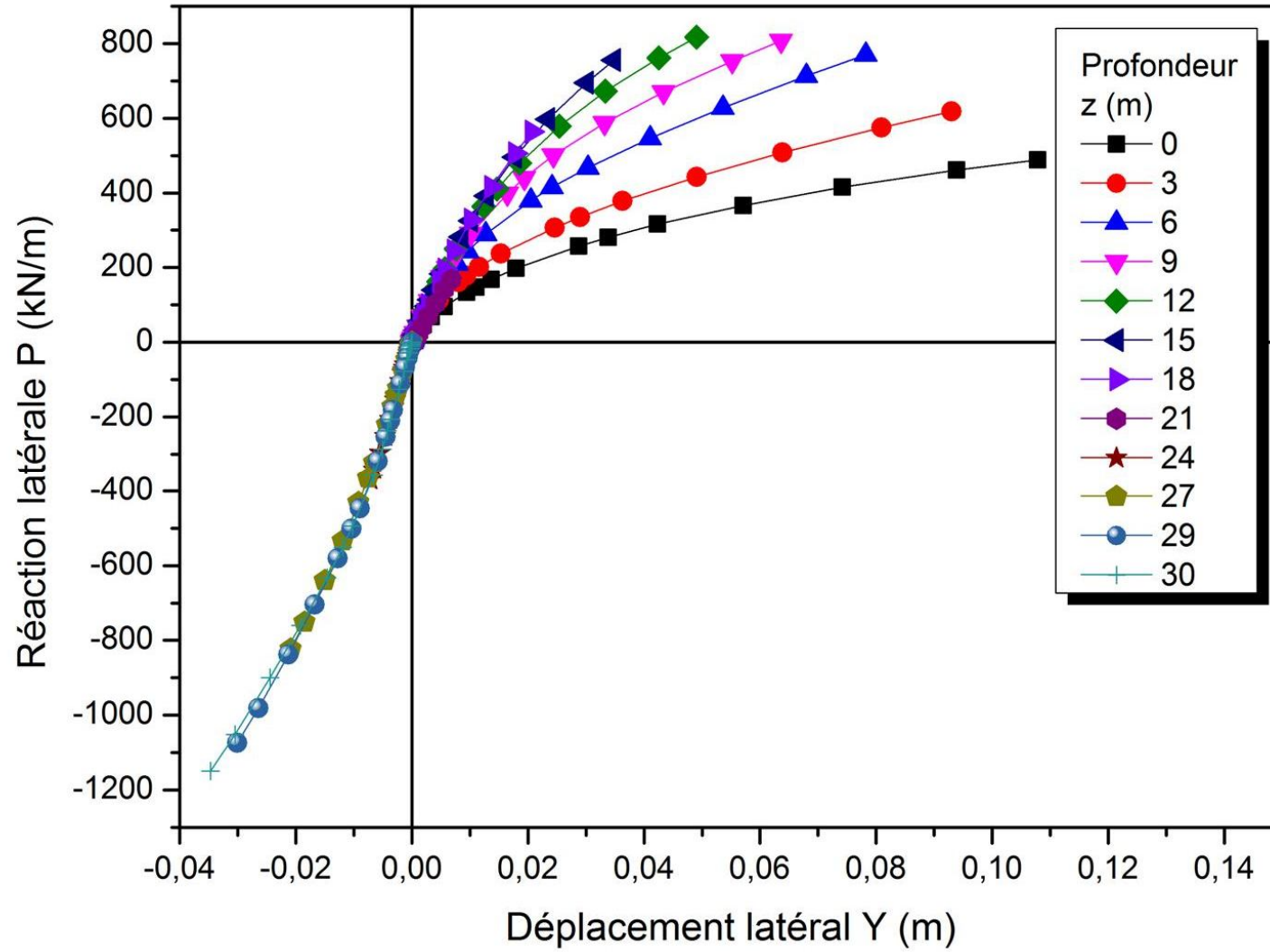


Figure A.108 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable moyen  $\varphi = 35^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

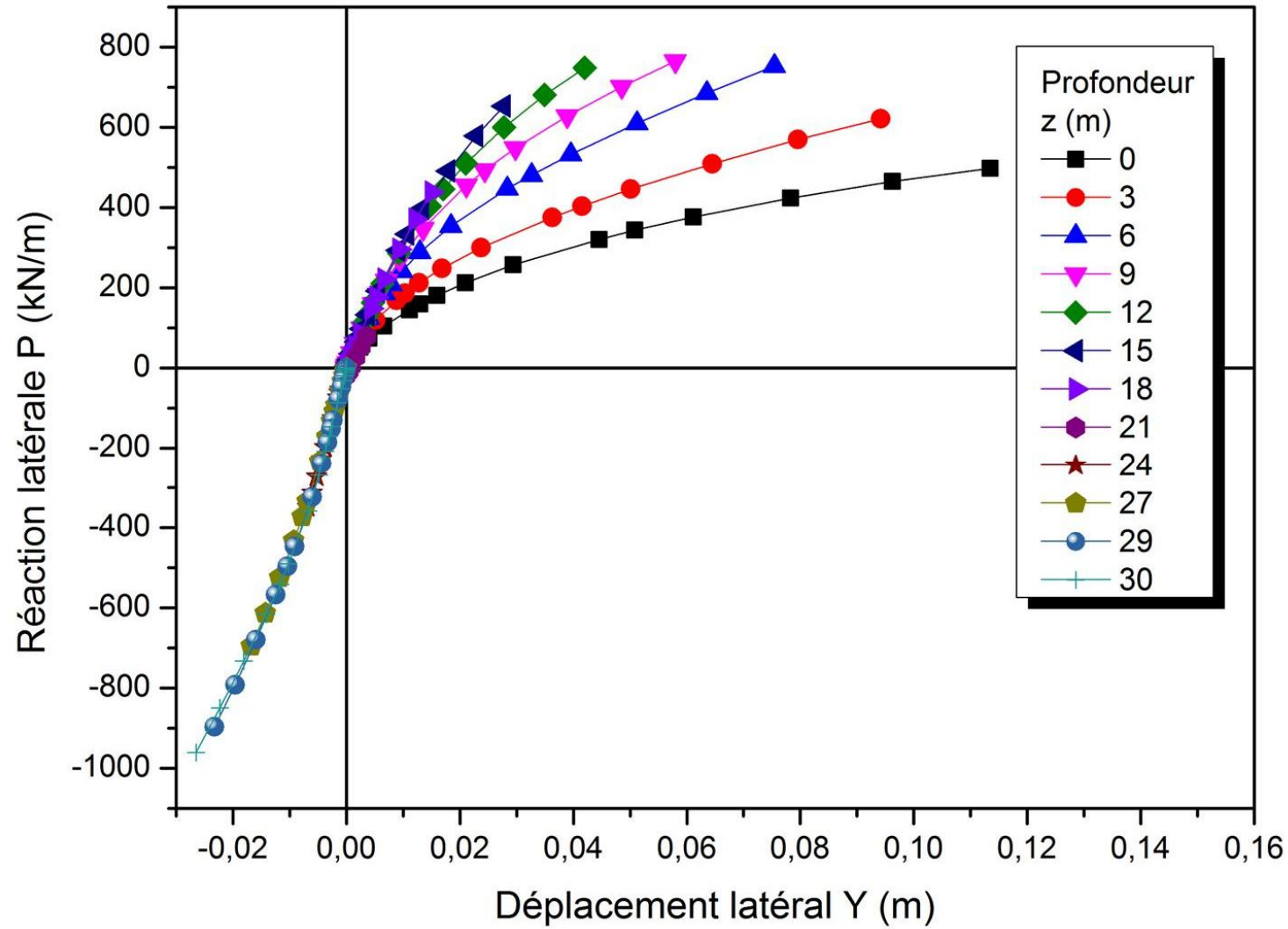


Figure A.110 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )



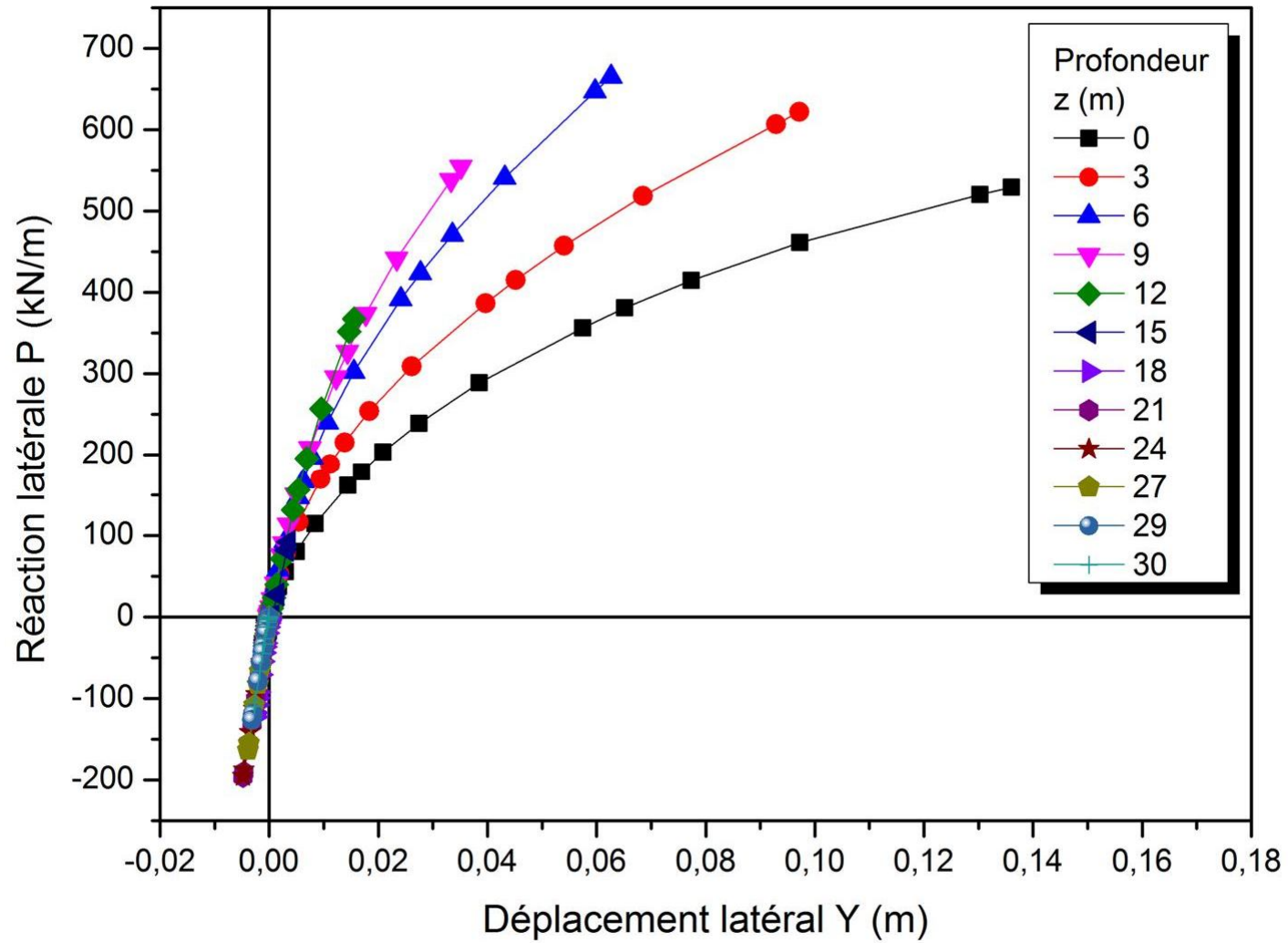


Figure A.112 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable moyen  $\varphi = 35^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

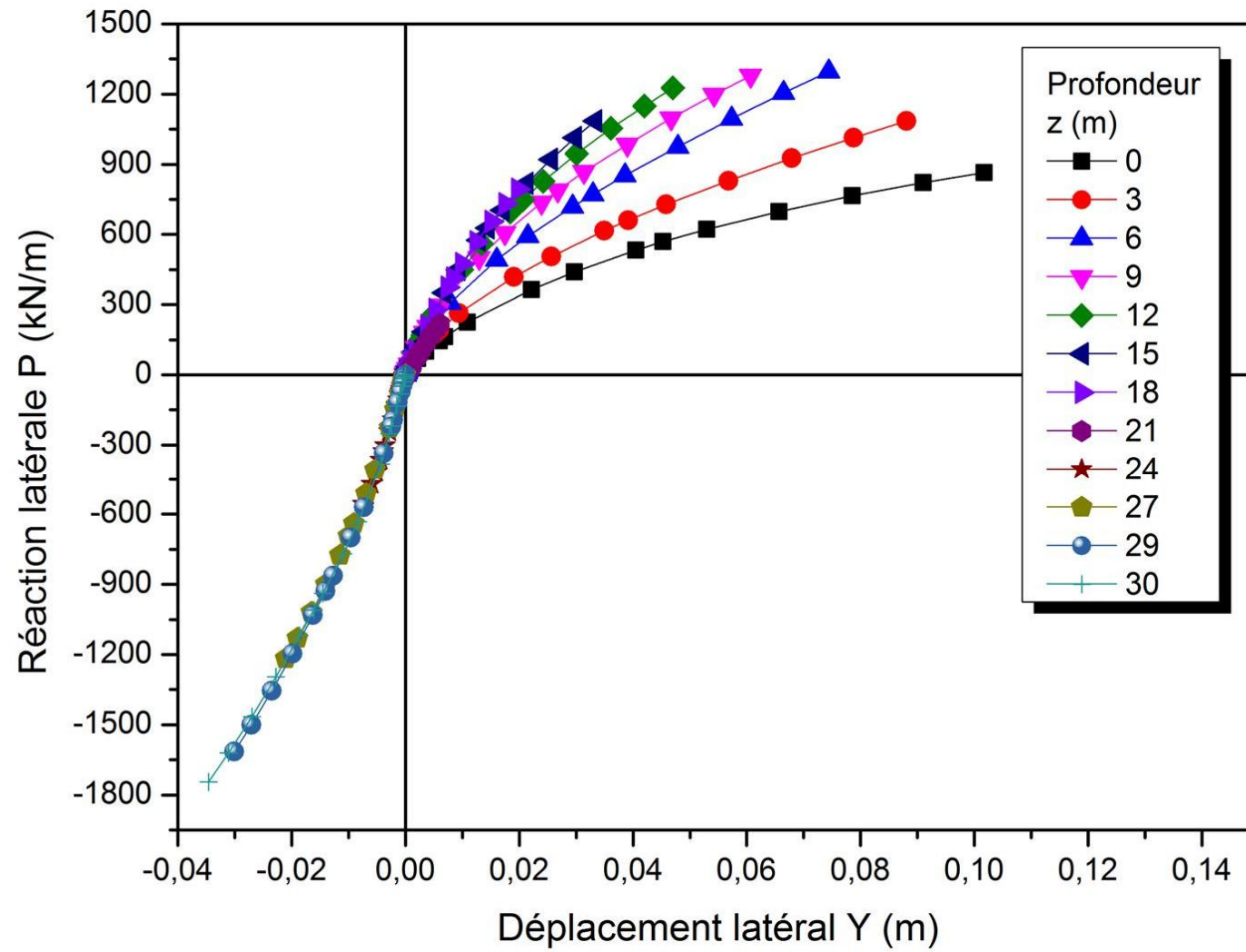


Figure A.114 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable dense  $\varphi = 40^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

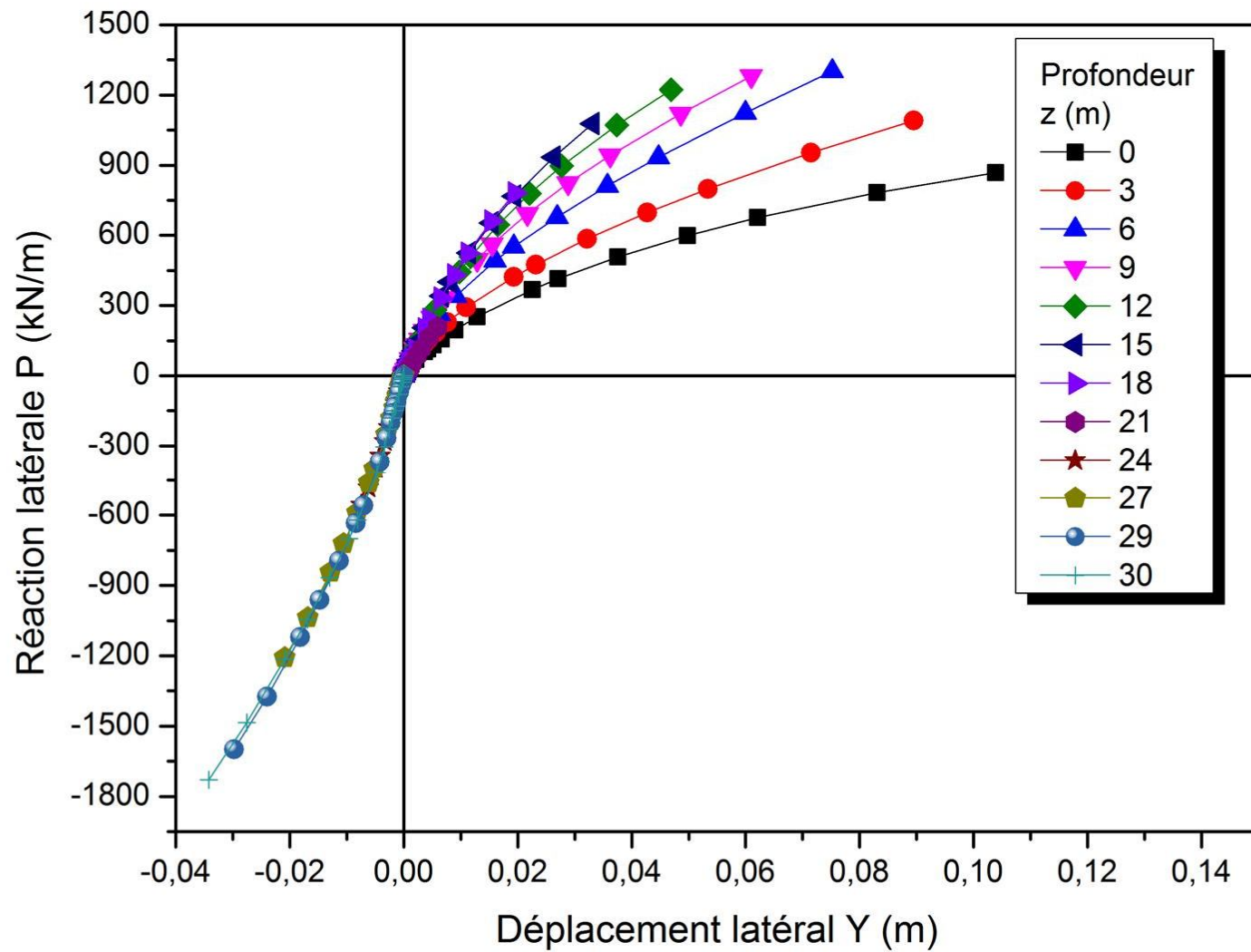


Figure A.116 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable dense  $\varphi = 40^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

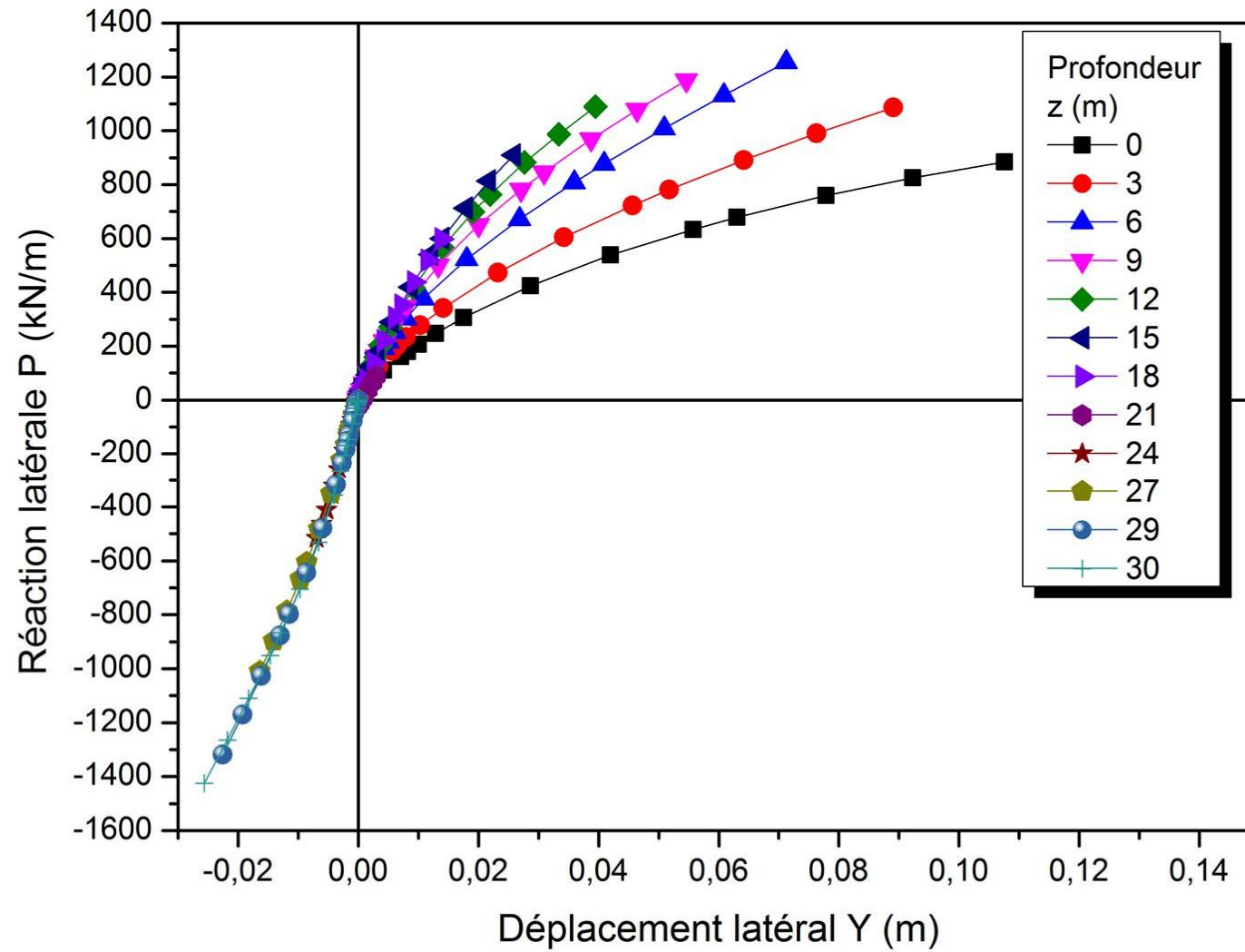


Figure A.118 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable dense  $\varphi = 40^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )

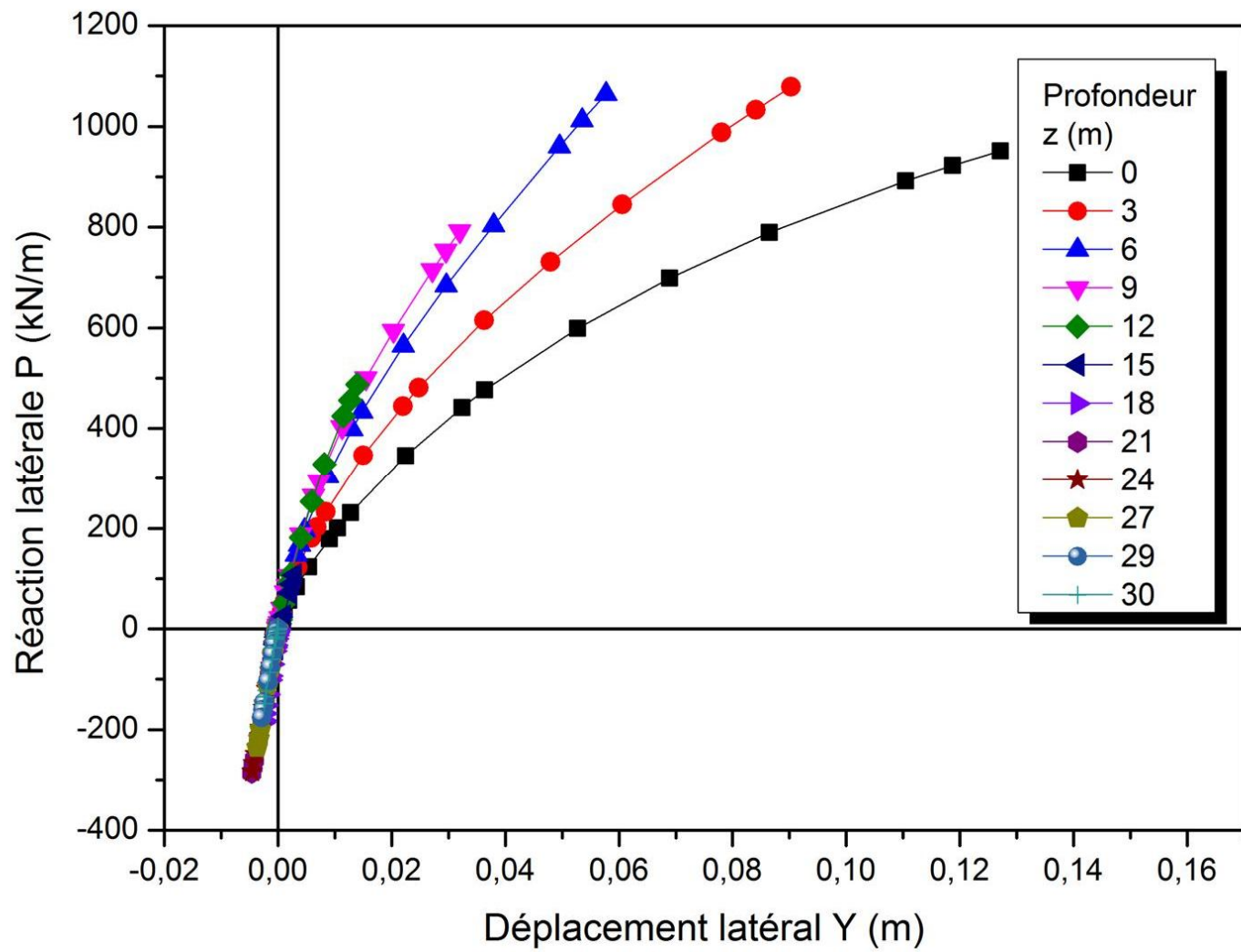


Figure A.120 : Courbe de réaction latérale P-Y (sable dense  $\varphi = 40^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

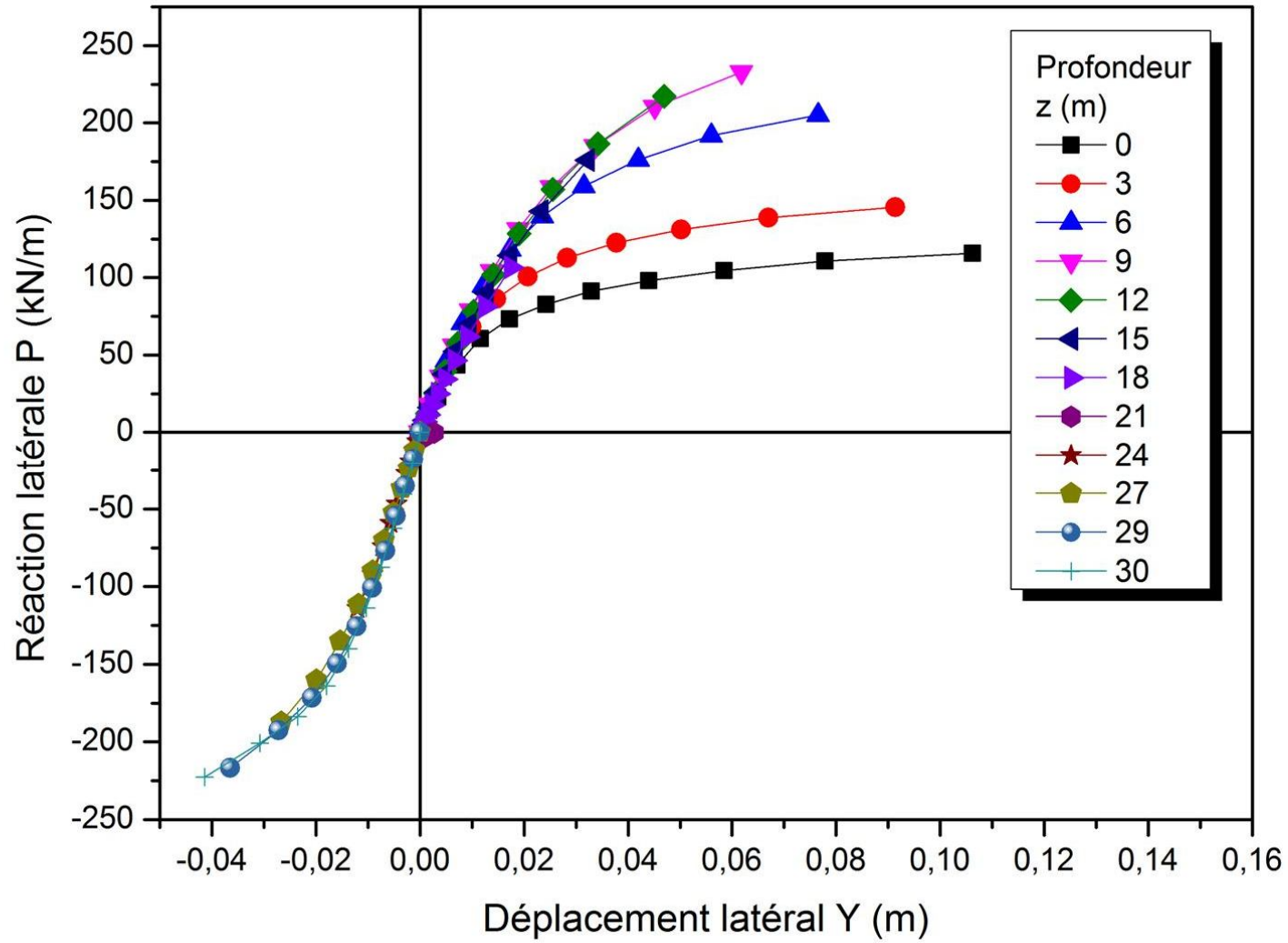


Figure A.122 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

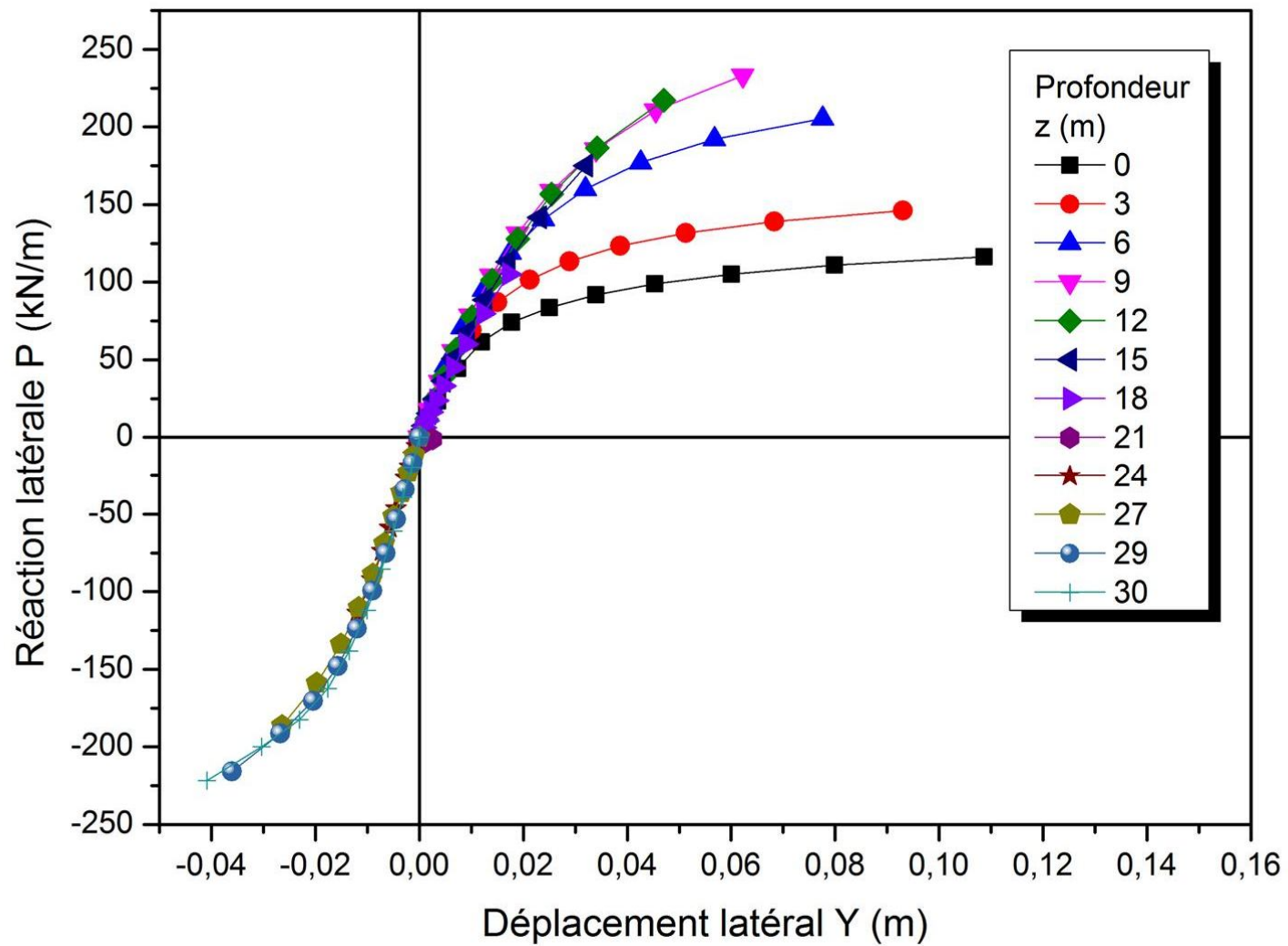


Figure A.124 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

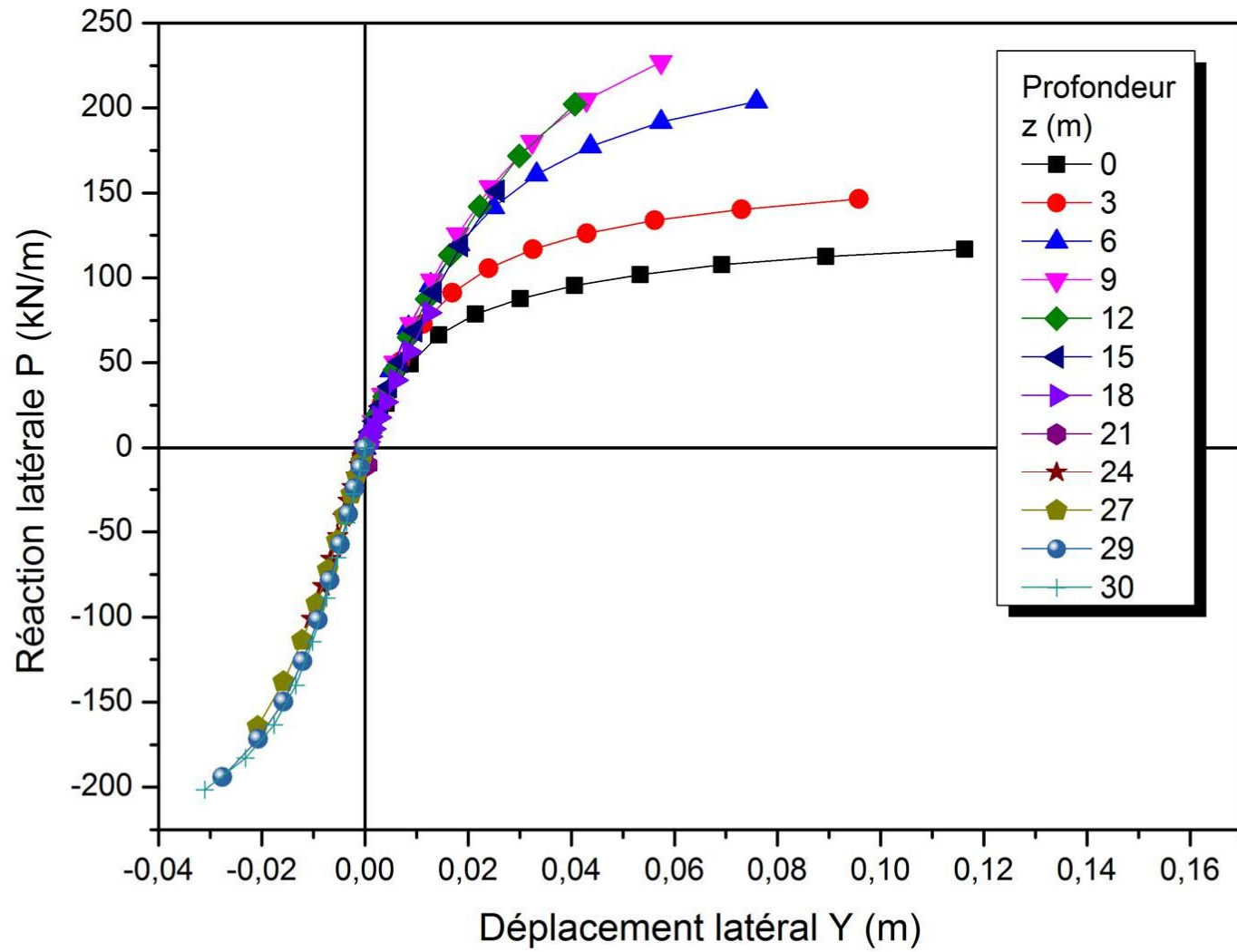


Figure A.126 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )



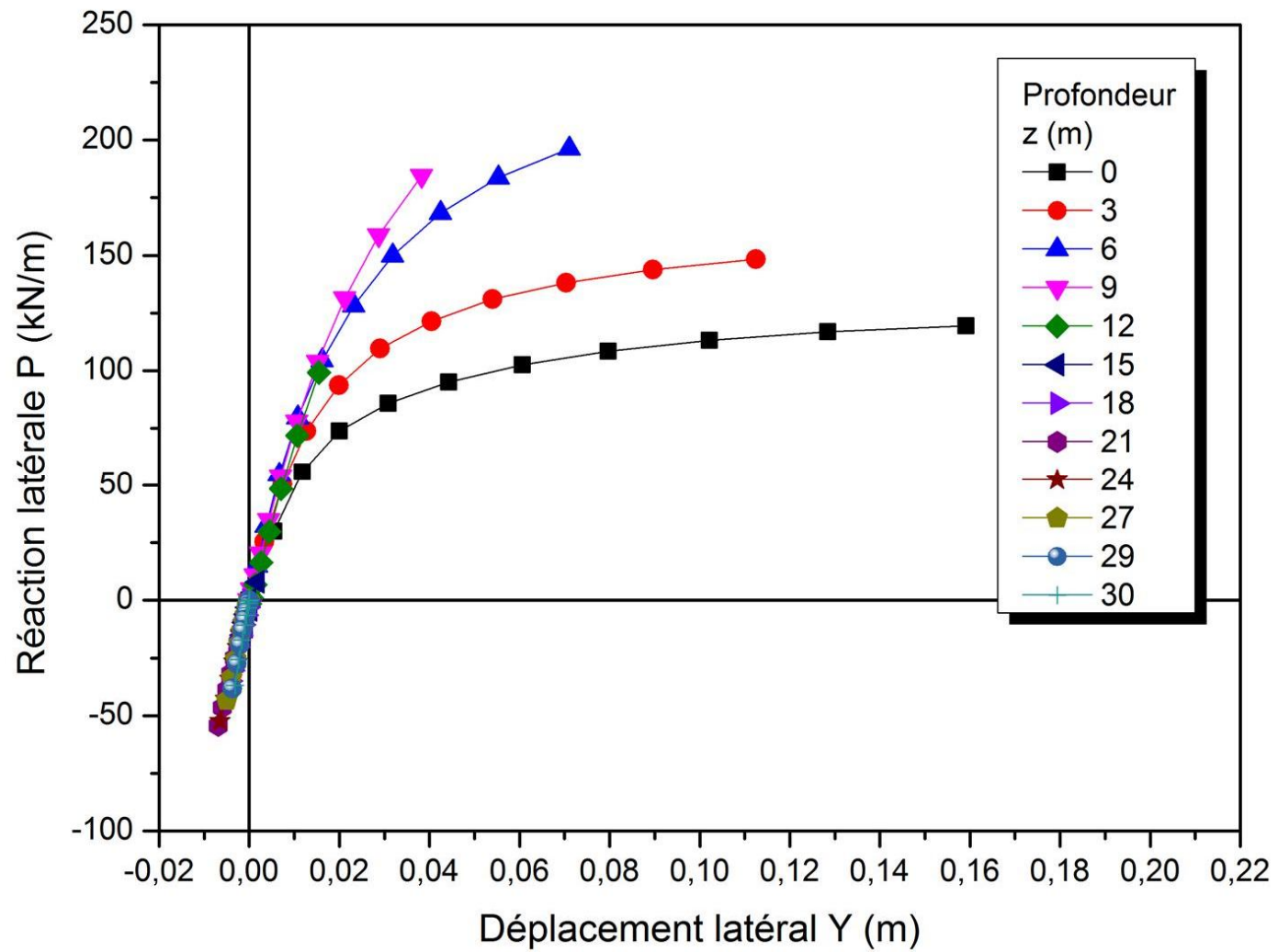


Figure A.128 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

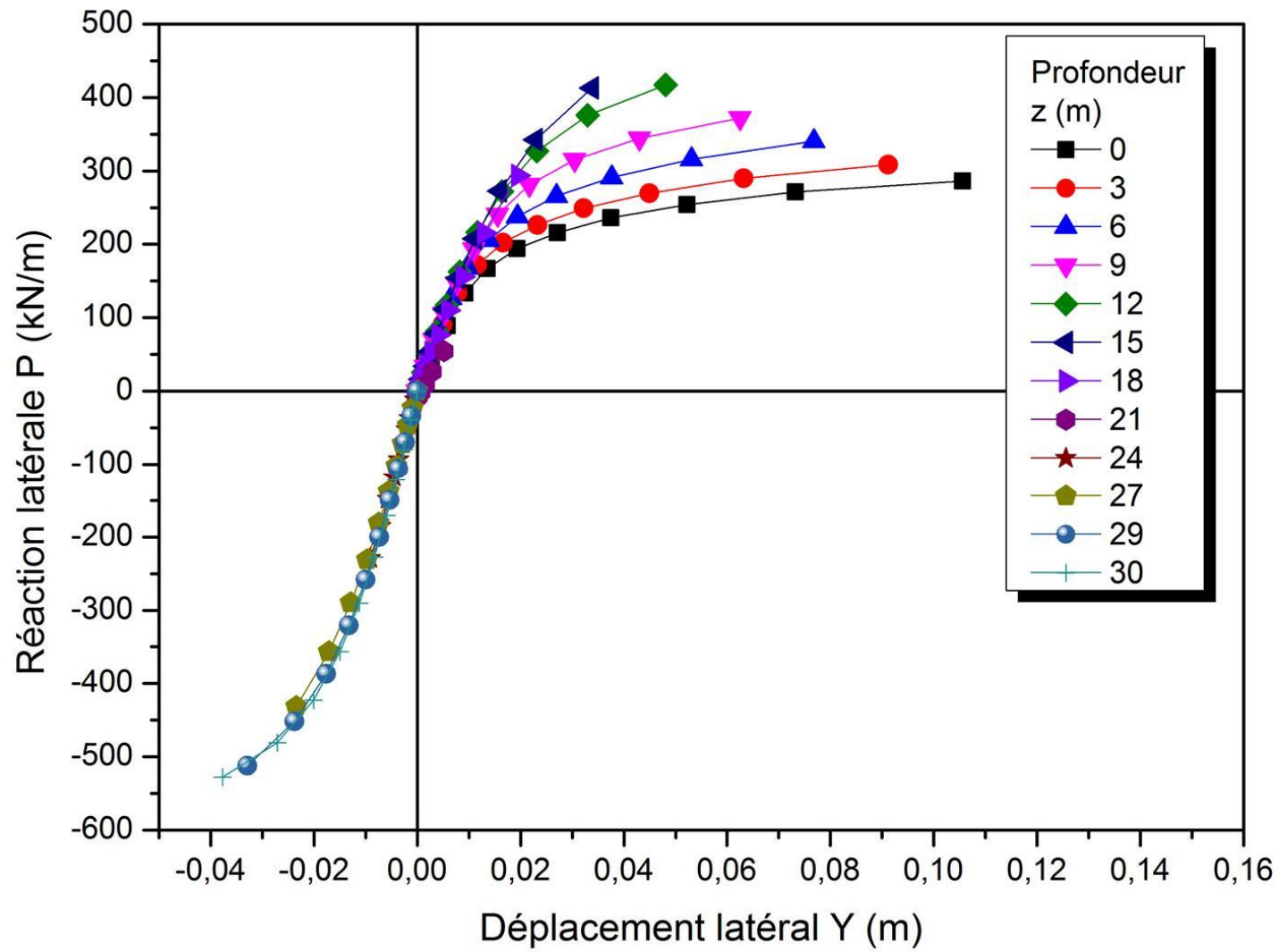


Figure A.130 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

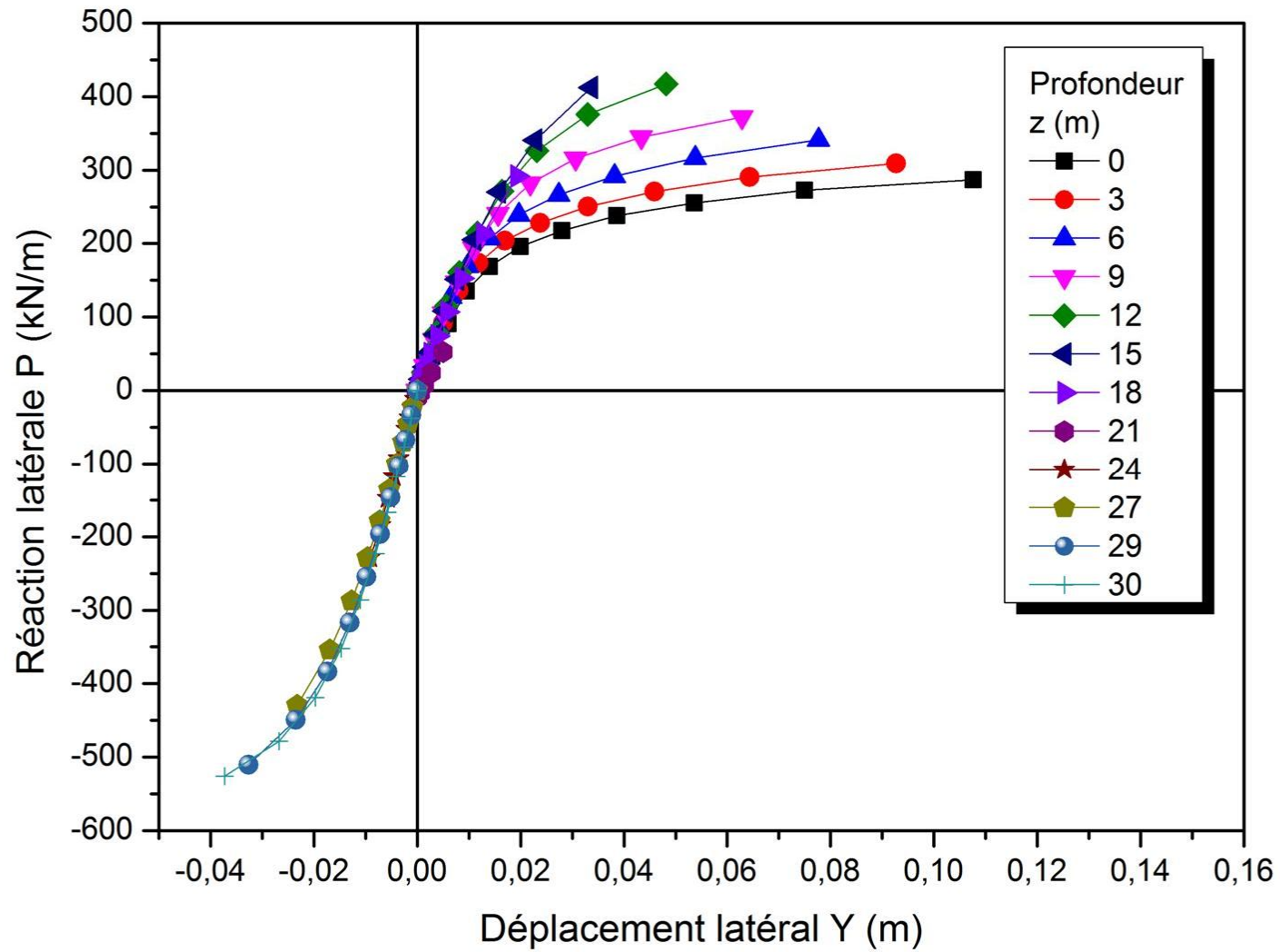


Figure A.132 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

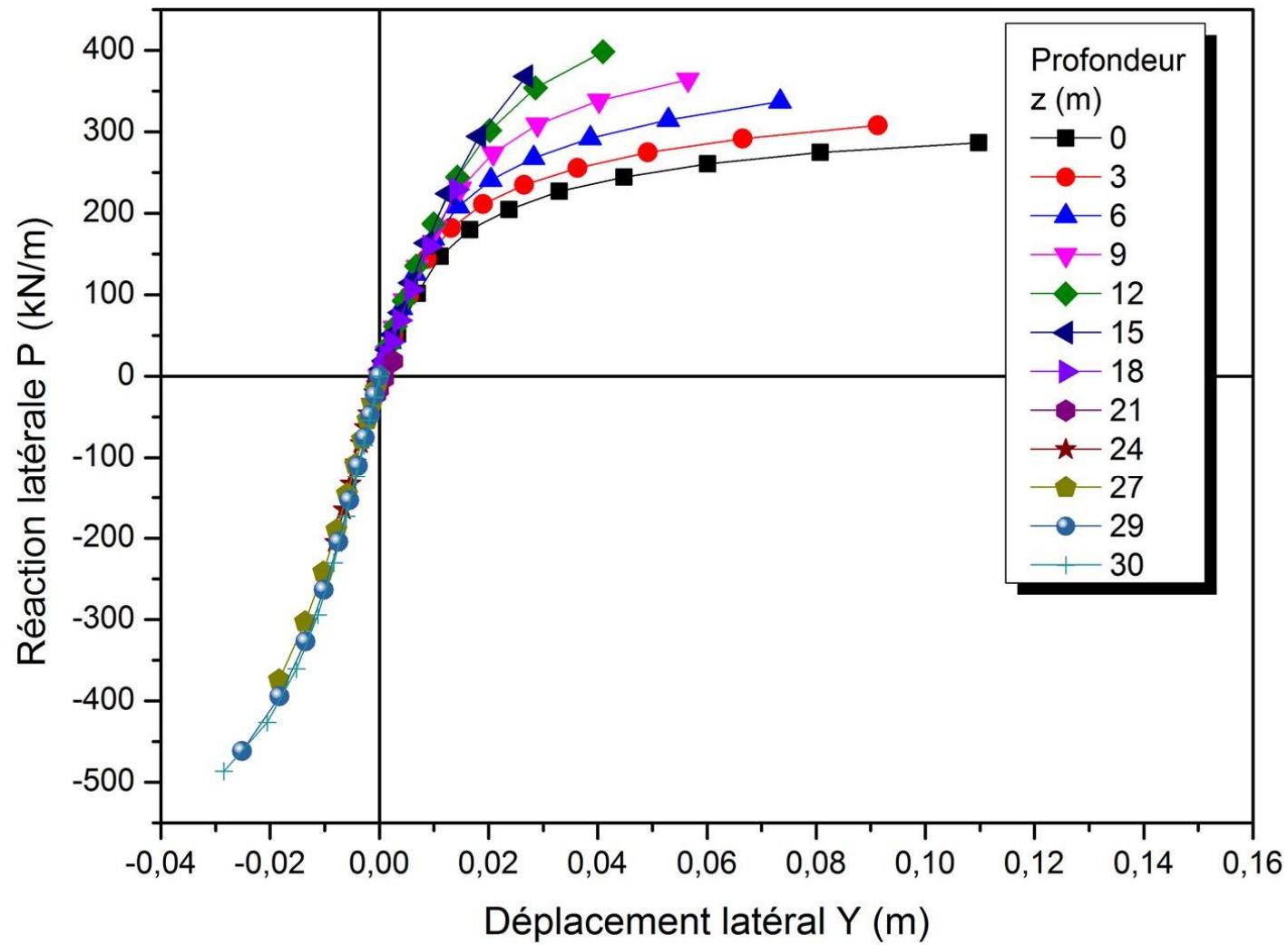


Figure A.134 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )

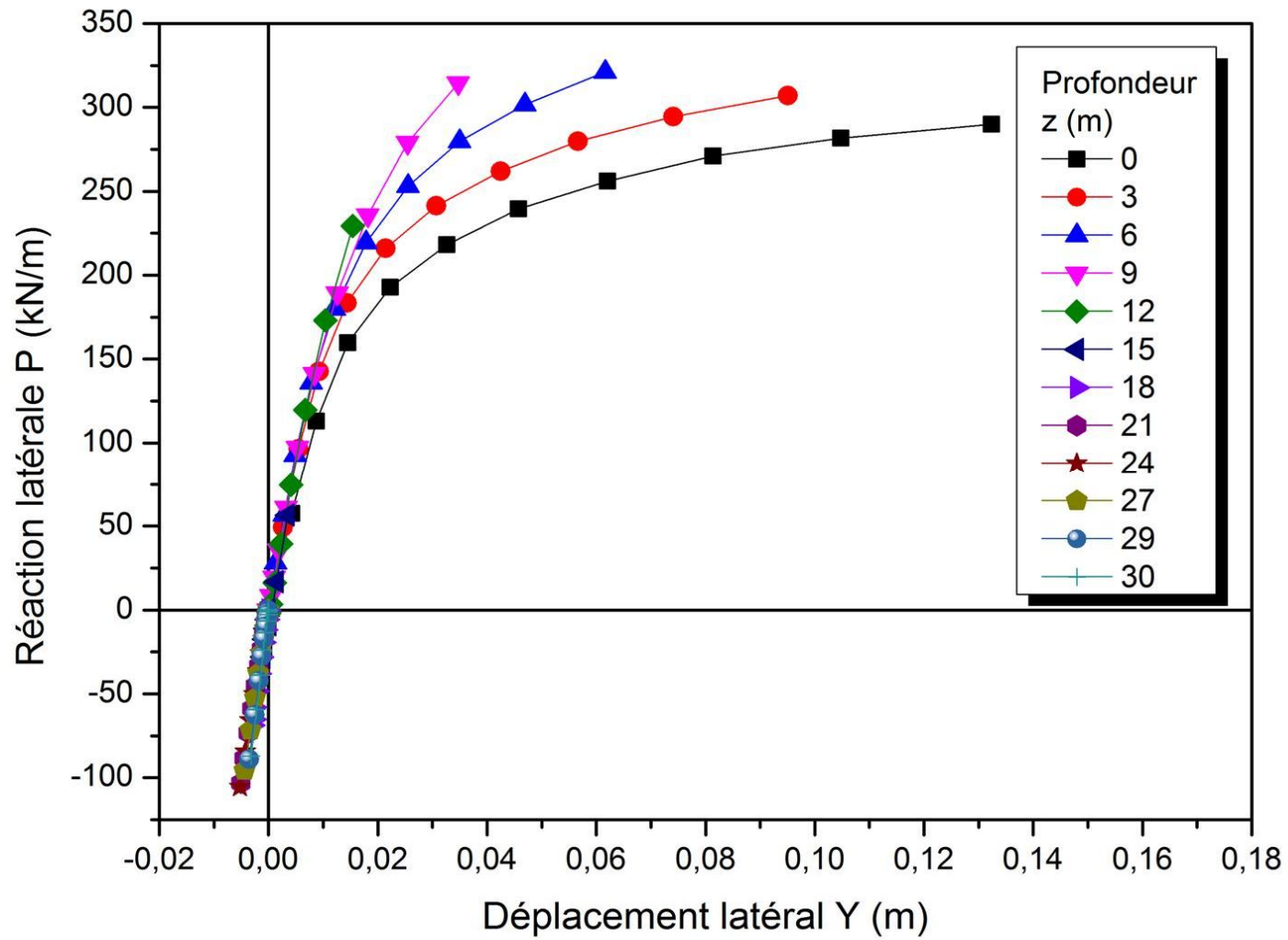


Figure A.136 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

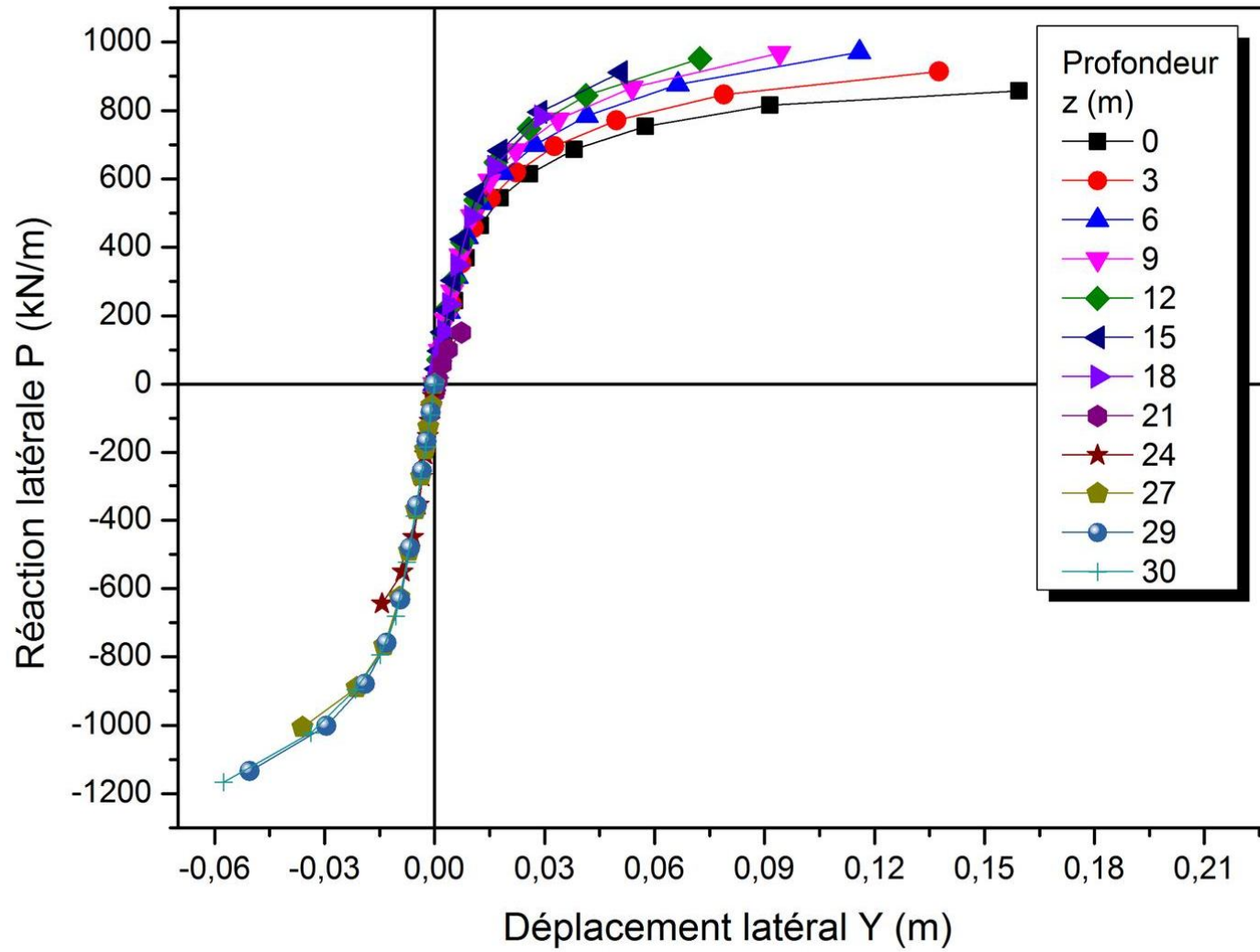


Figure A.138 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

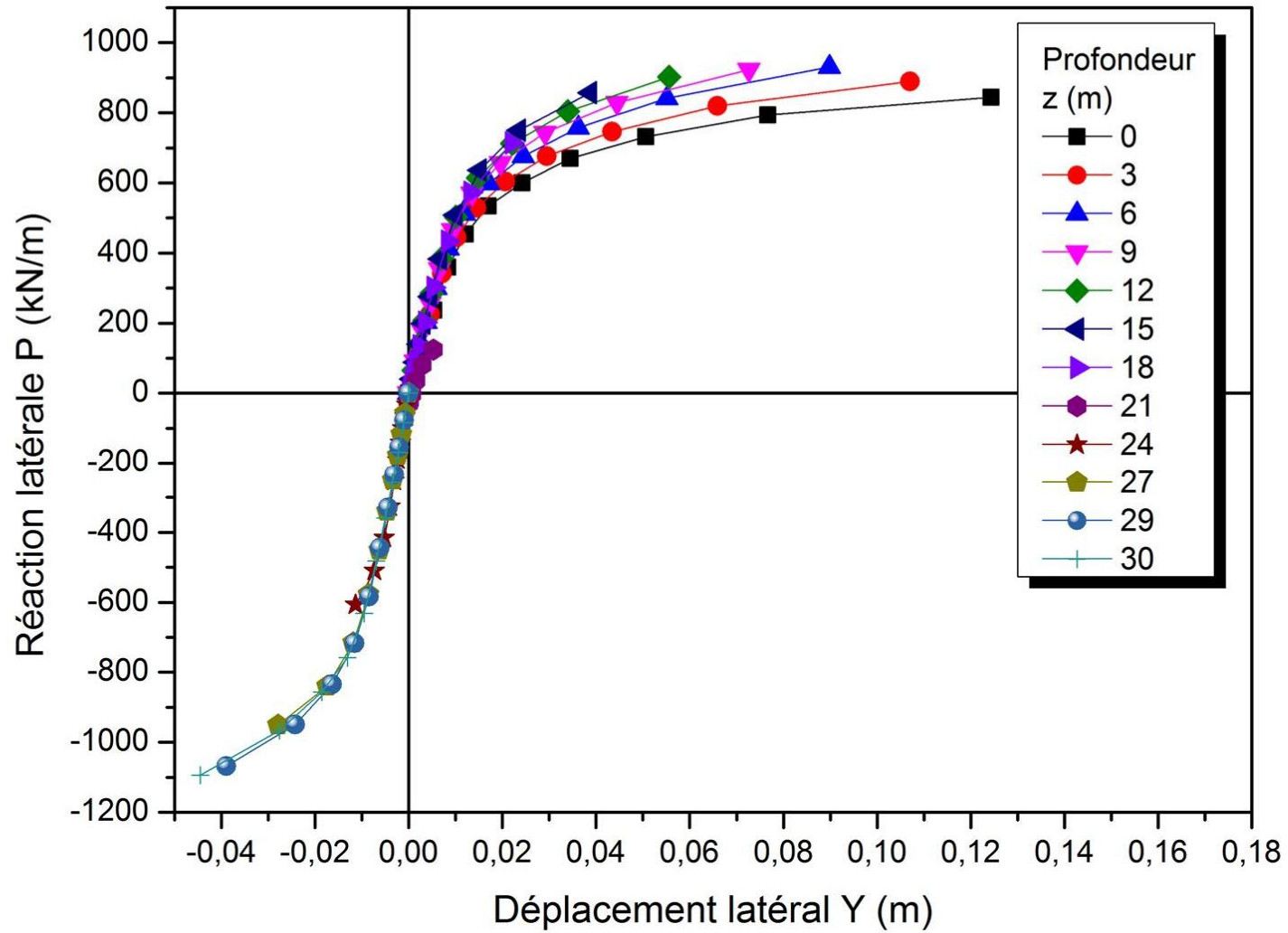


Figure A.140 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

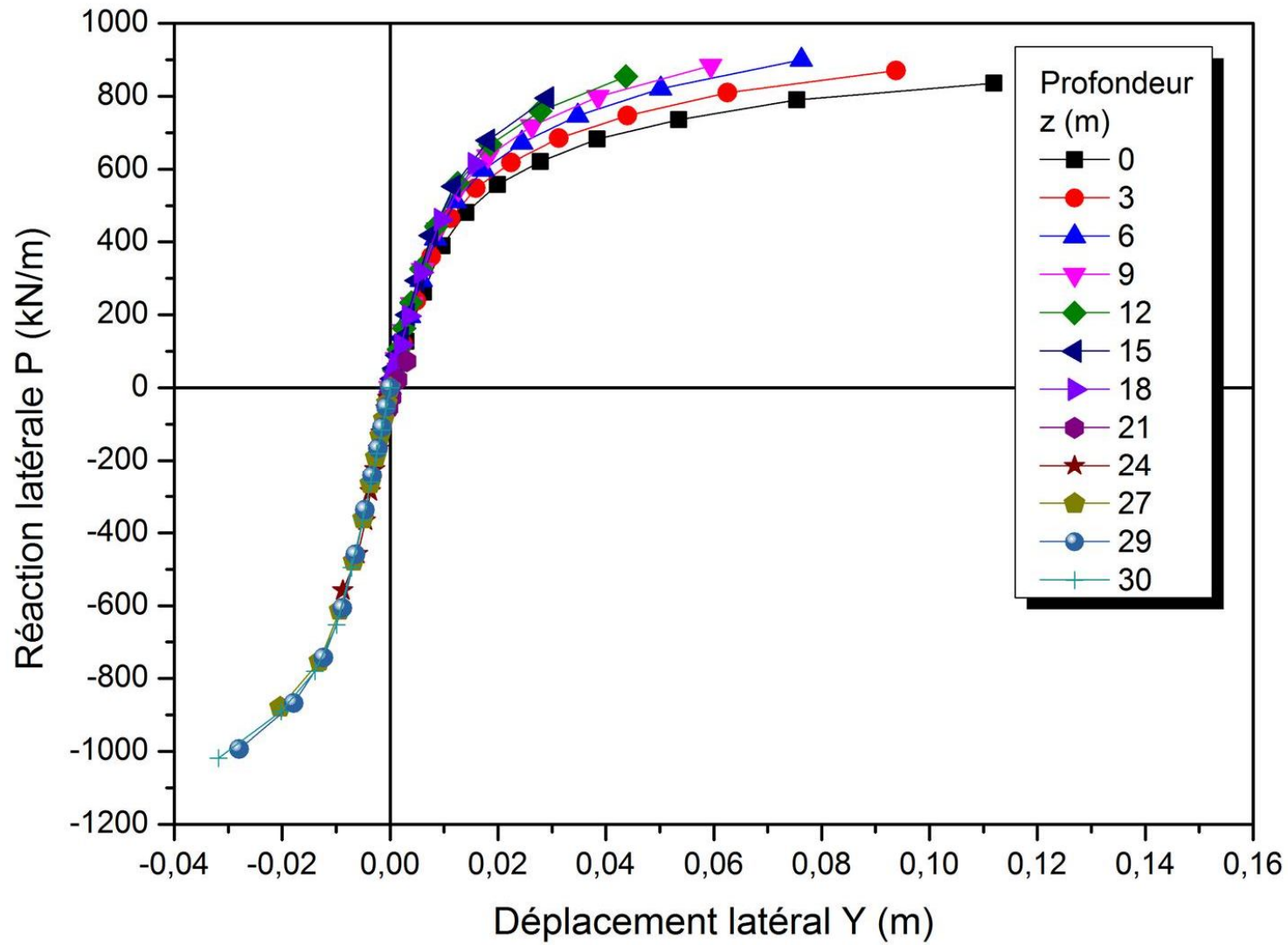


Figure A.142 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )



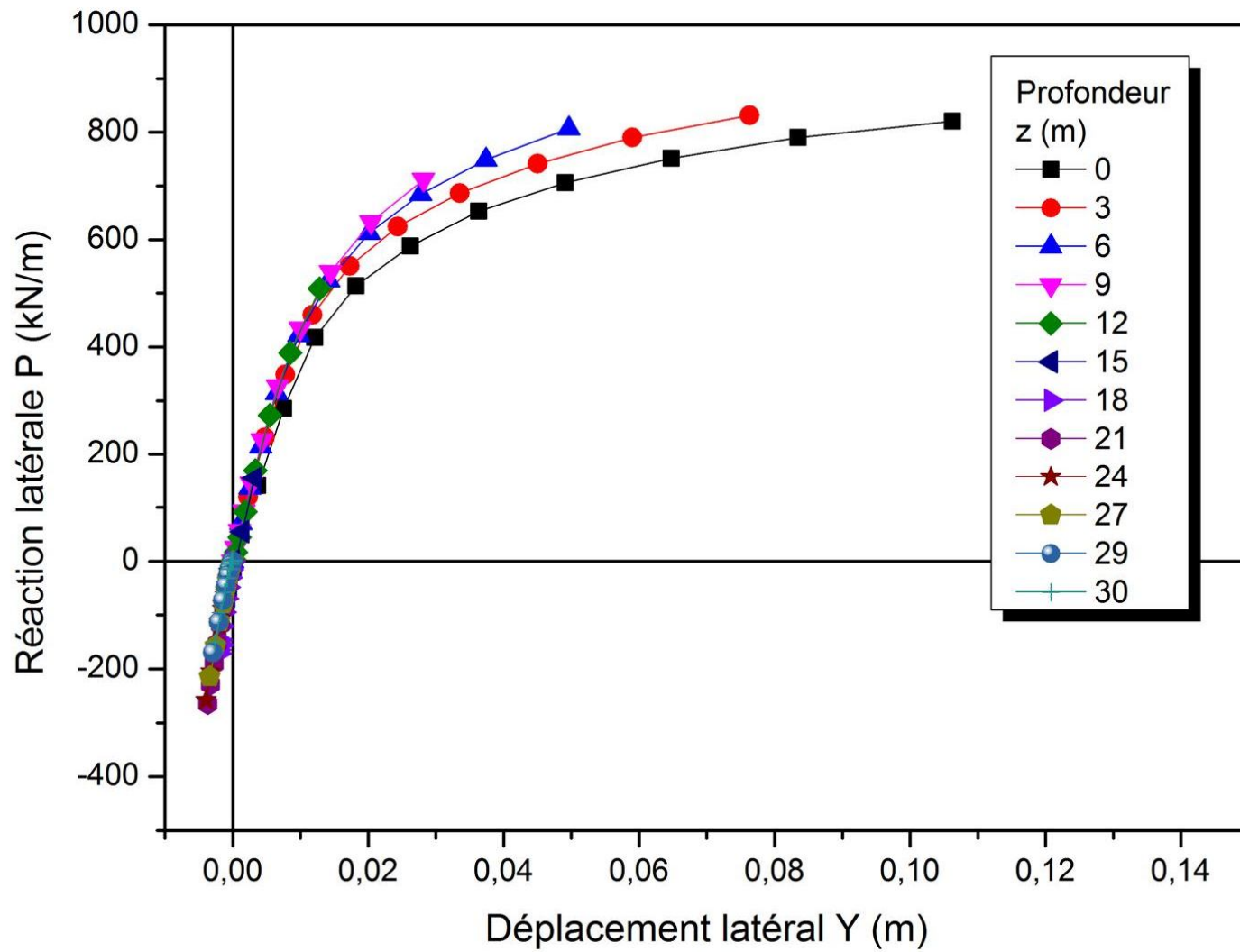


Figure A.144 : Courbe de réaction latérale P-Y (argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

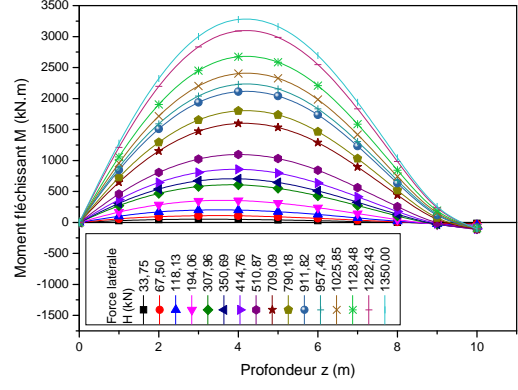
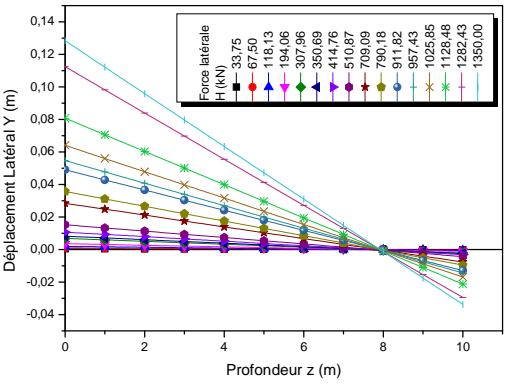
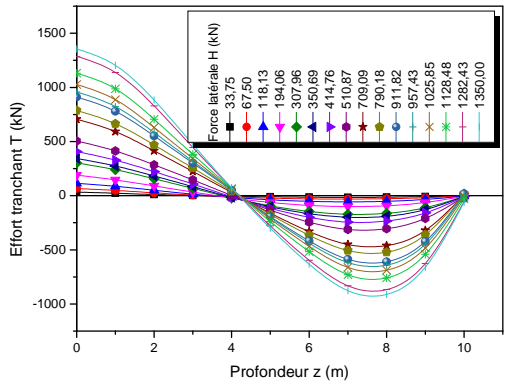
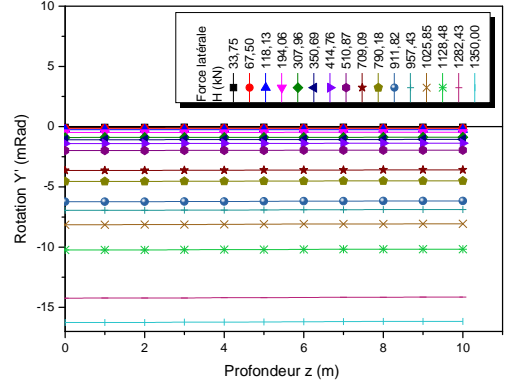
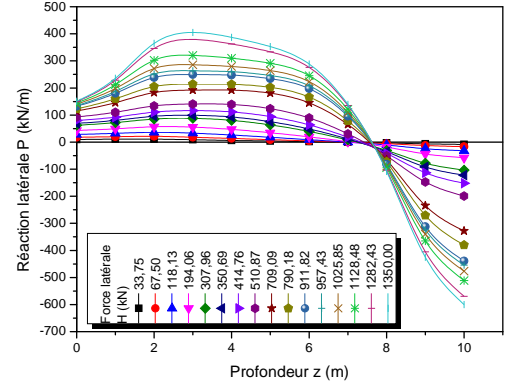


Figure A.1 :  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

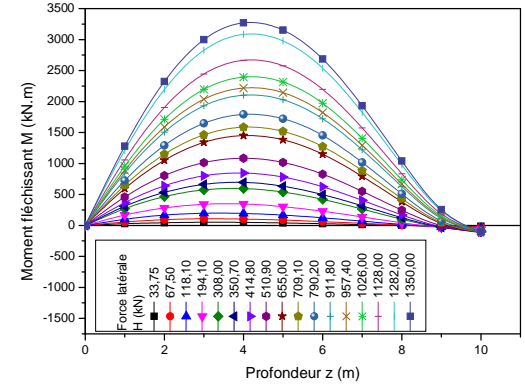
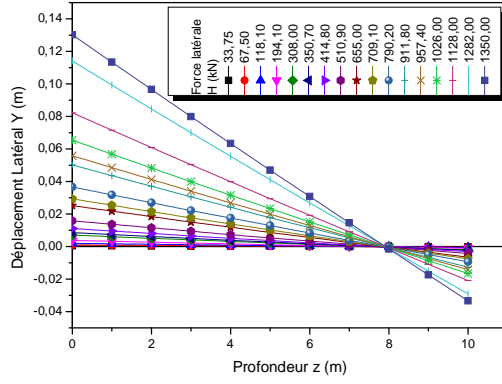
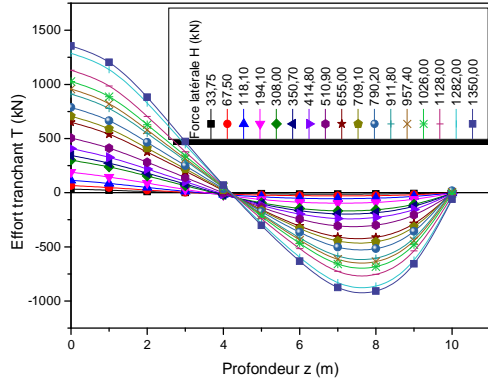
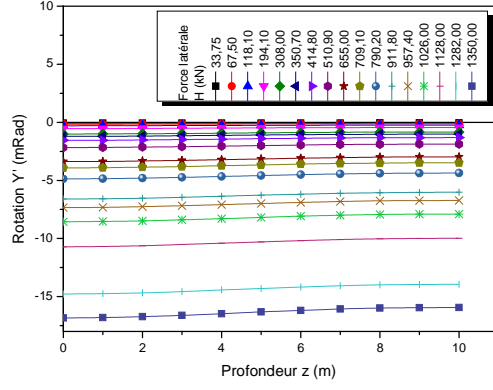
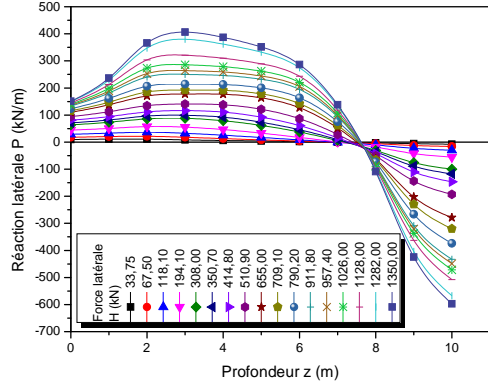


Figure A.3 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

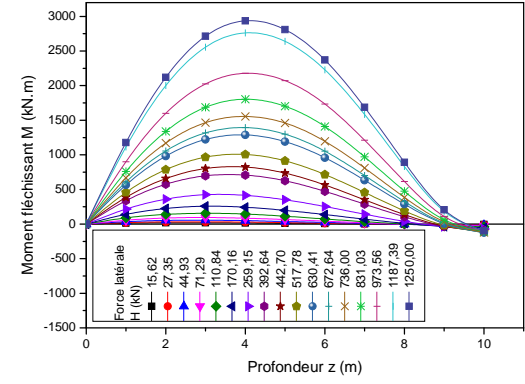
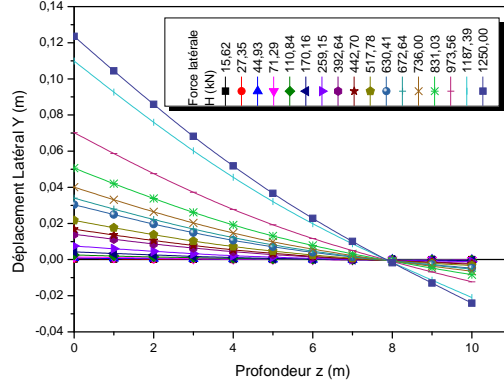
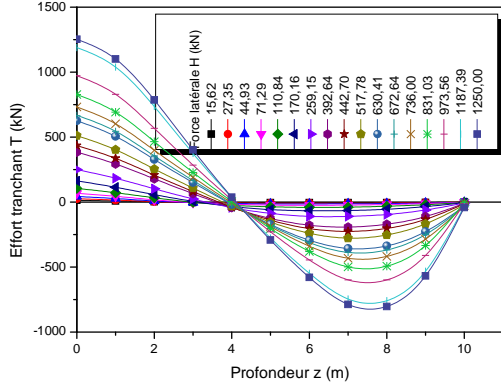
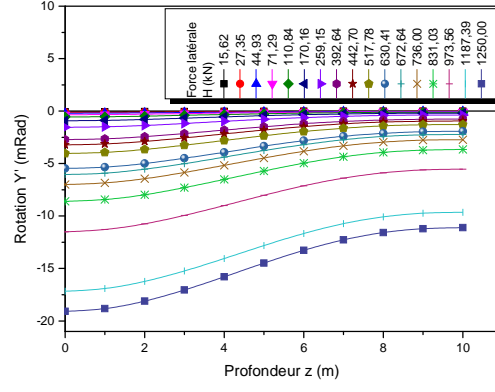
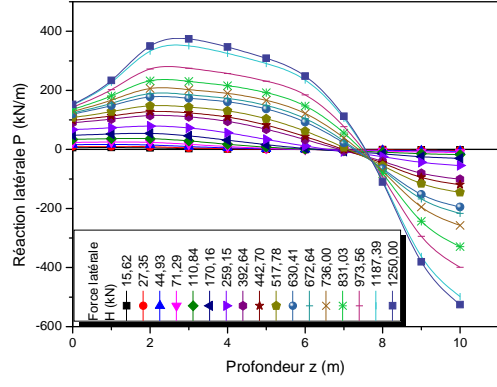


Figure A.5 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\varphi = 30^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )

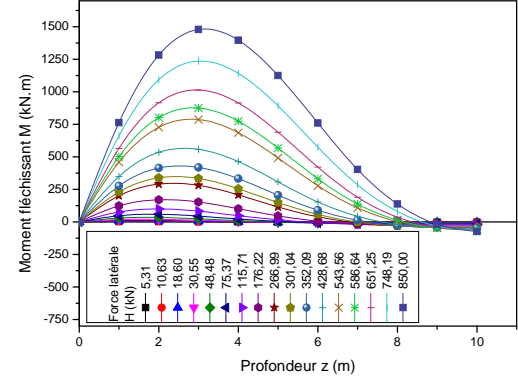
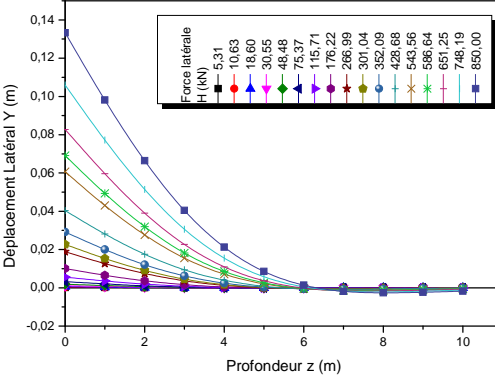
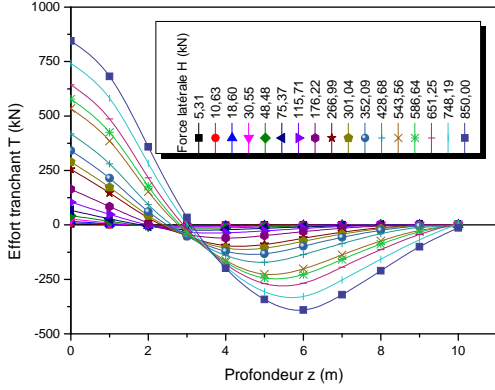
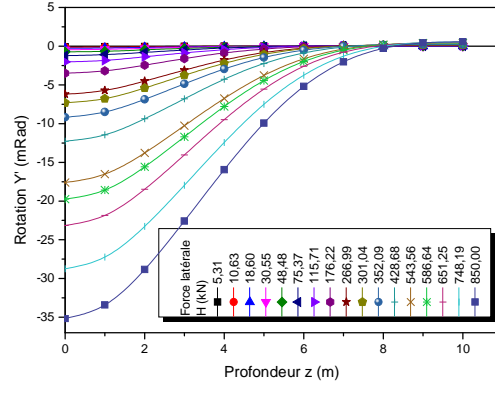
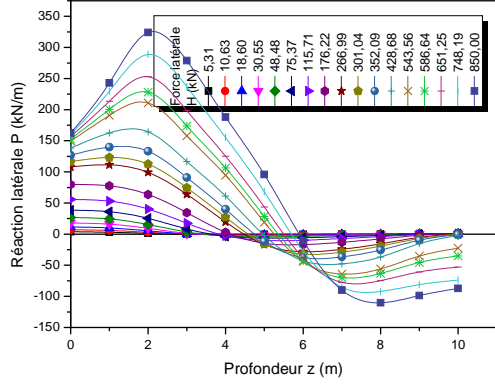


Figure A.7:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

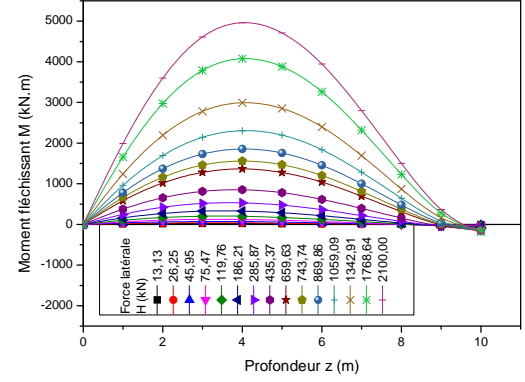
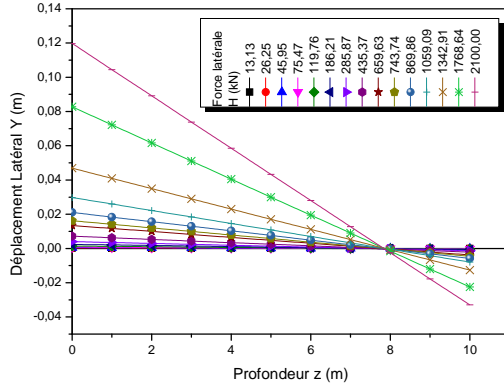
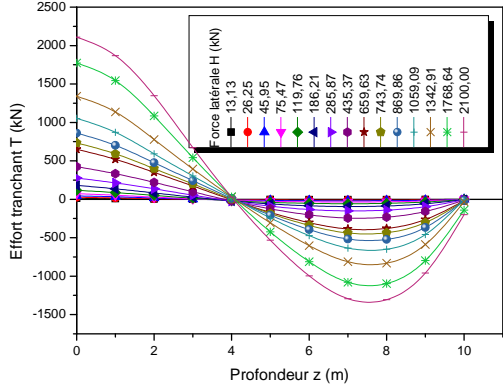
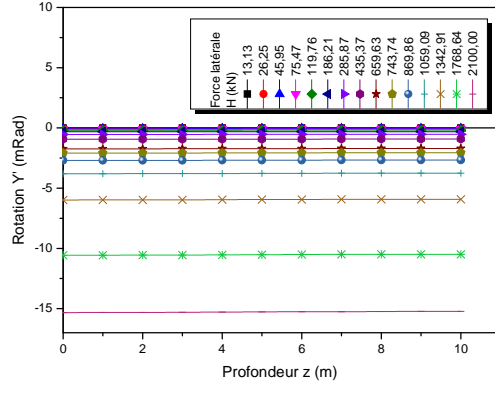
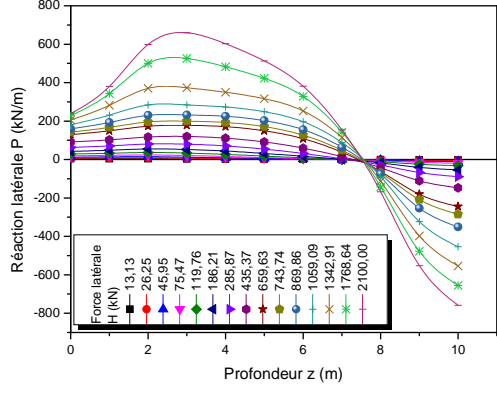


Figure A.9 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

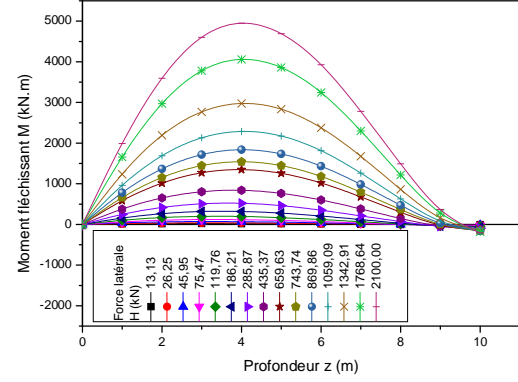
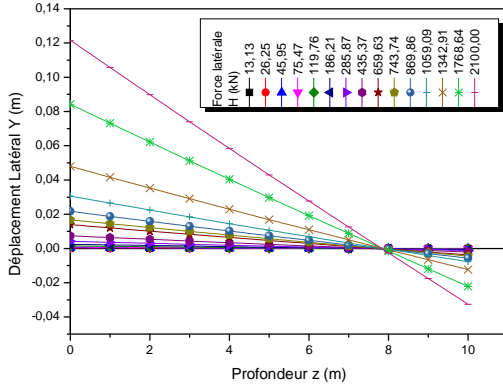
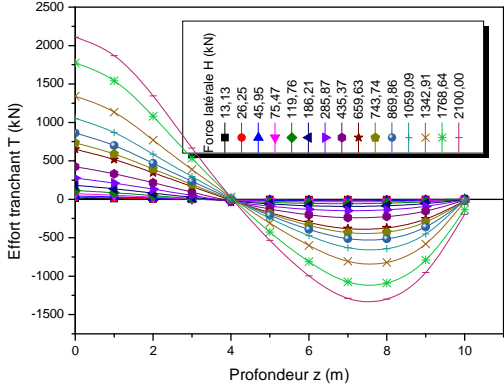
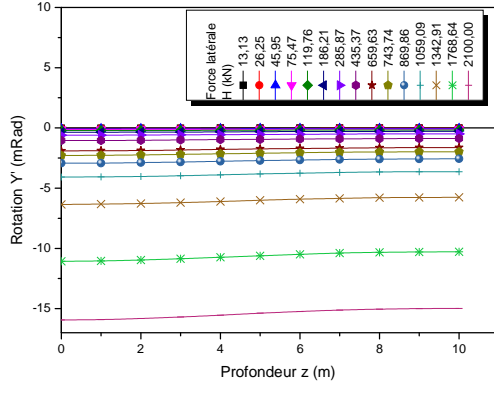
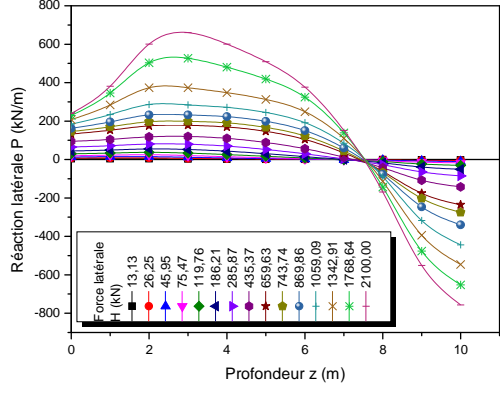


Figure A.11:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

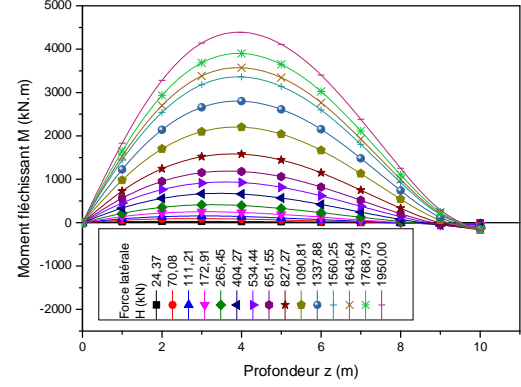
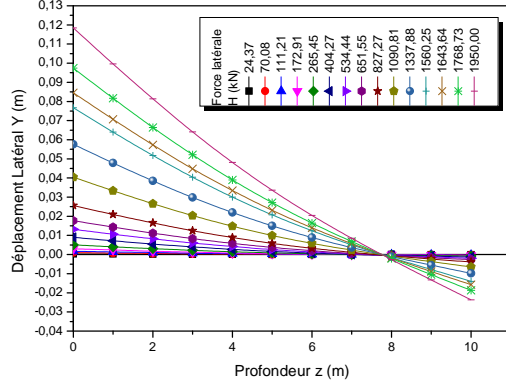
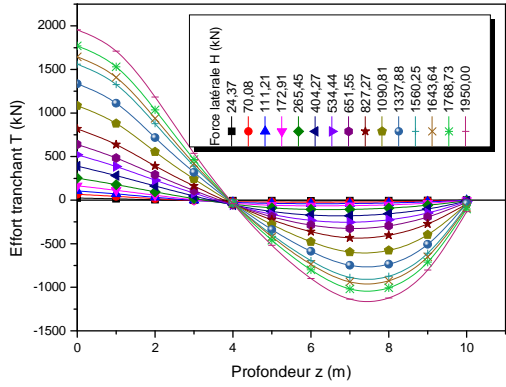
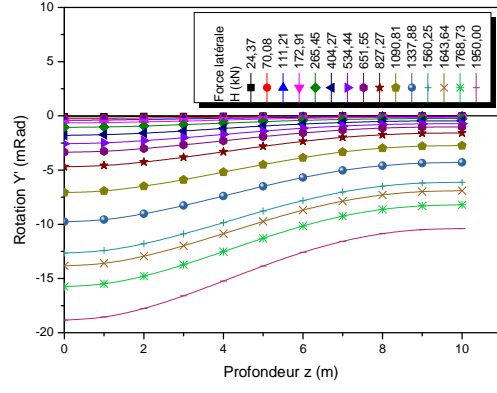
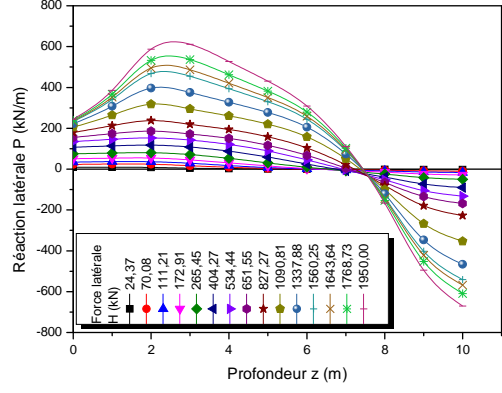


Figure A.13 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )



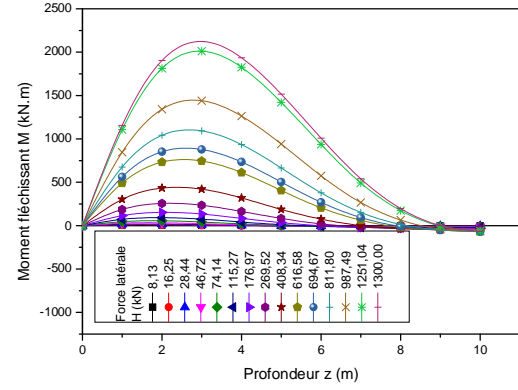
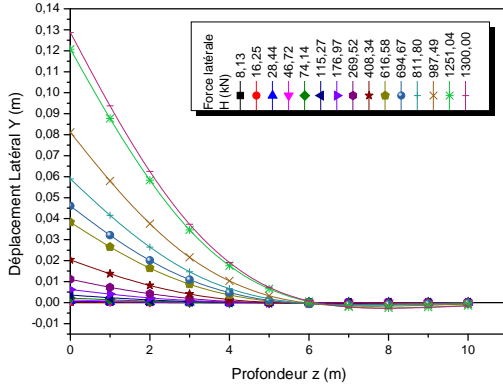
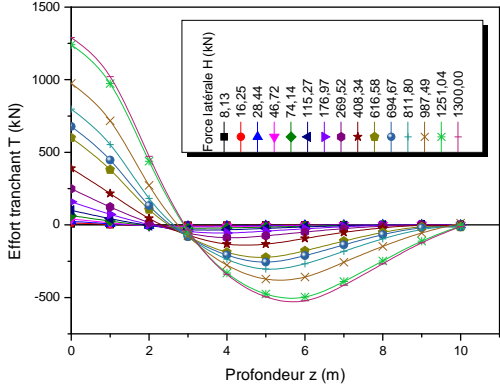
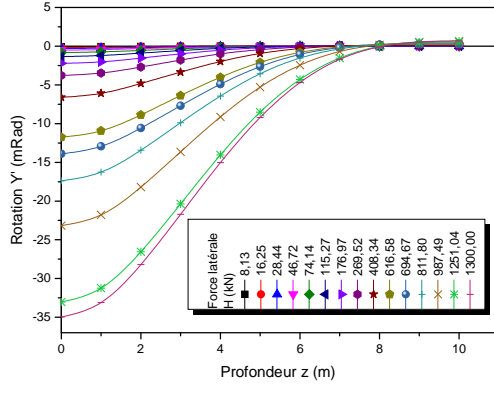
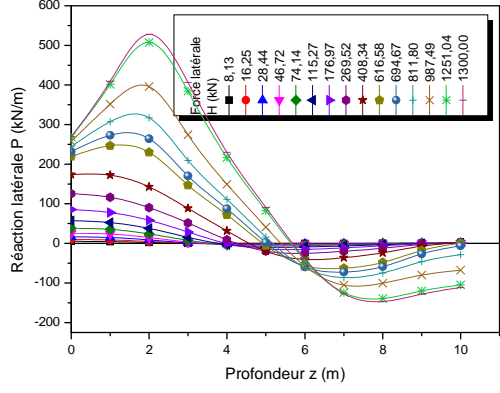


Figure A.15 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

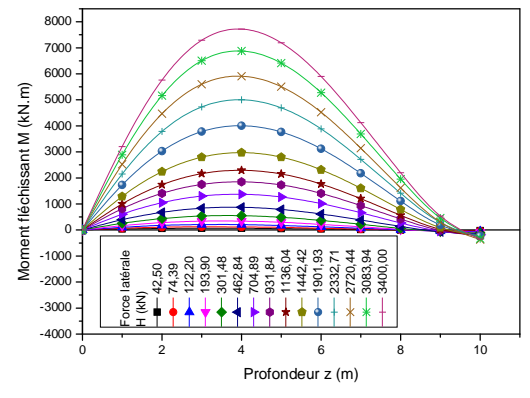
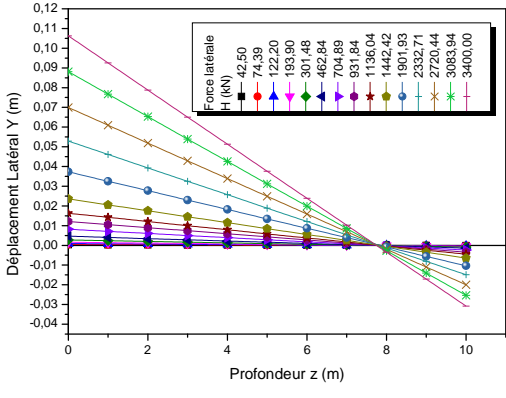
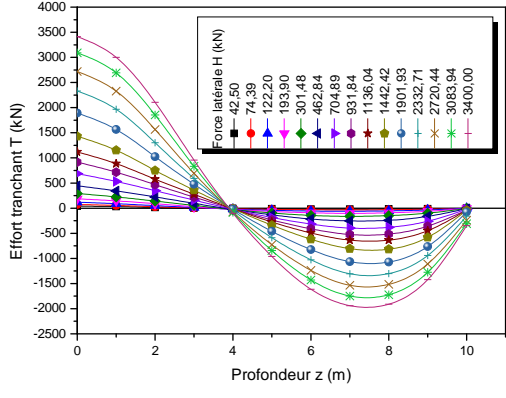
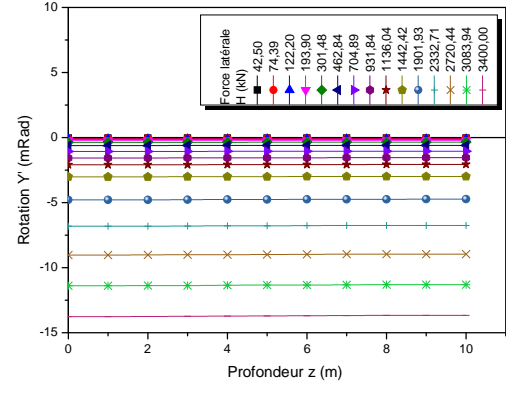
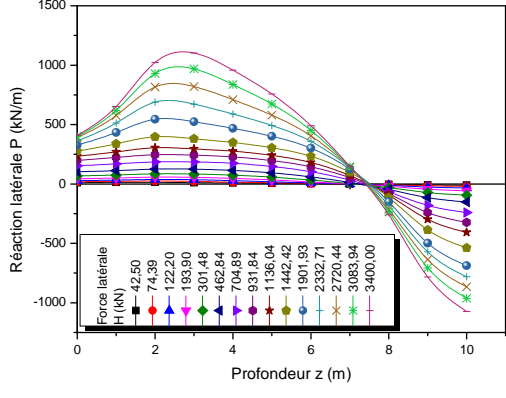


Figure A.17 :  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

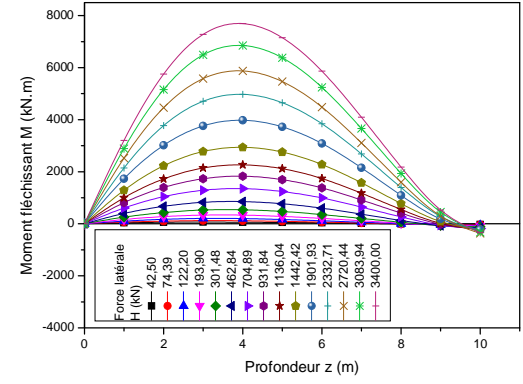
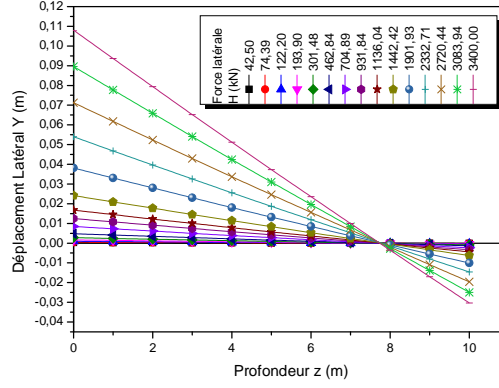
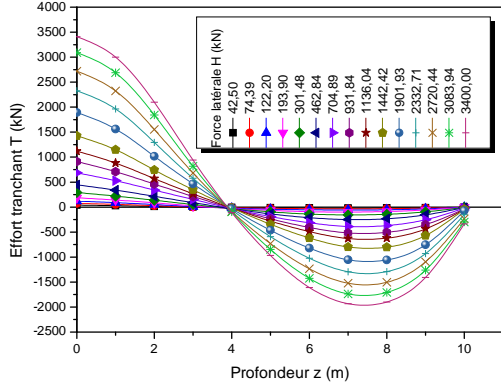
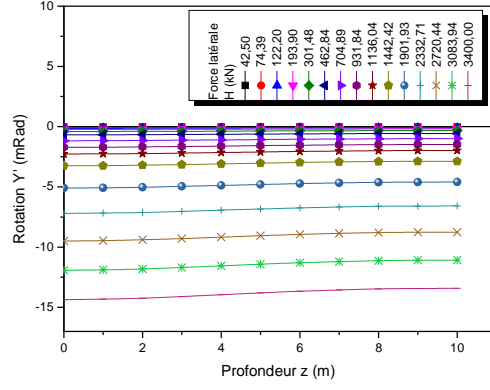
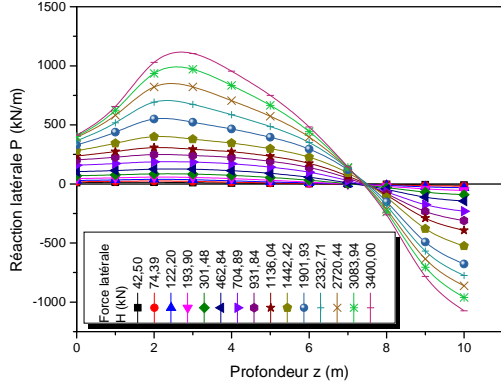


Figure A.19 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

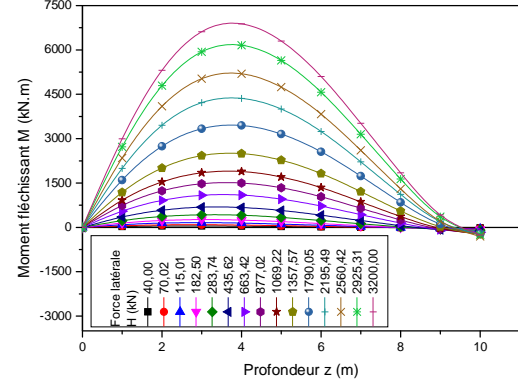
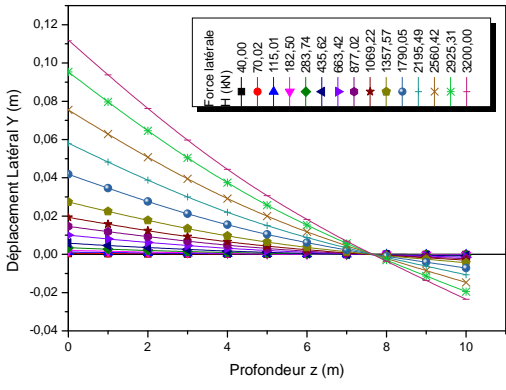
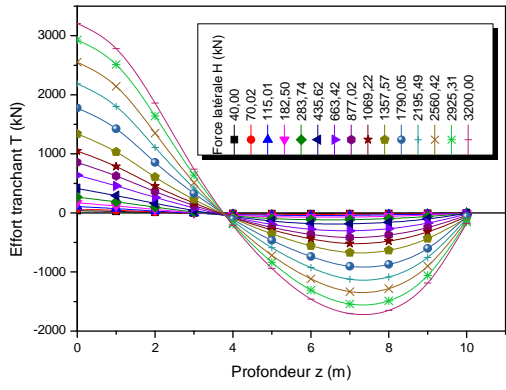
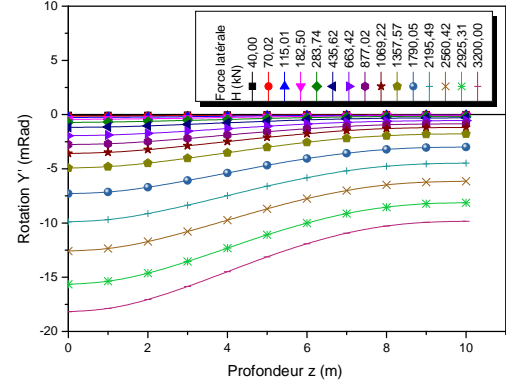
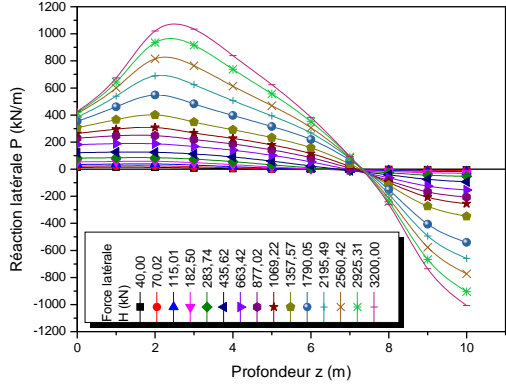


Figure A.21 :  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )

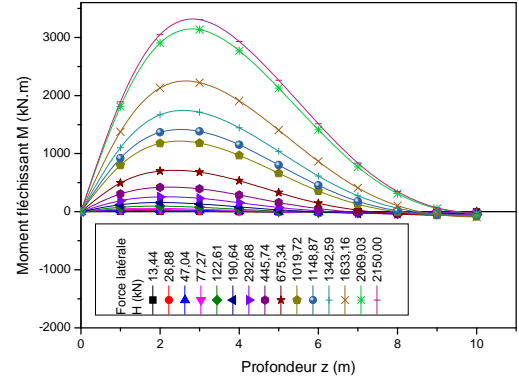
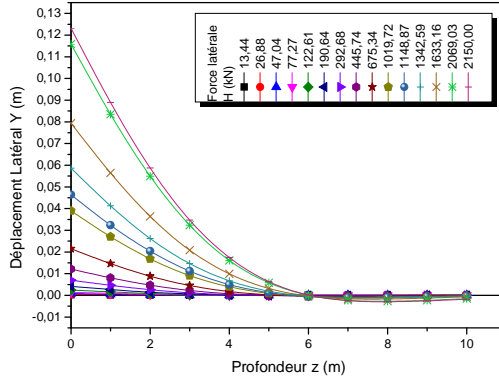
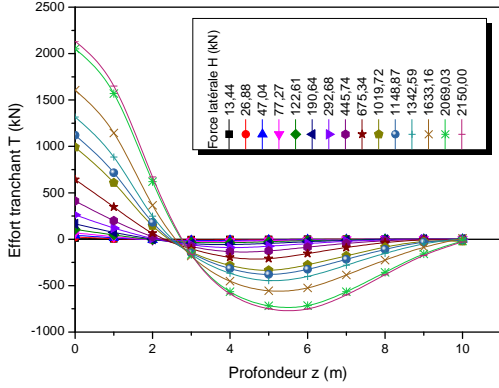
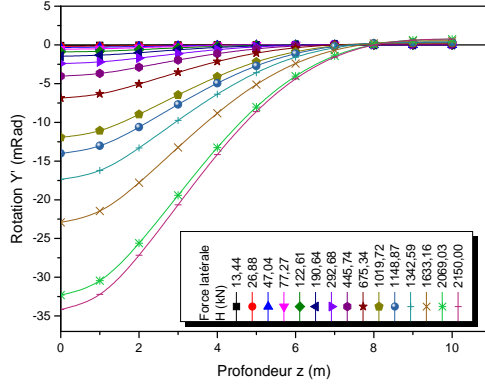
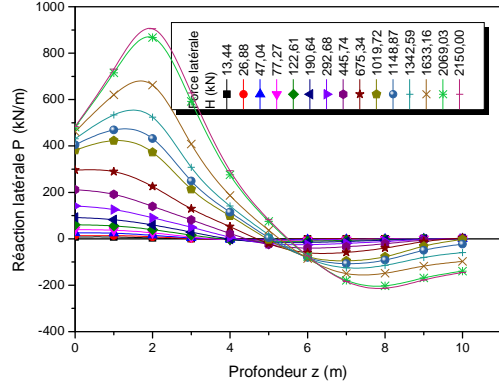


Figure A.23 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

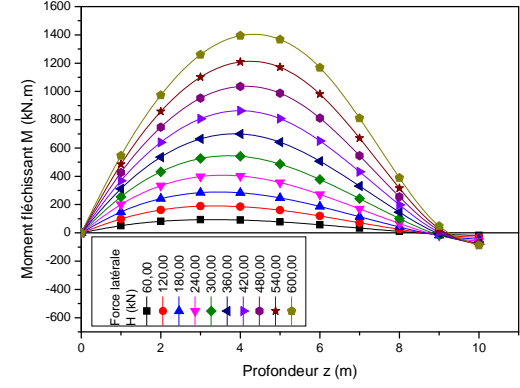
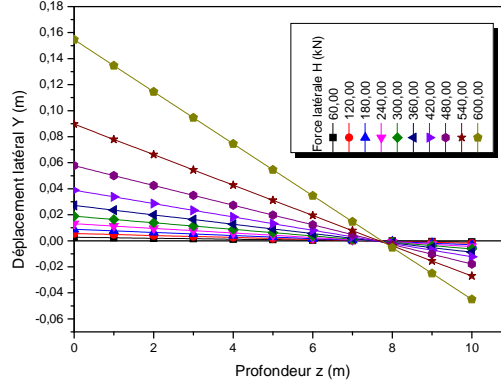
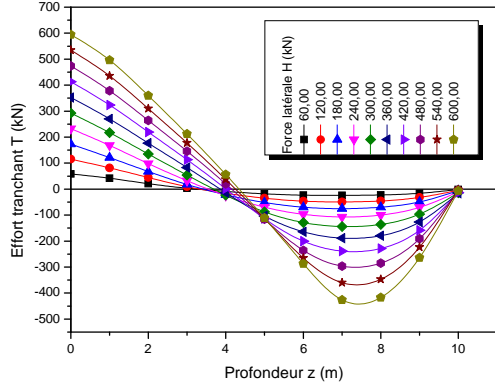
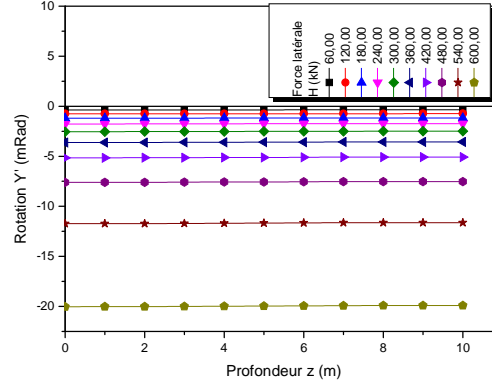
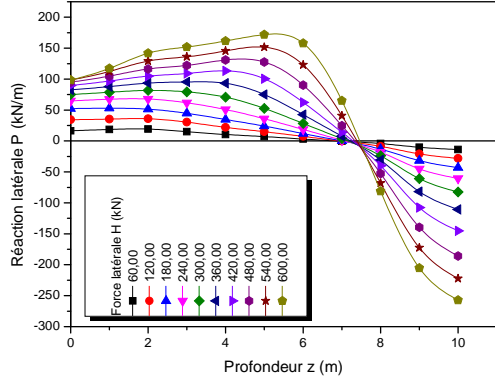


Figure A.25 :  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

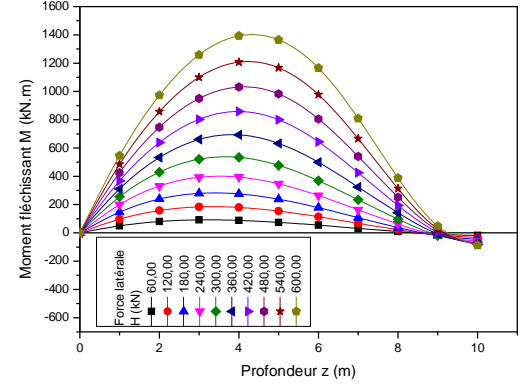
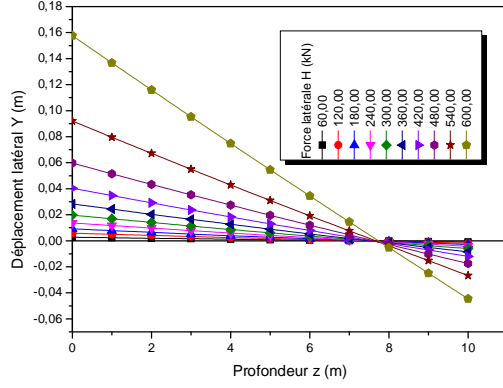
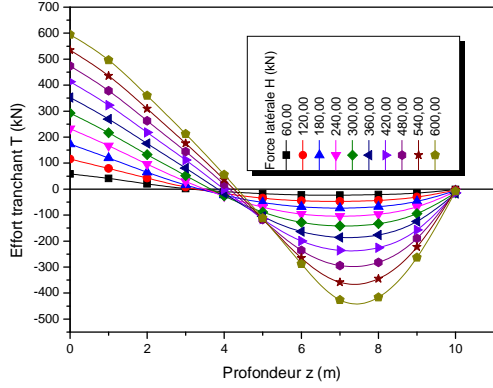
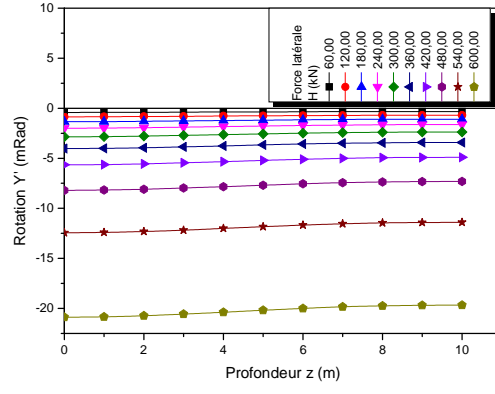
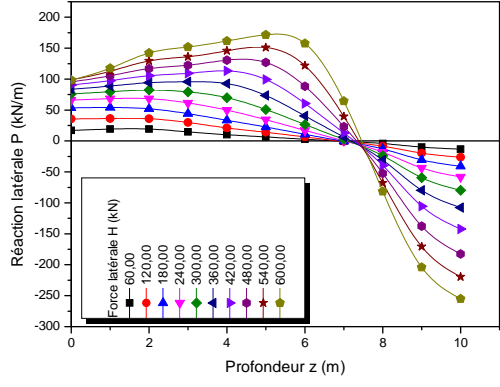


Figure A.27 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

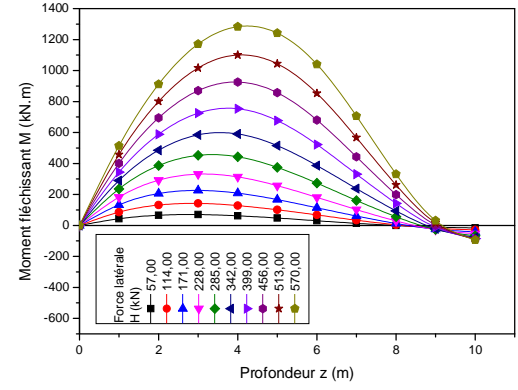
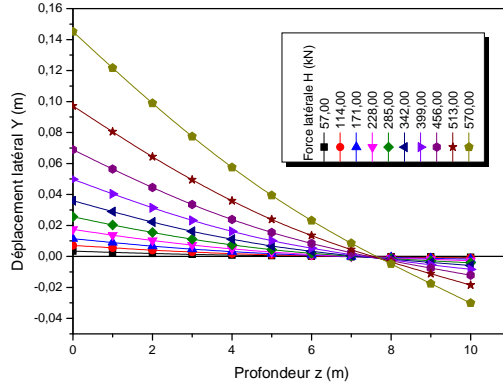
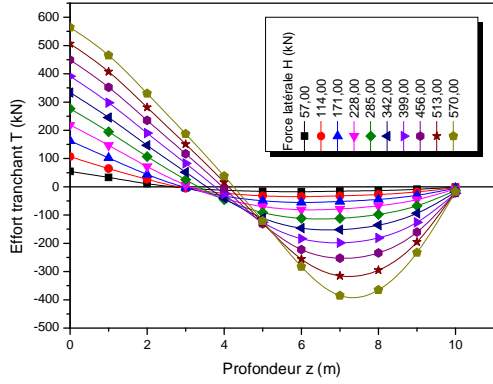
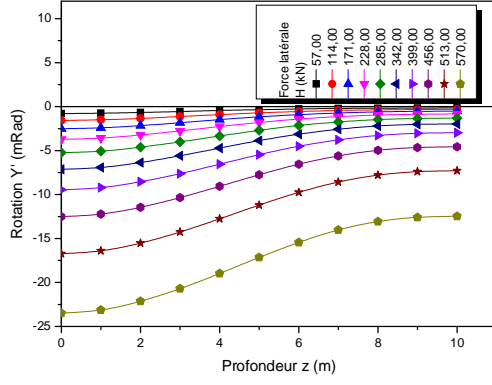
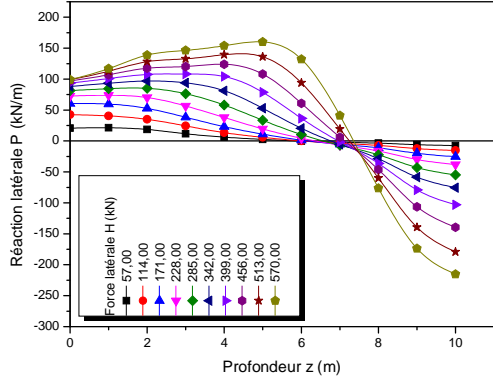


Figure A.29 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )



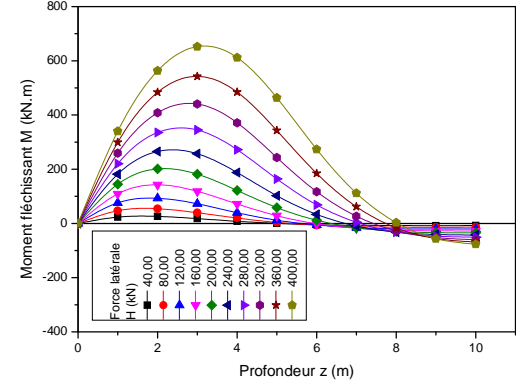
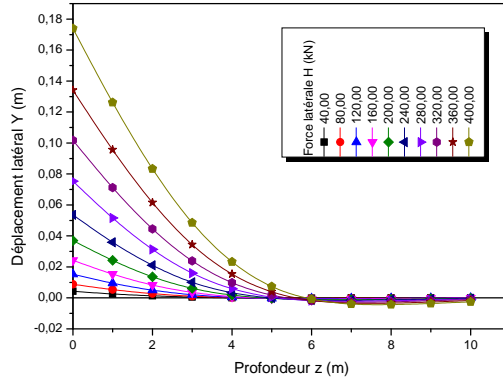
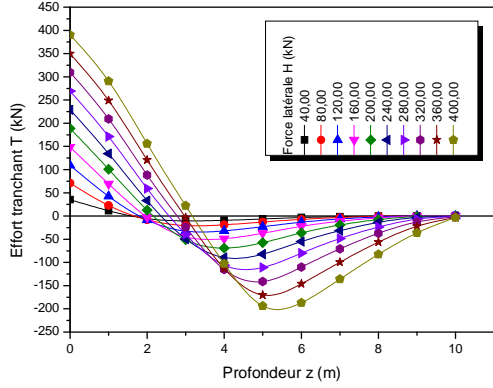
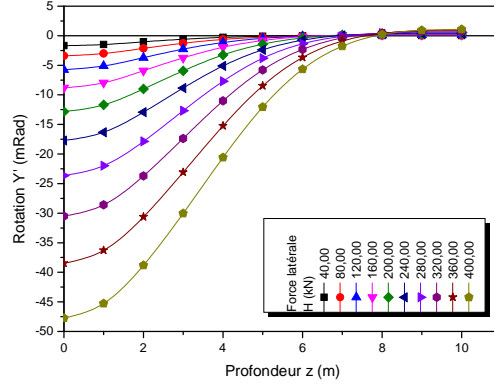
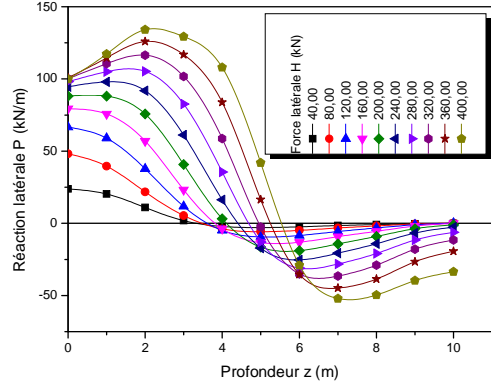


Figure A.31:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

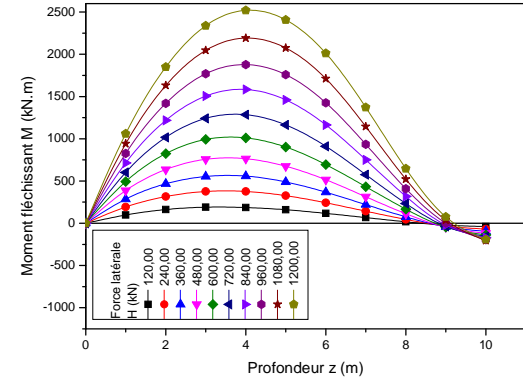
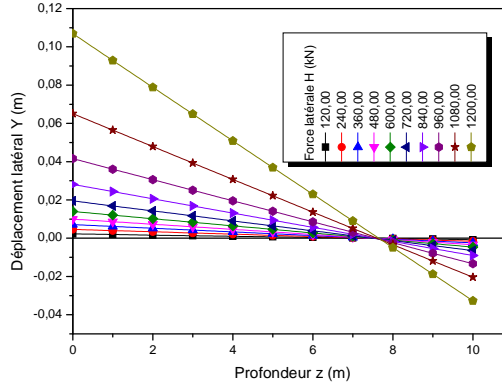
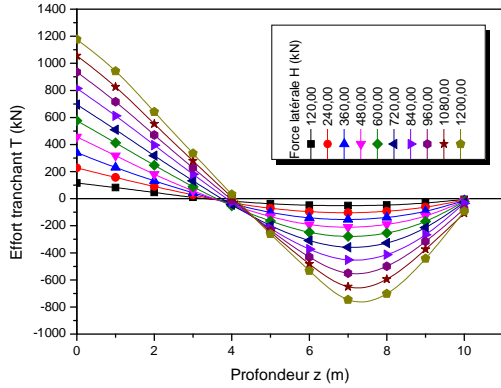
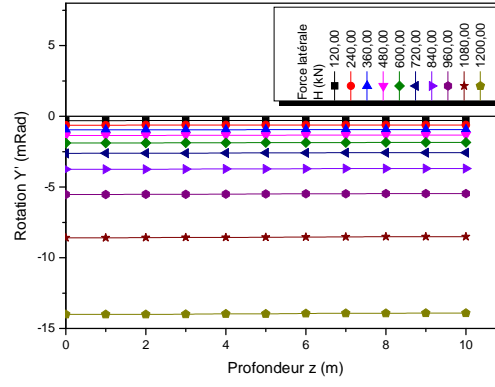
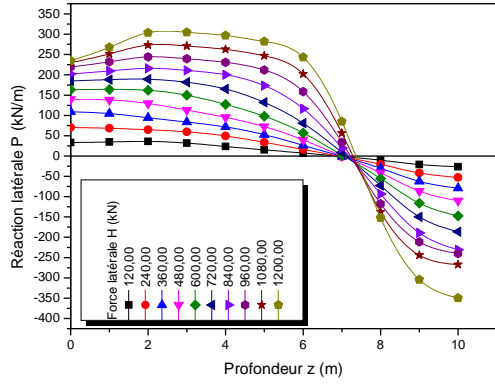


Figure A.33 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

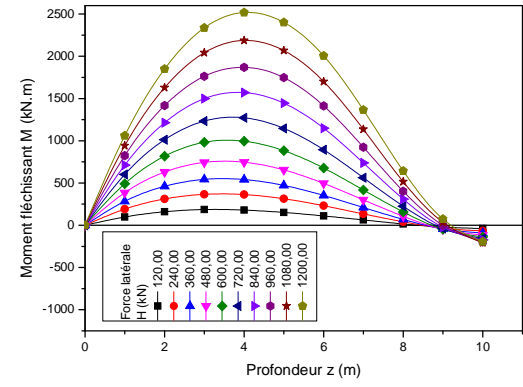
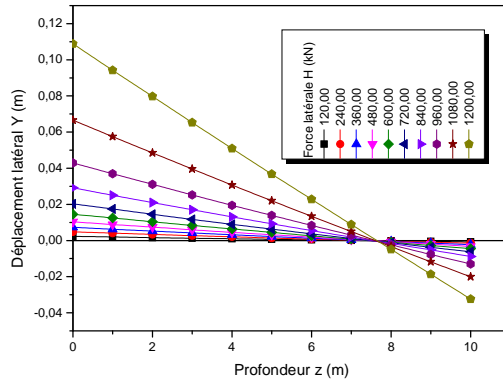
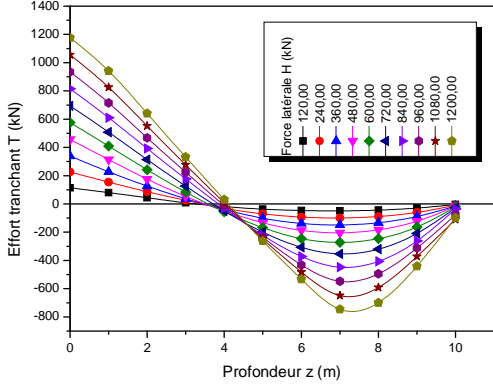
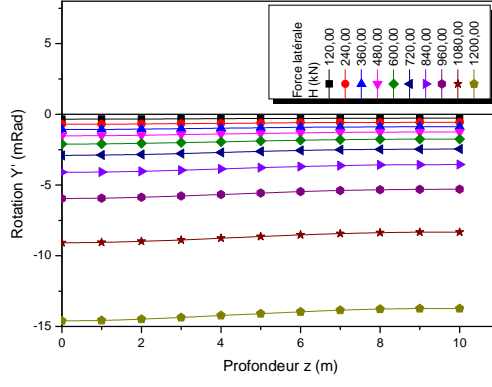
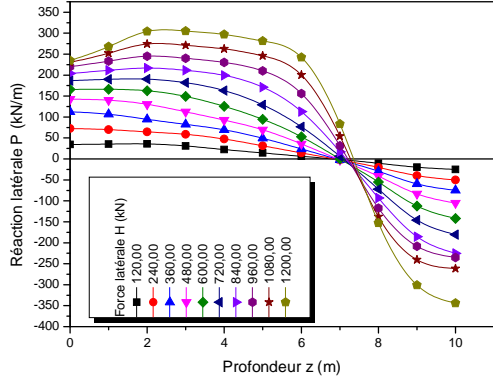


Figure A.35 :  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

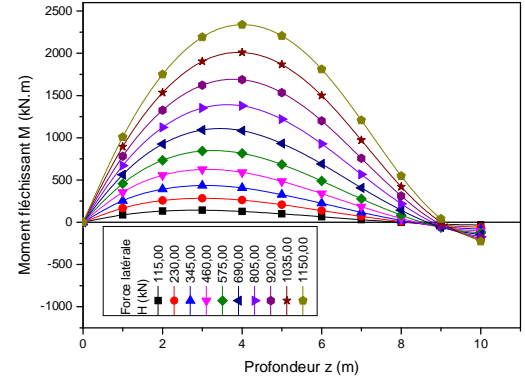
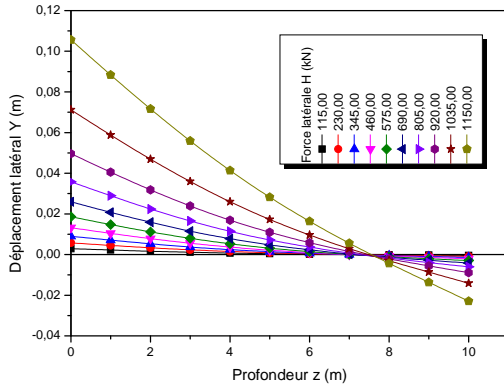
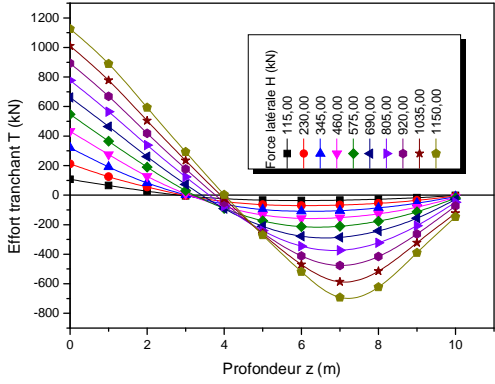
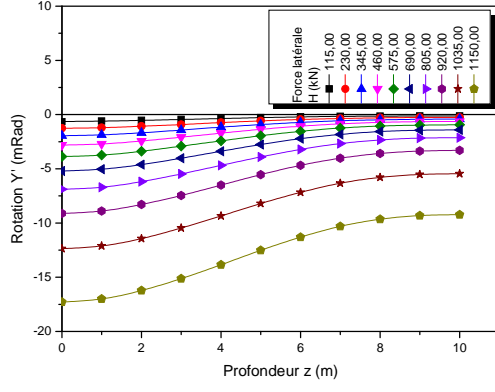
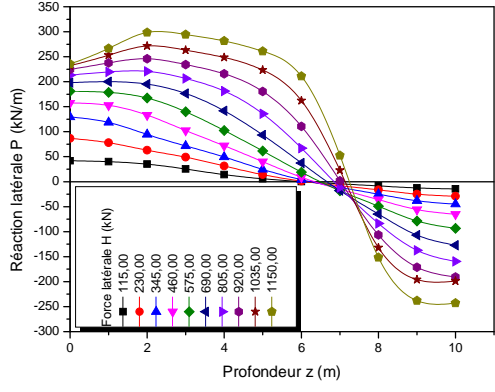


Figure A.37 :  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )

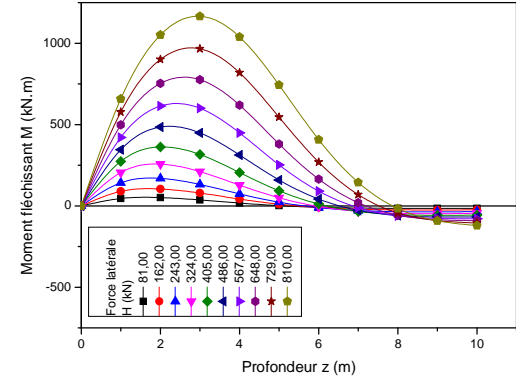
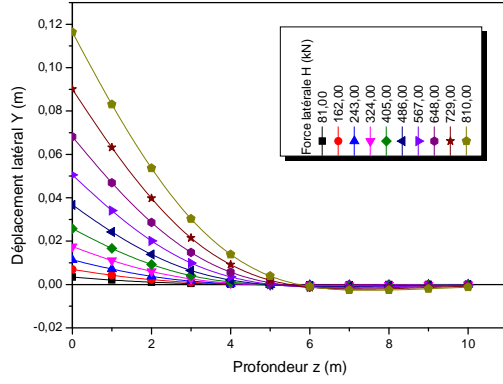
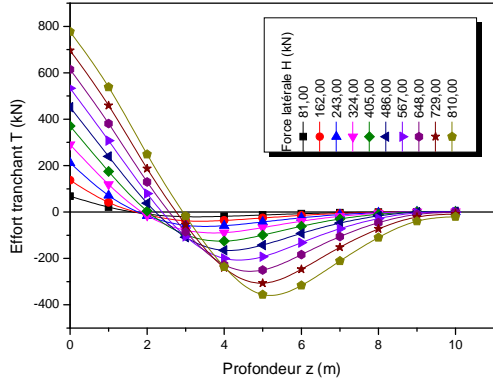
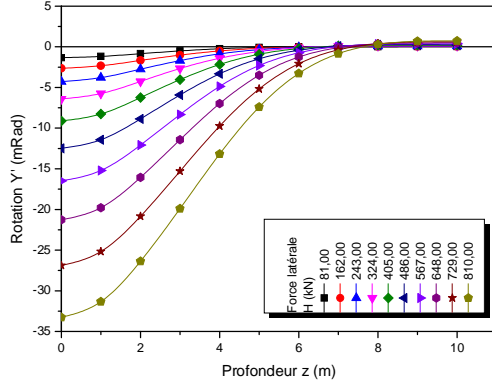
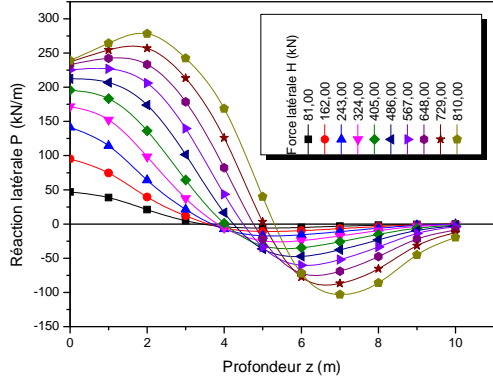


Figure A.39:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

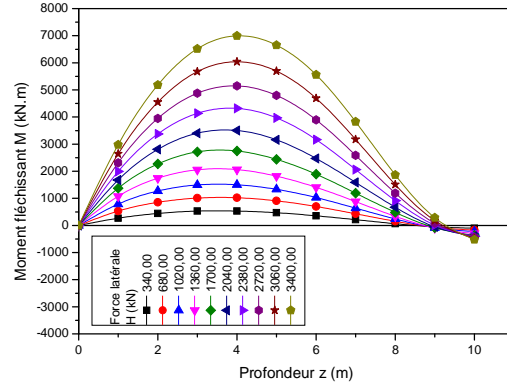
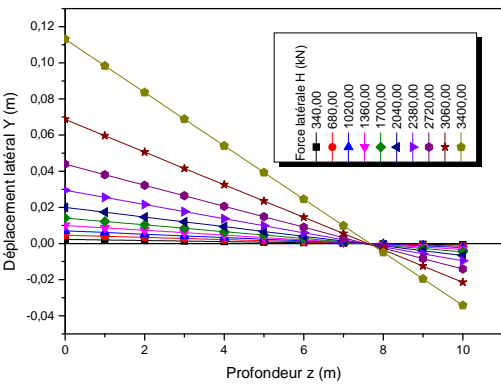
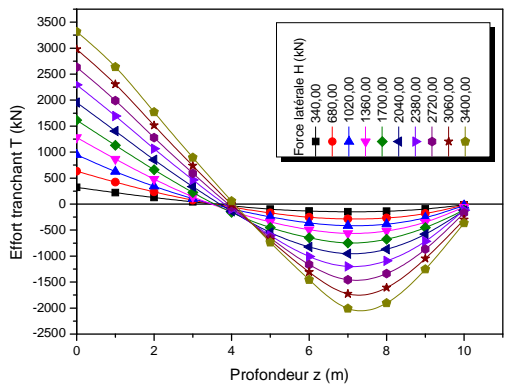
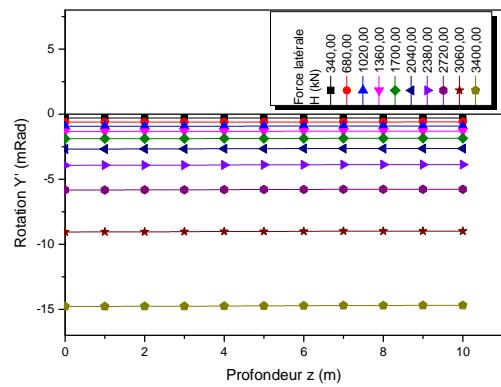
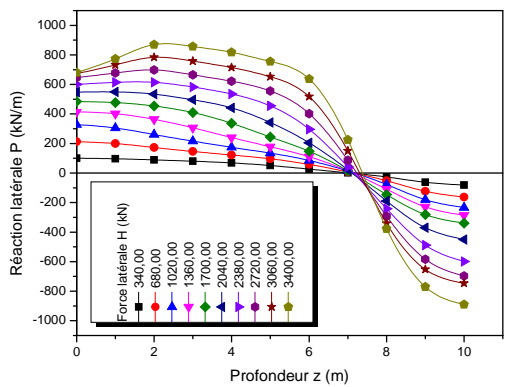


Figure A.41 :  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 1,00$ )

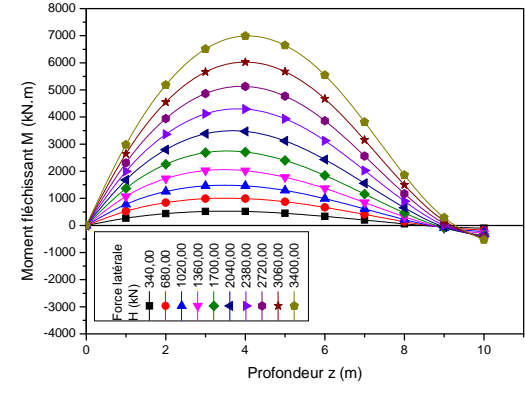
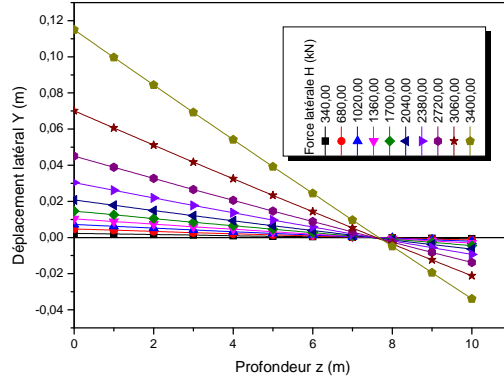
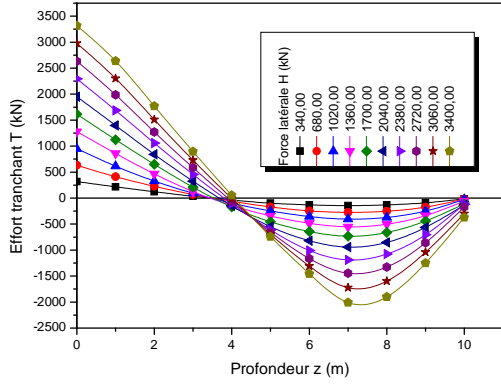
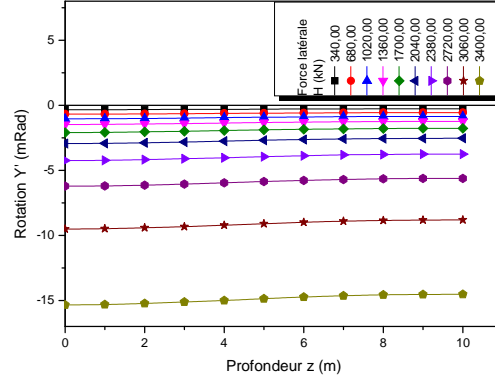
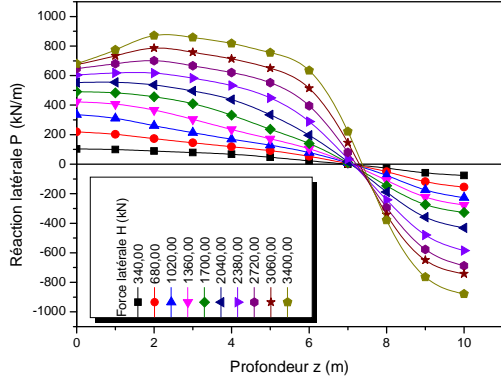


Figure A.43 :  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150 \text{ kPa}$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,1$ )

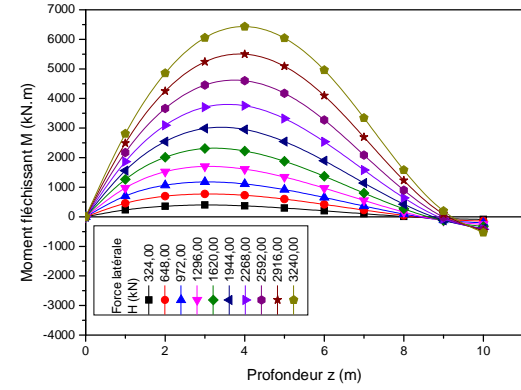
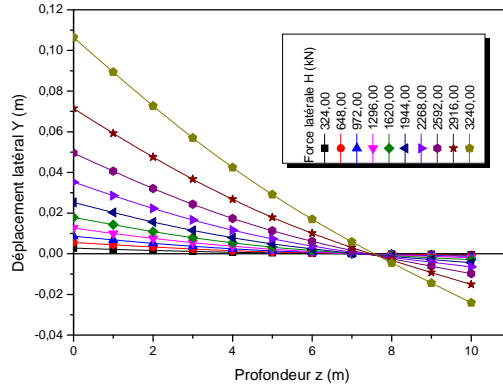
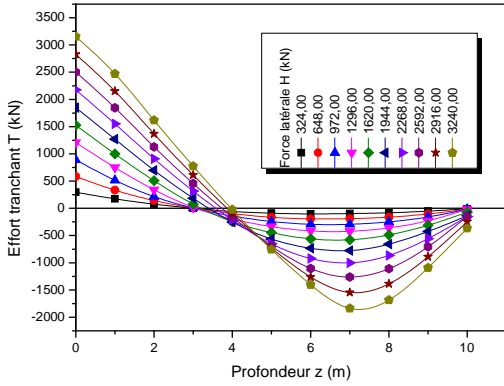
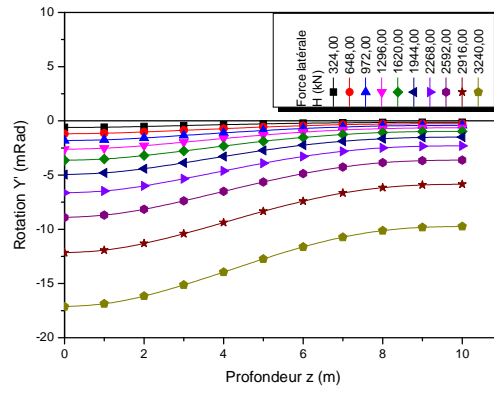
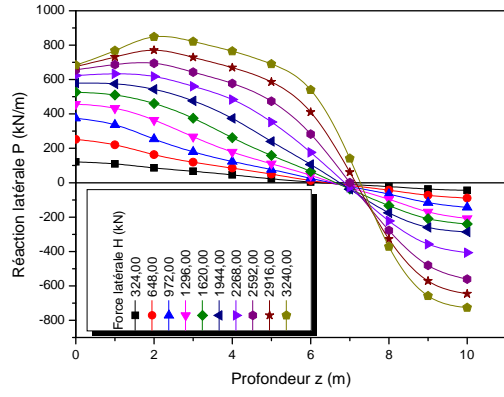


Figure A.45 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150 \text{ kPa}$ ,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,01$ )



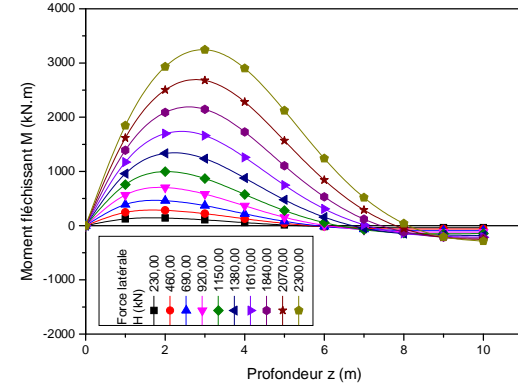
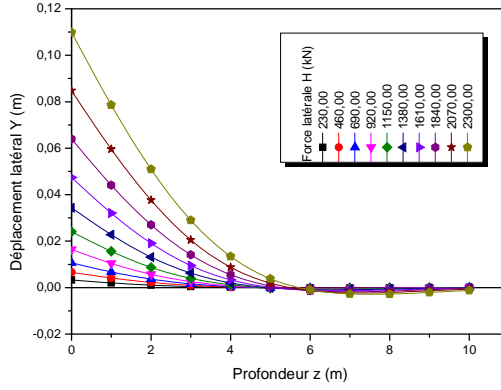
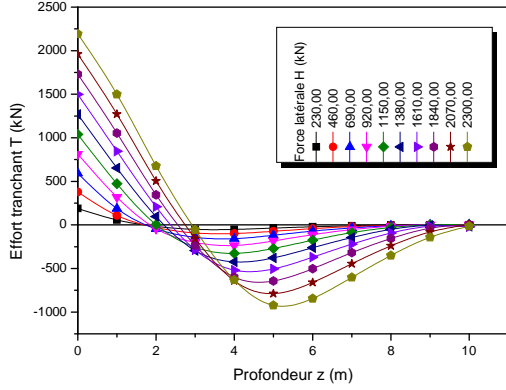
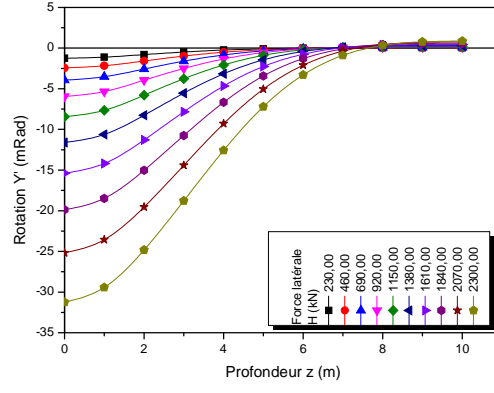
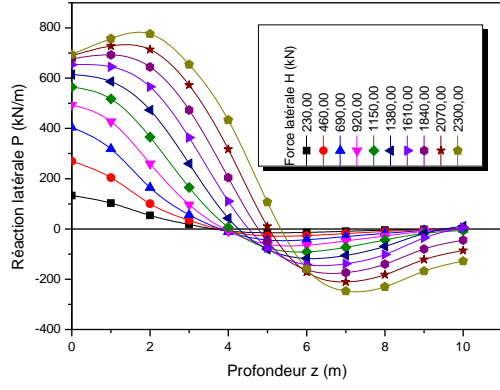


Figure A.47 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 10$ ,  $K_R = 0,001$ )

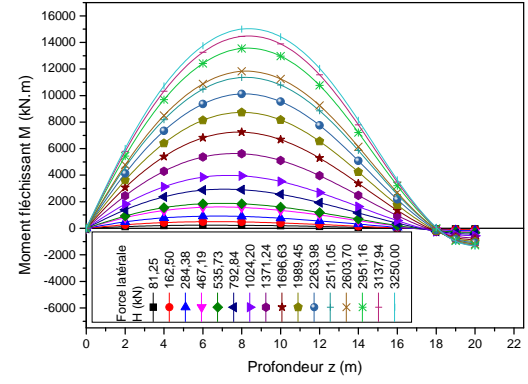
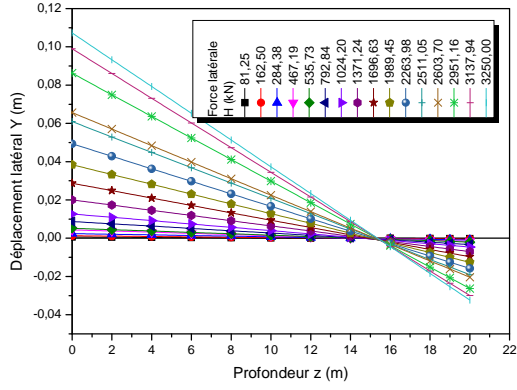
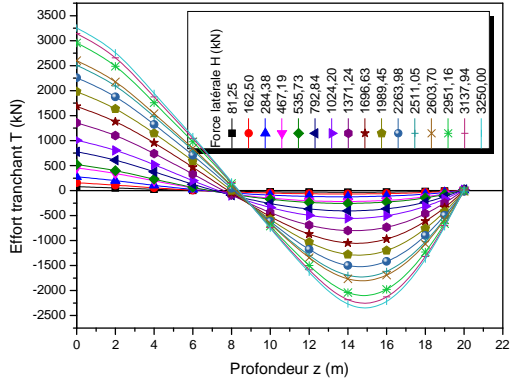
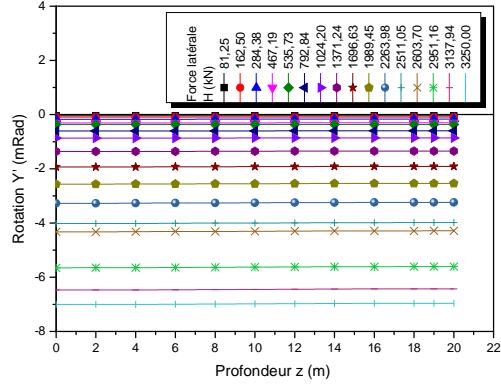
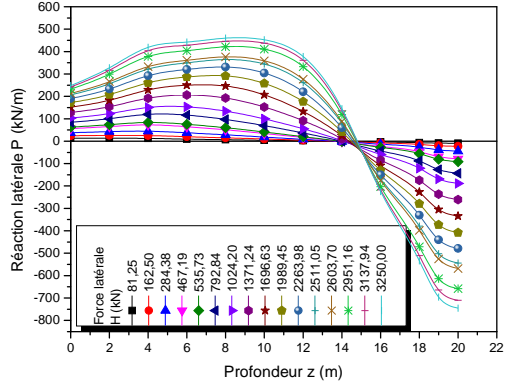


Figure A.49 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\varphi = 30^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

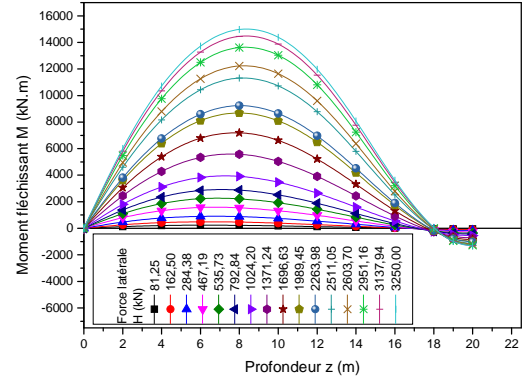
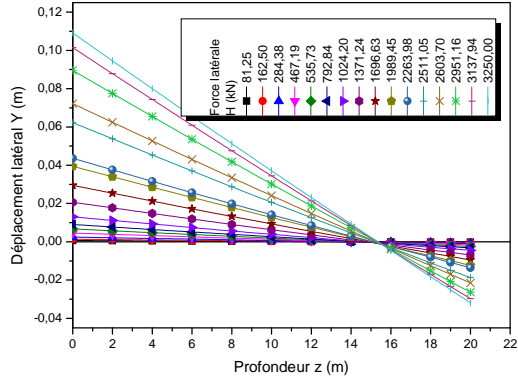
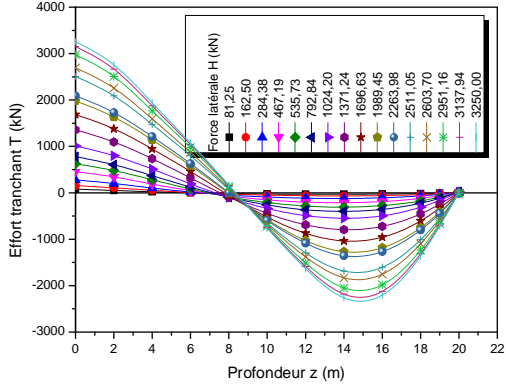
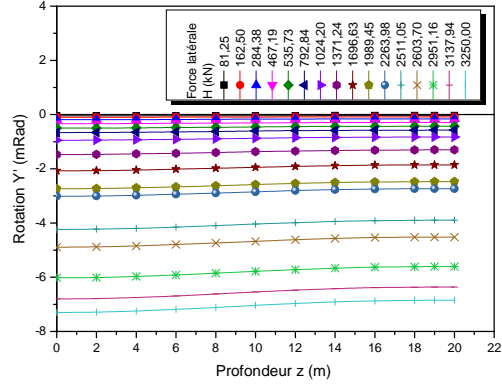
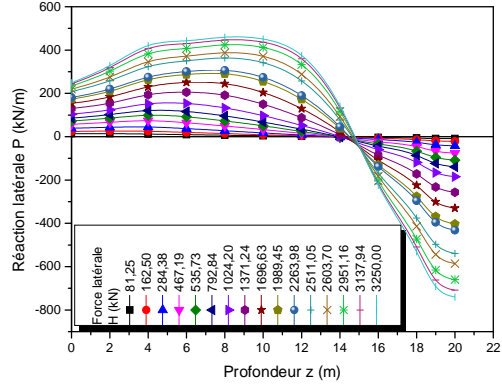


Figure A.51 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

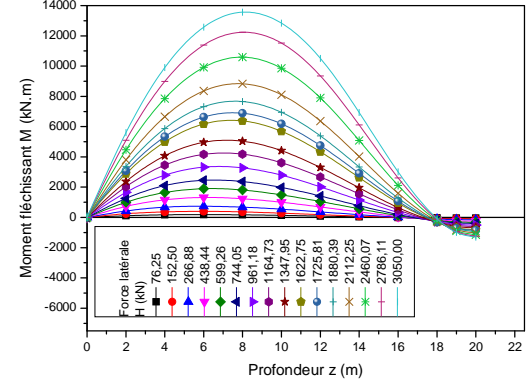
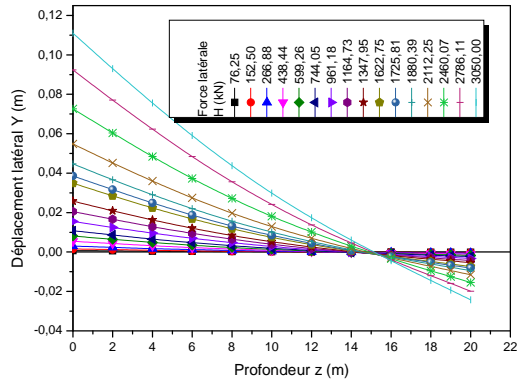
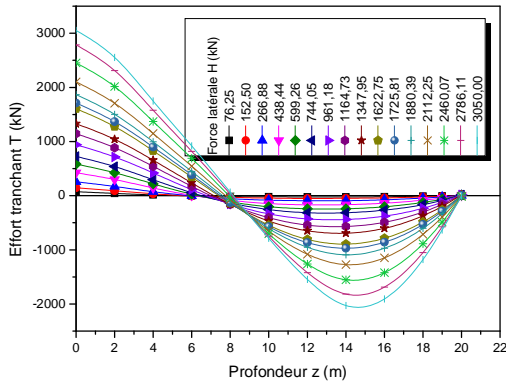
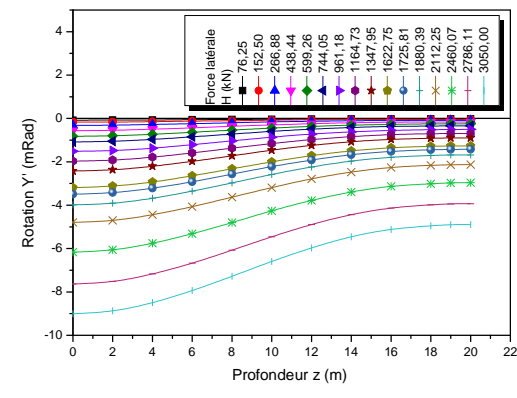
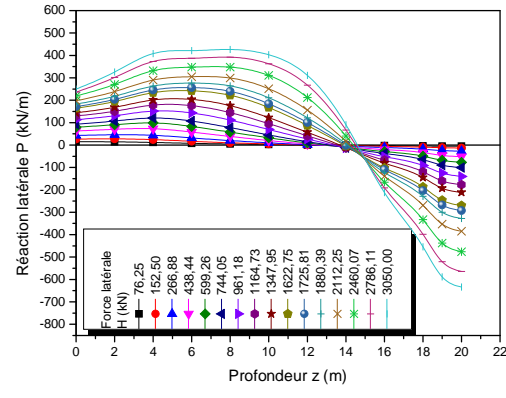


Figure A.53 :  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )

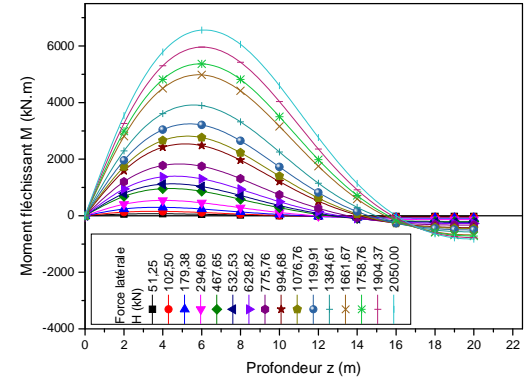
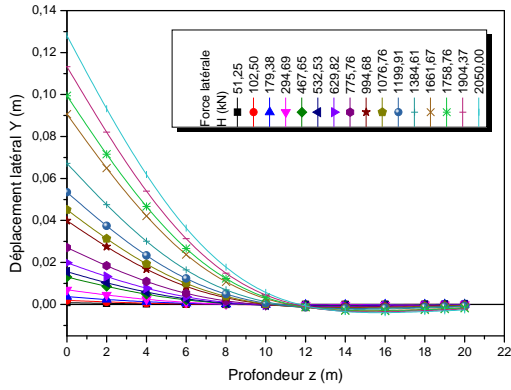
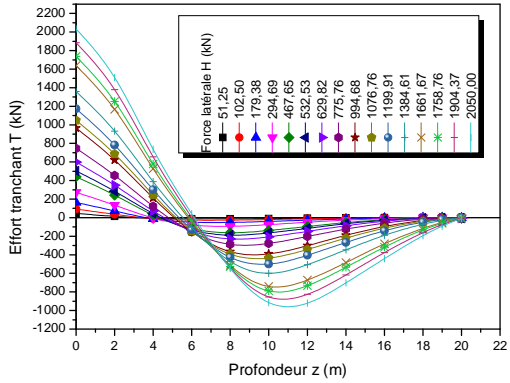
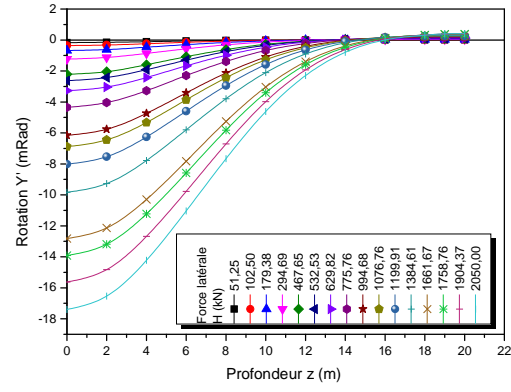
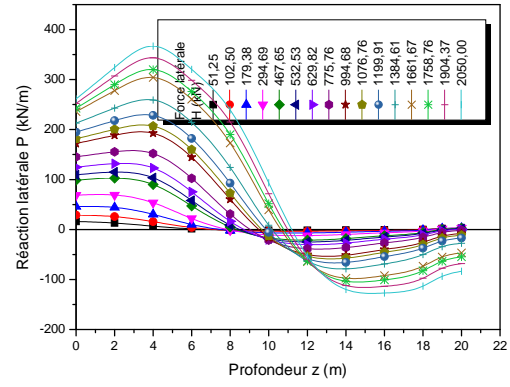


Figure A.55 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

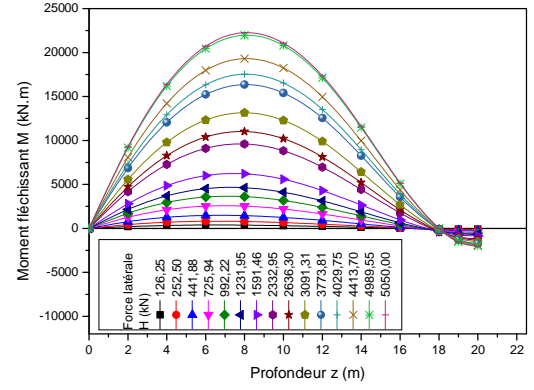
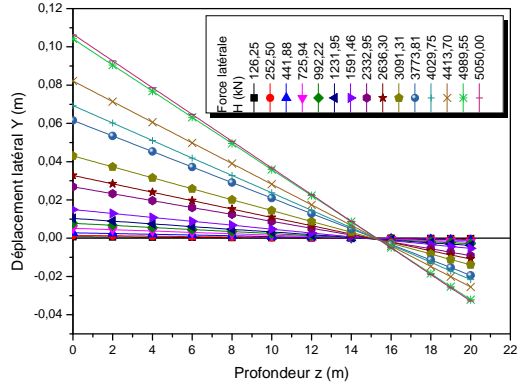
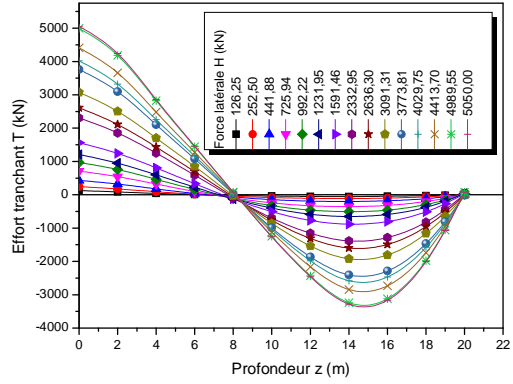
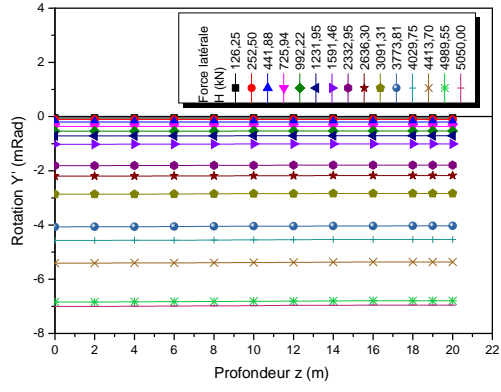
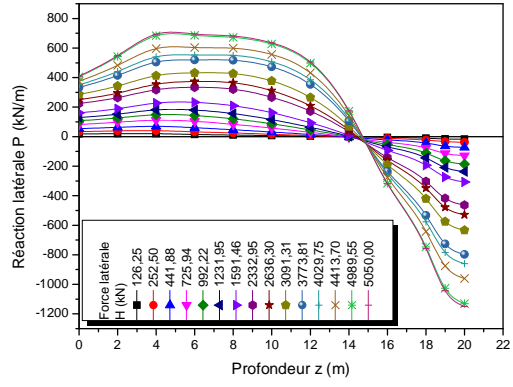


Figure A.57:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

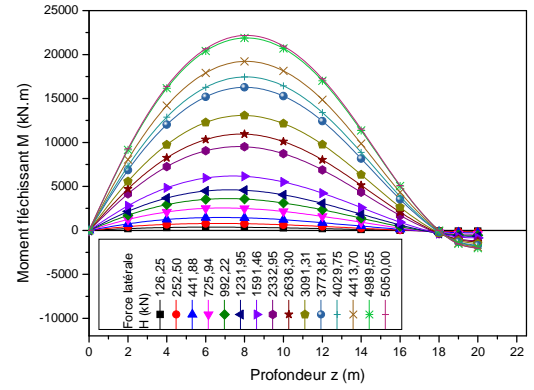
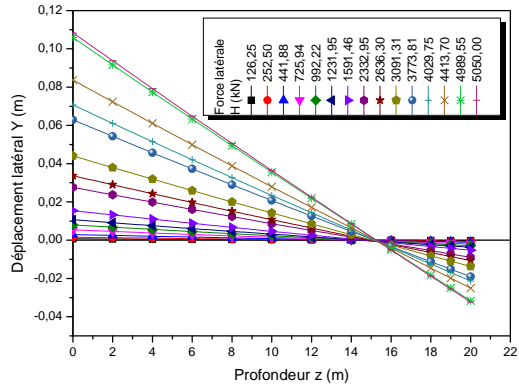
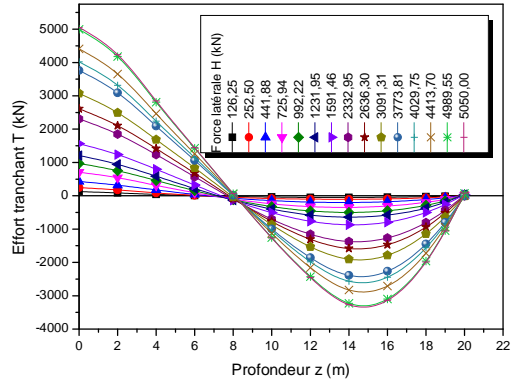
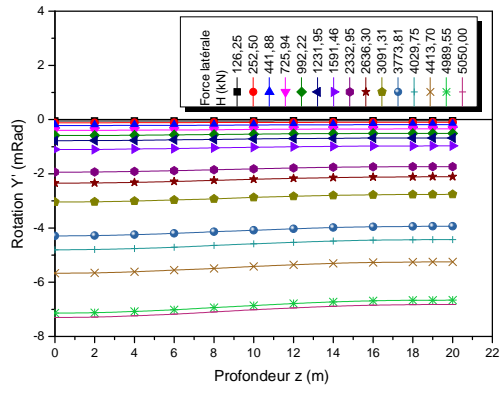
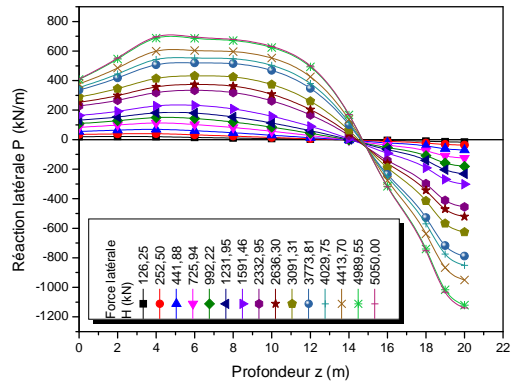


Figure A.59:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

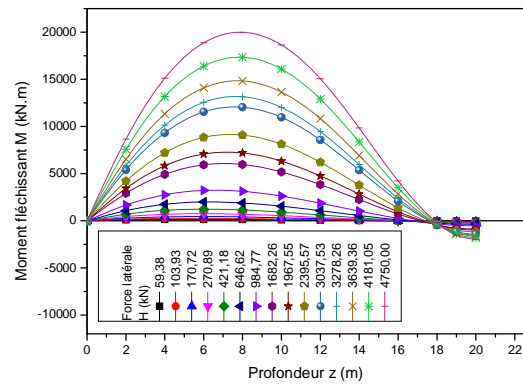
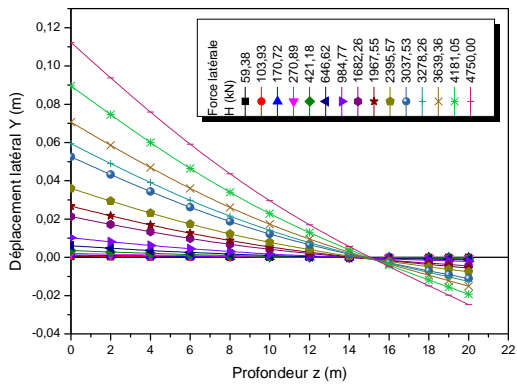
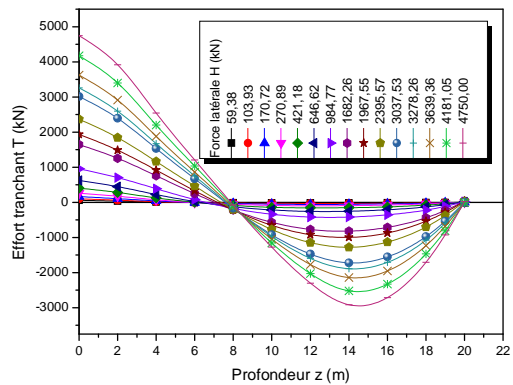
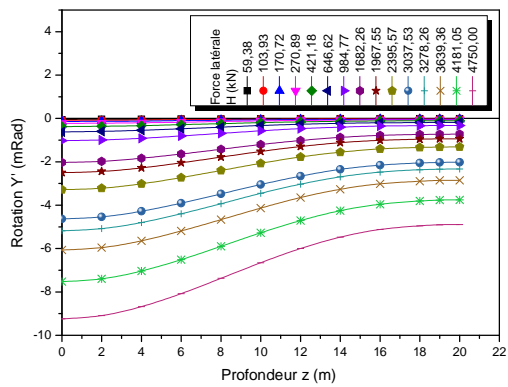
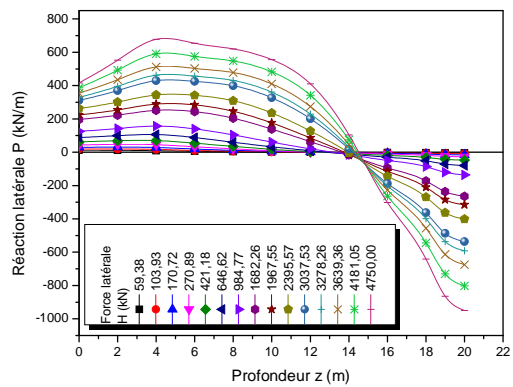


Figure A.61:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )



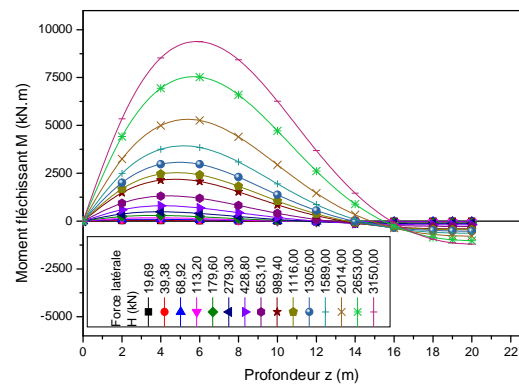
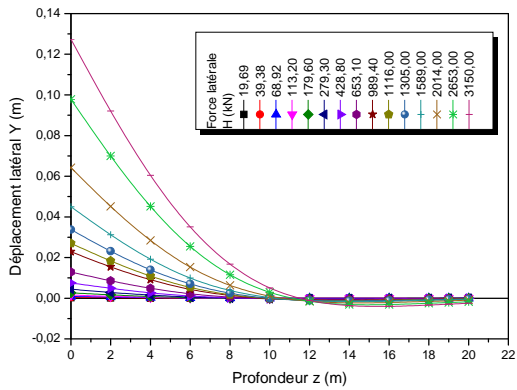
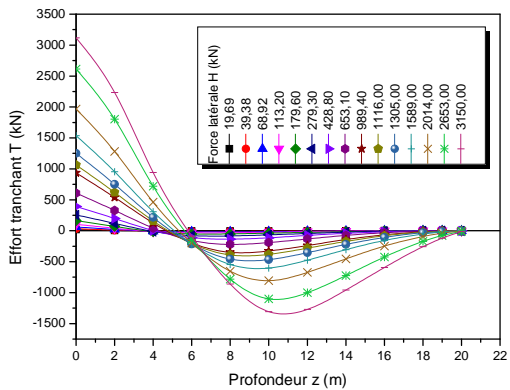
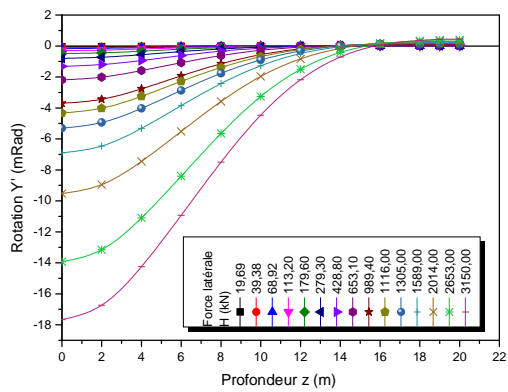
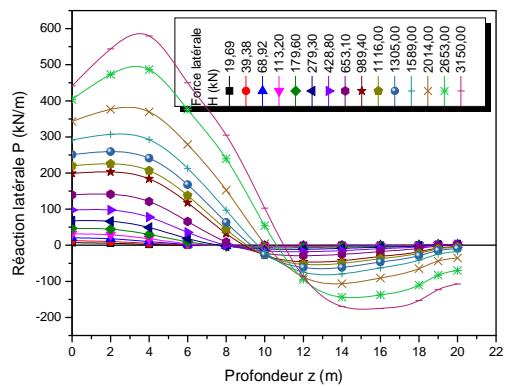


Figure A.63:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

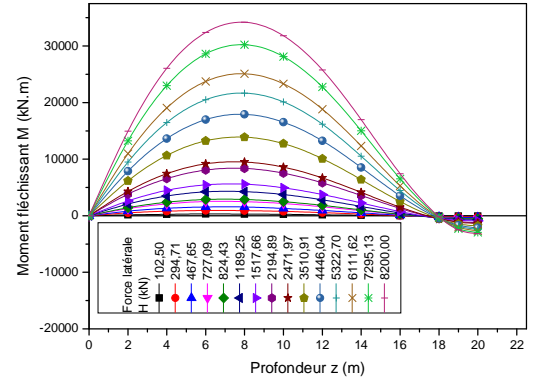
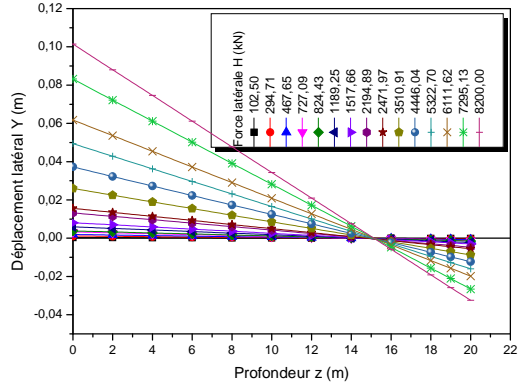
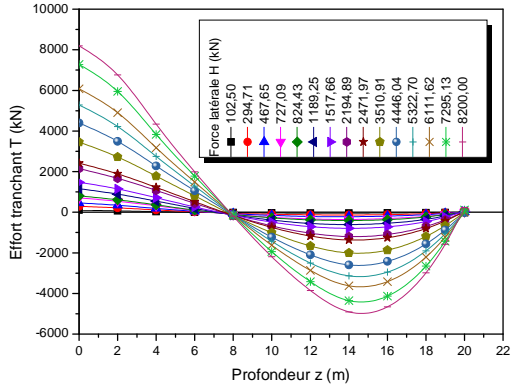
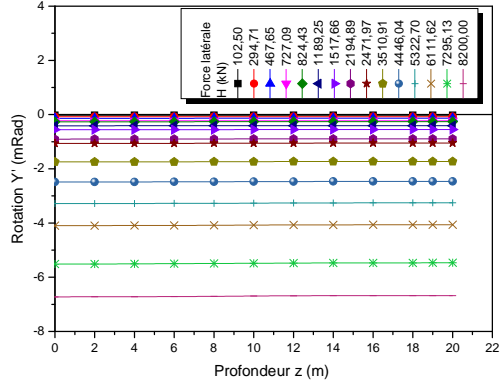
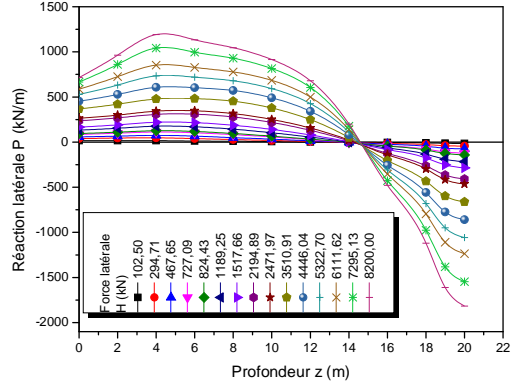


Figure A.65:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

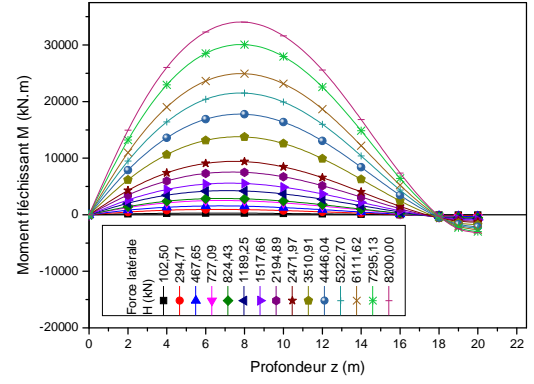
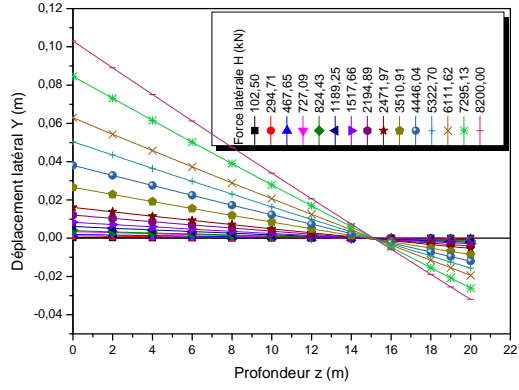
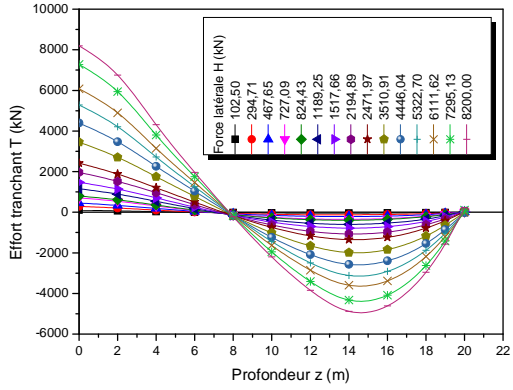
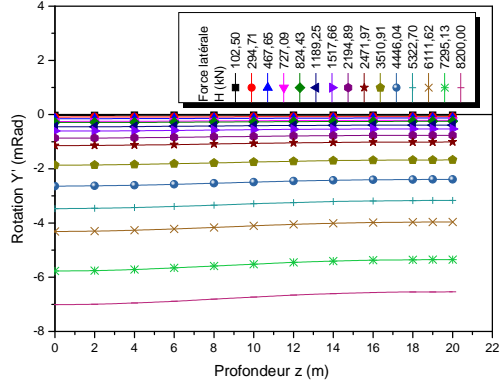
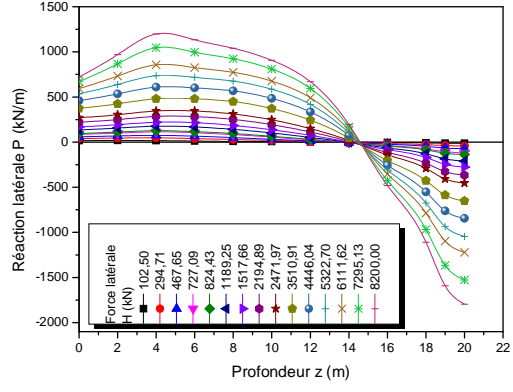


Figure A.67:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\varphi = 40^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

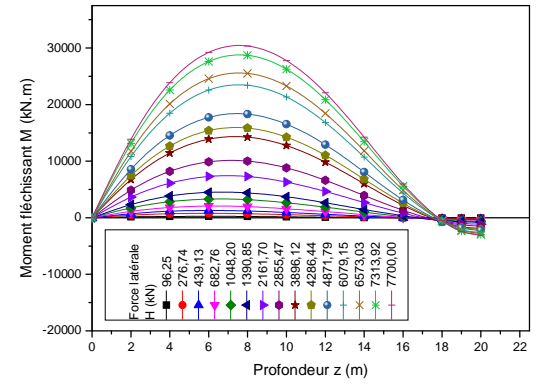
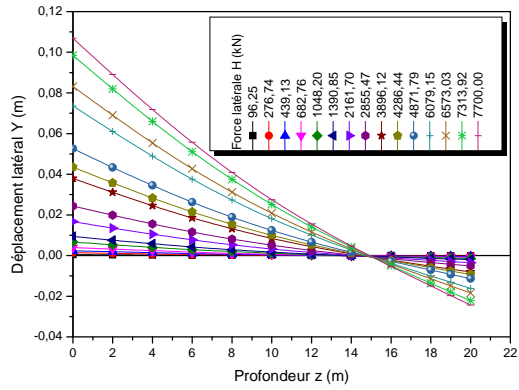
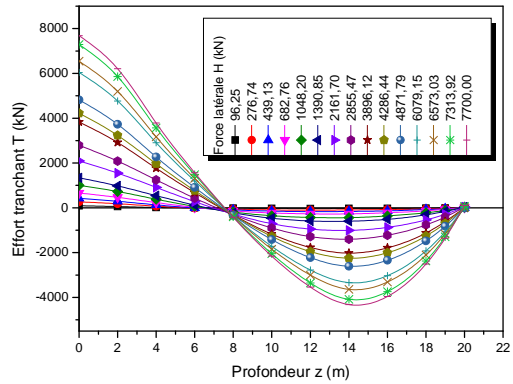
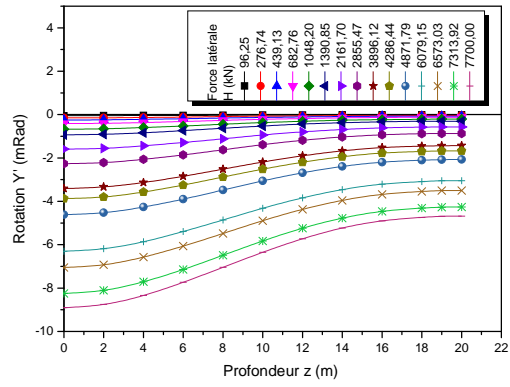
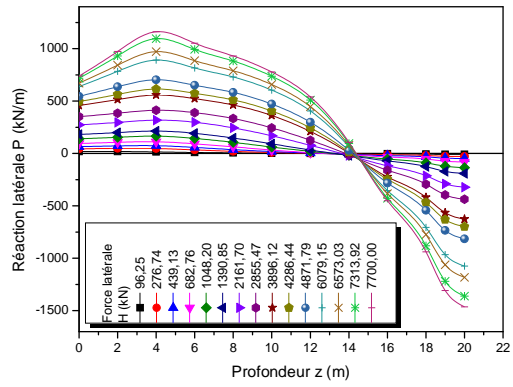


Figure A.69:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )

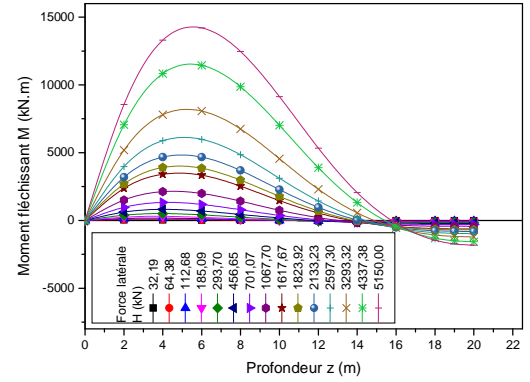
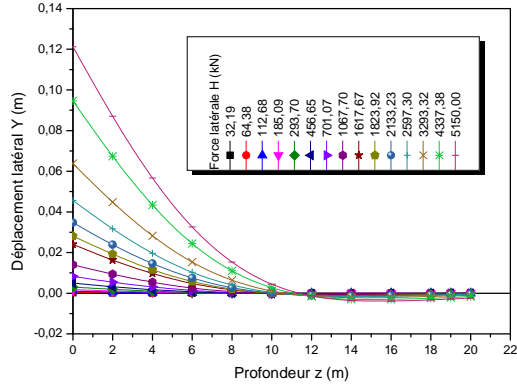
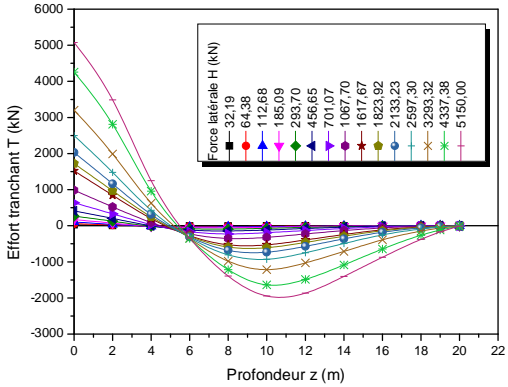
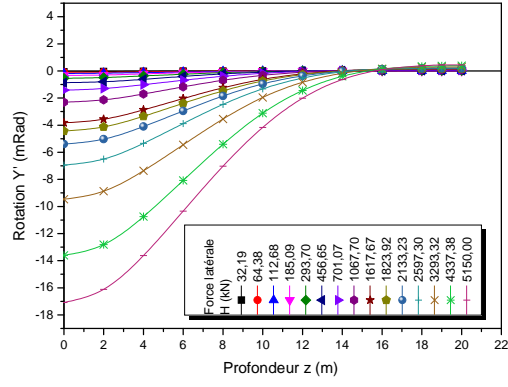
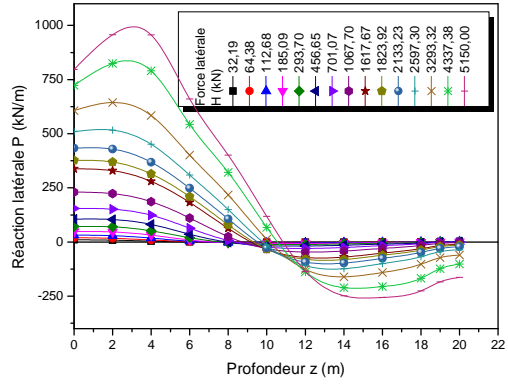


Figure A.71:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

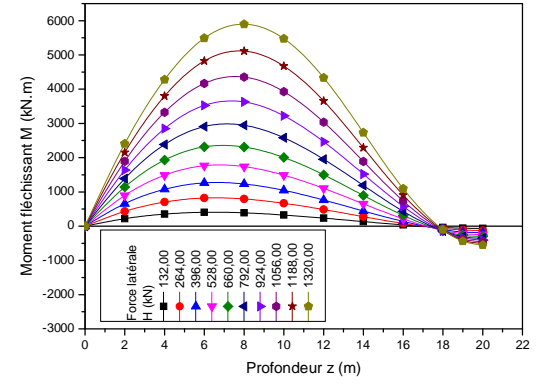
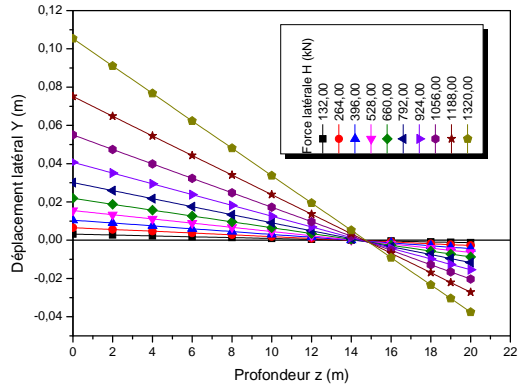
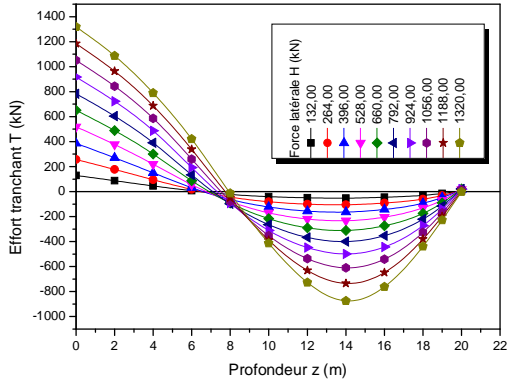
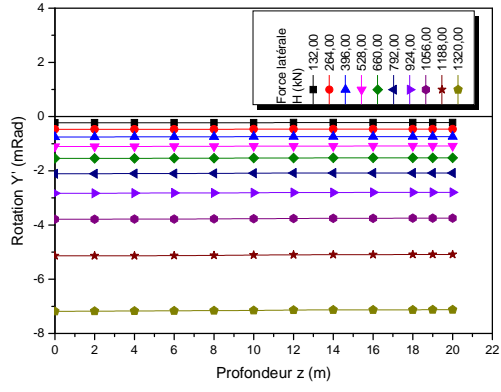
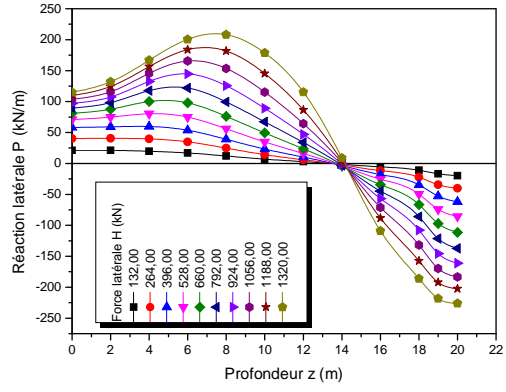


Figure A.73:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

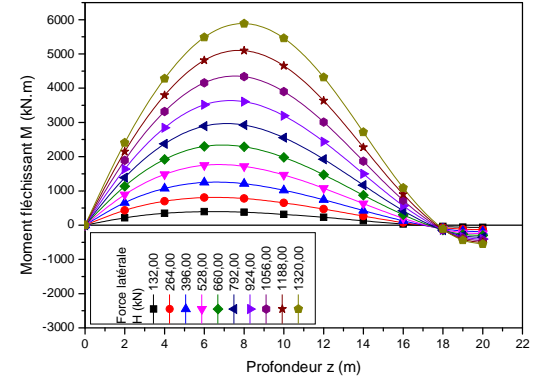
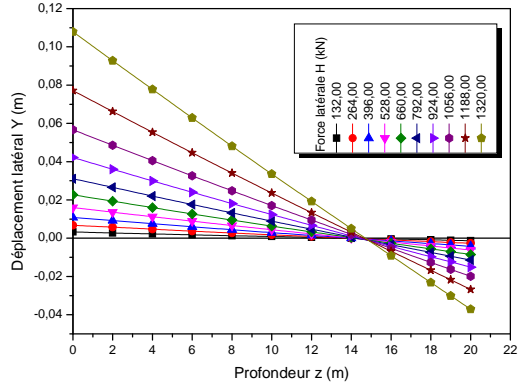
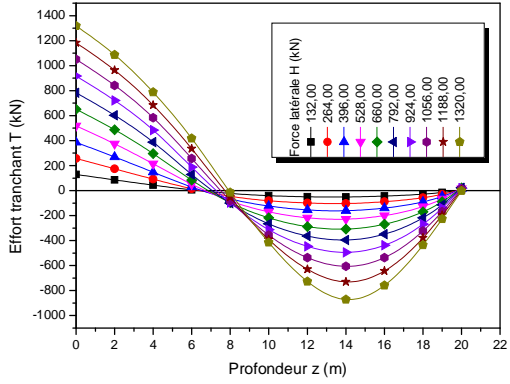
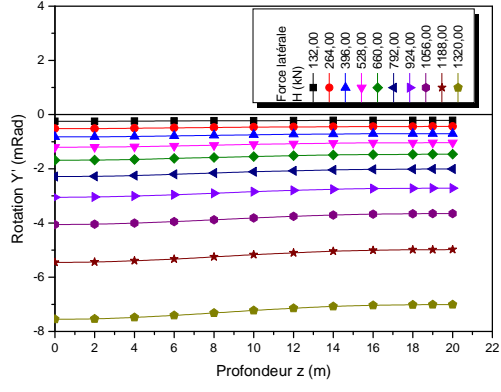
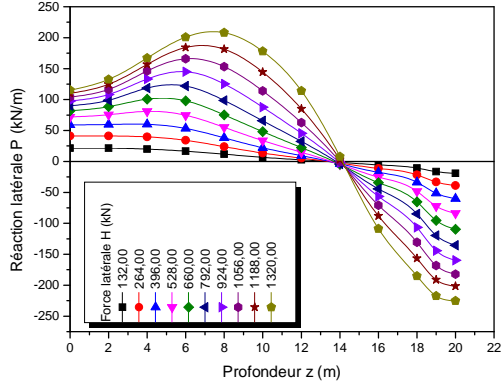


Figure A.75:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

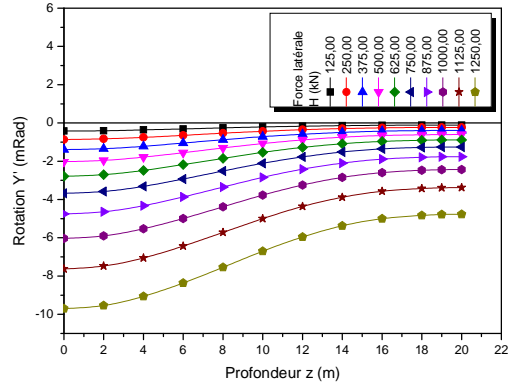
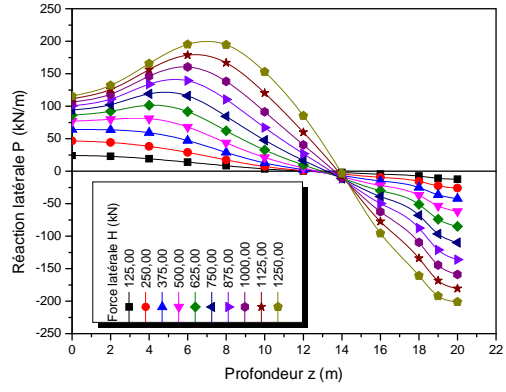
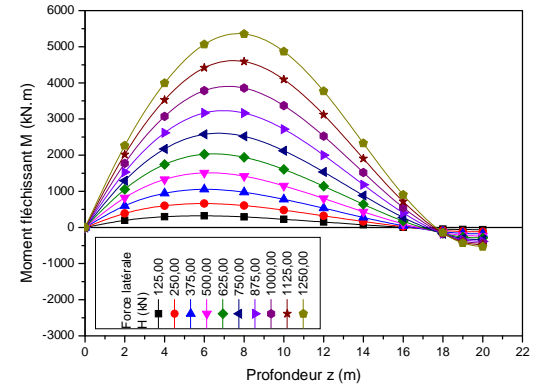
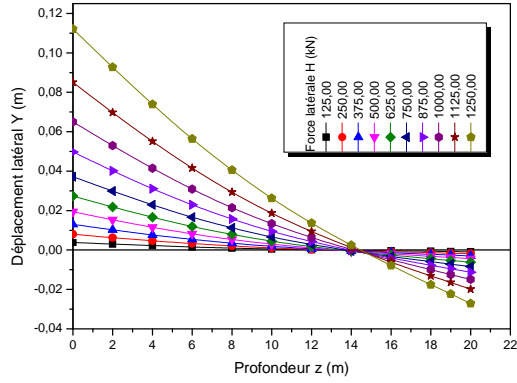
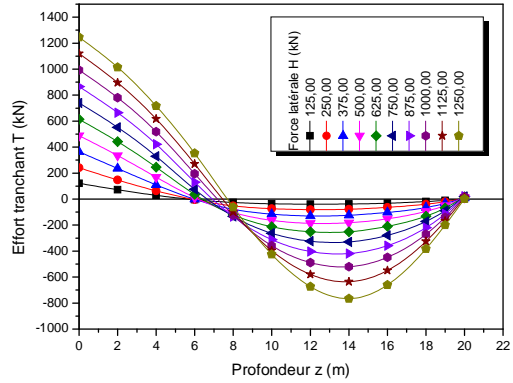


Figure A.77:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )





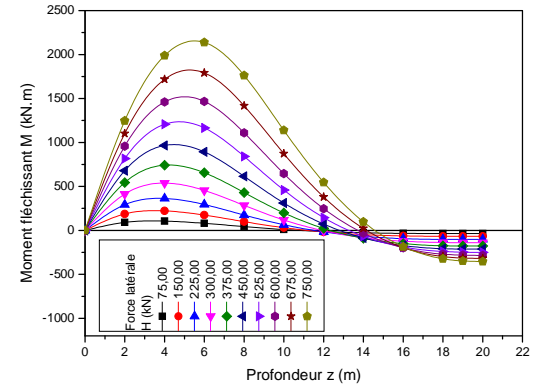
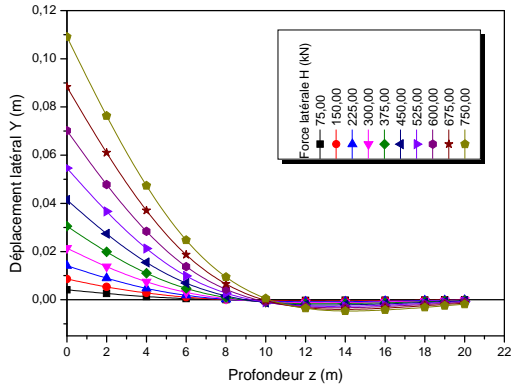
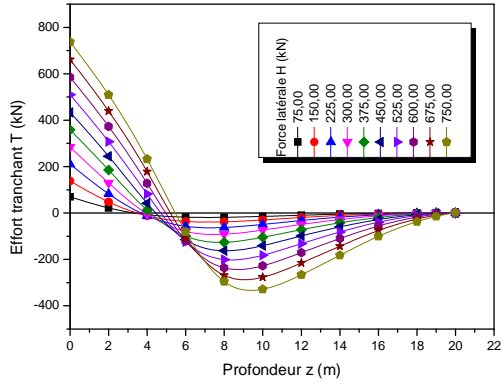
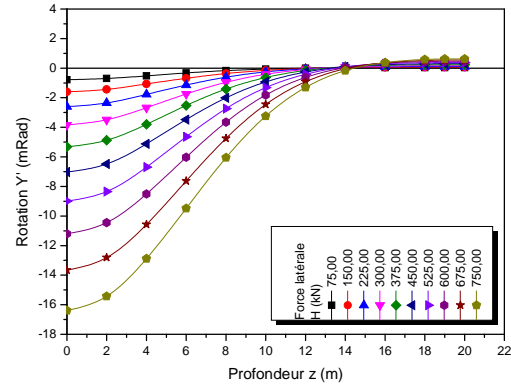
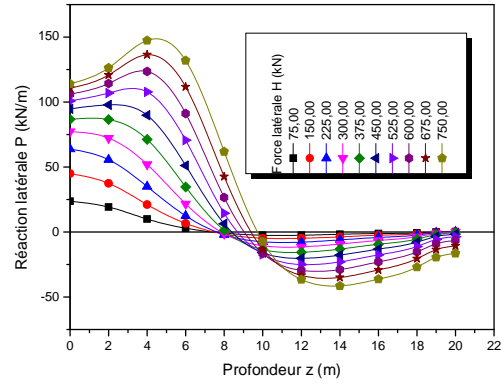


Figure A.79:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

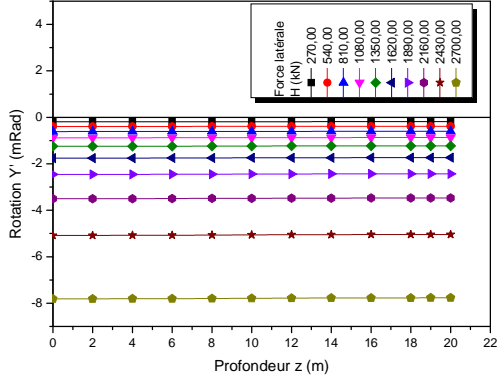
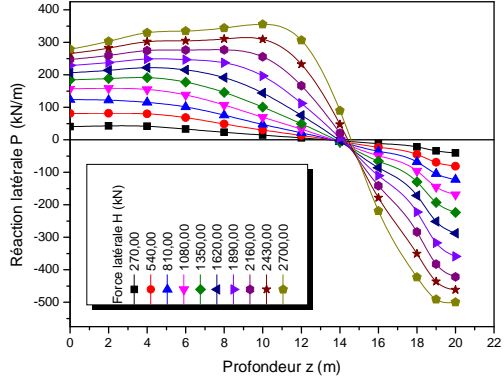
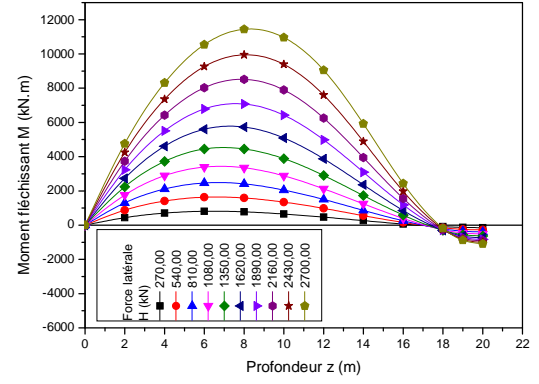
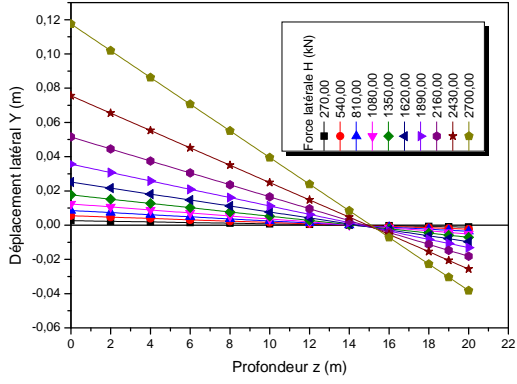
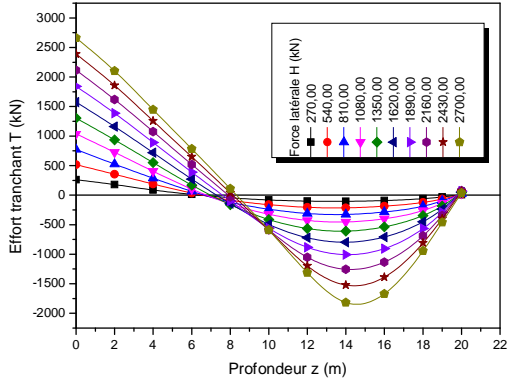


Figure A.81:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )



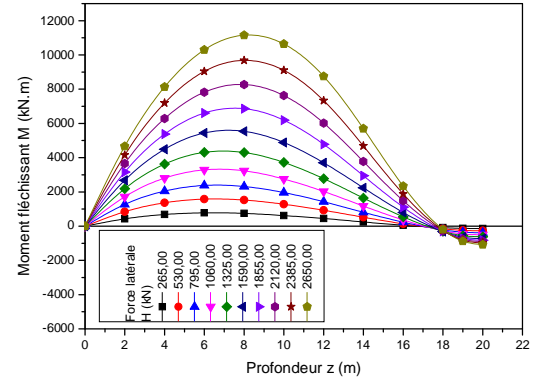
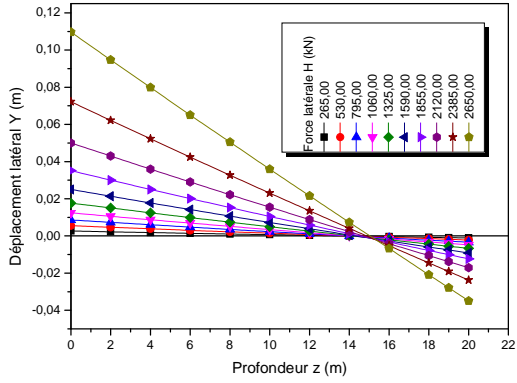
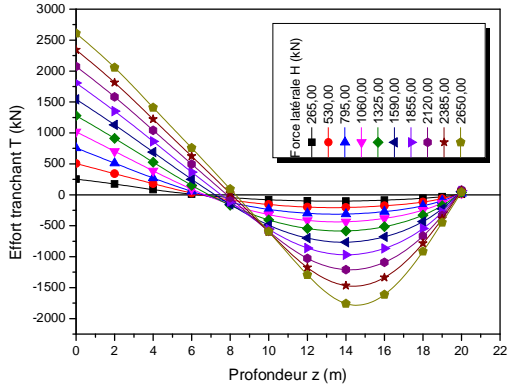
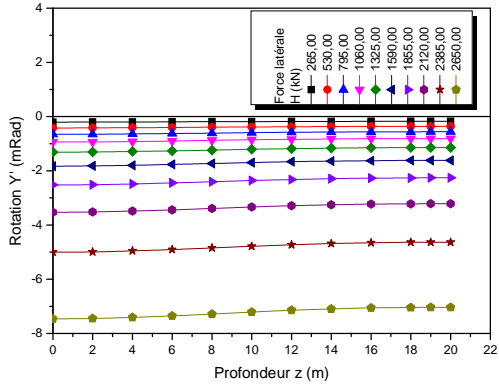
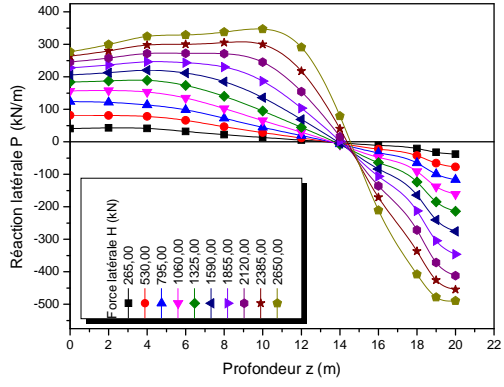


Figure A.83:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

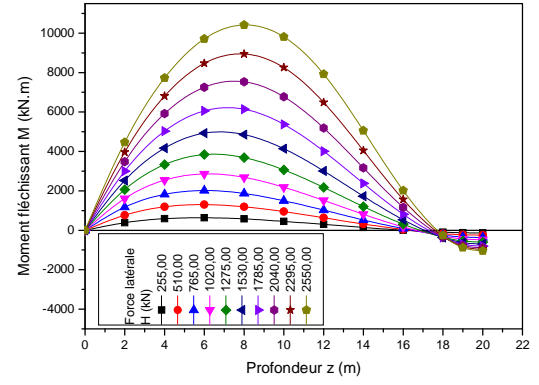
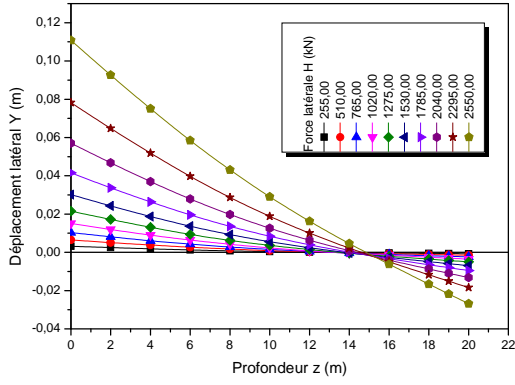
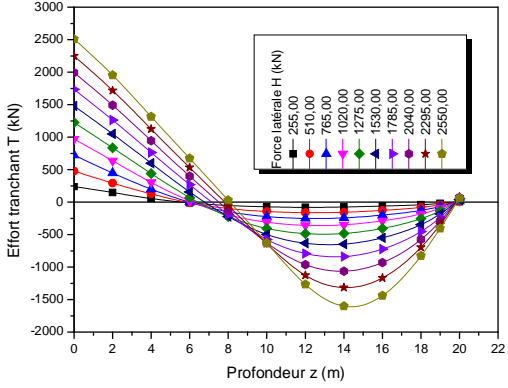
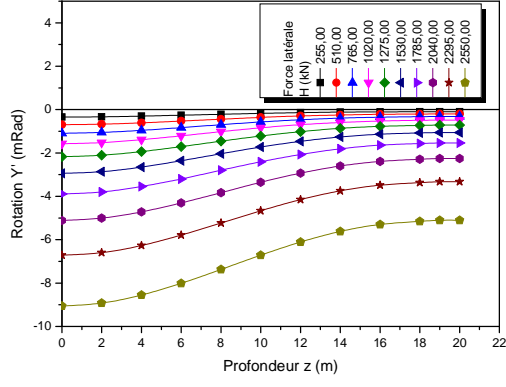
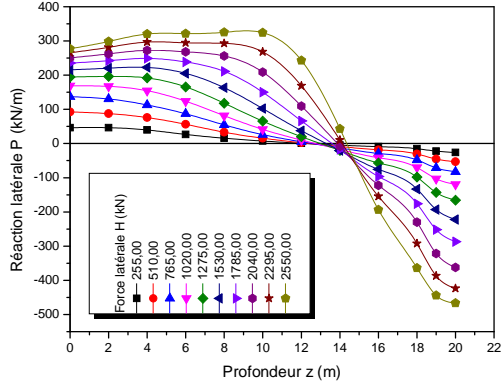


Figure A.85:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )

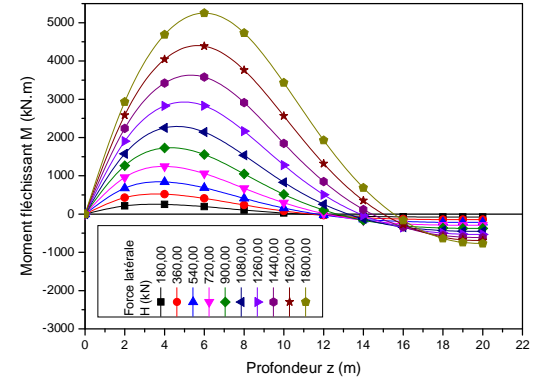
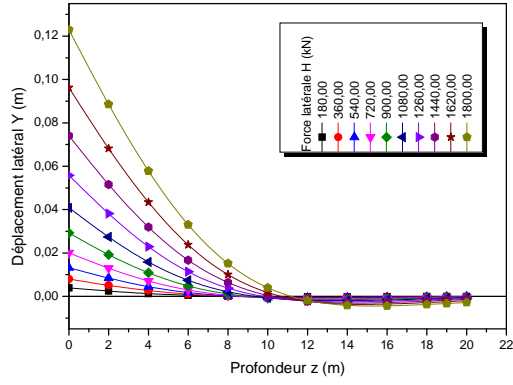
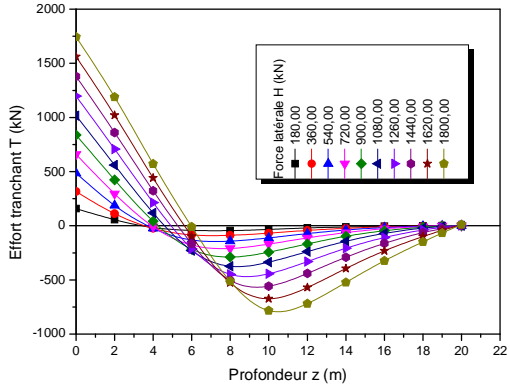
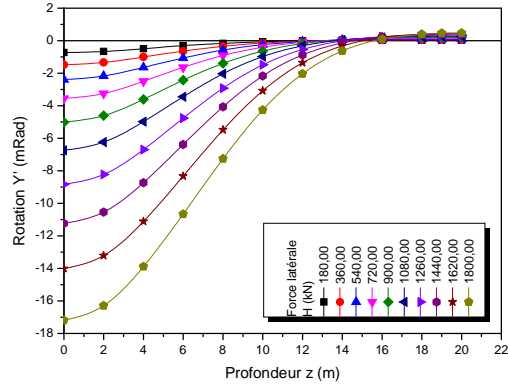
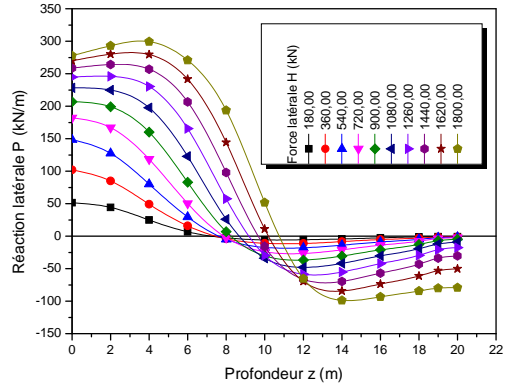


Figure A.87:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

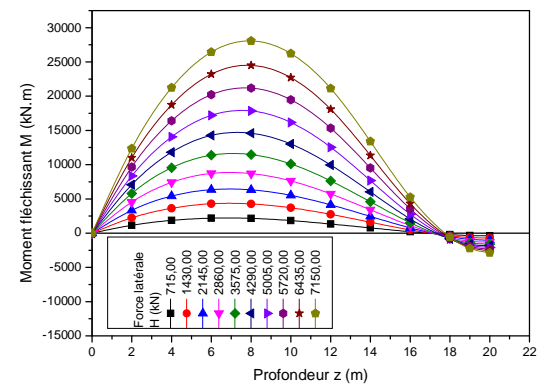
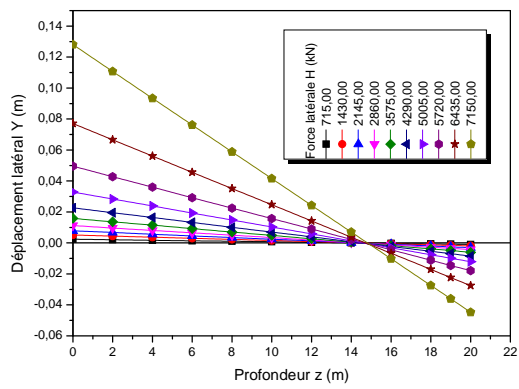
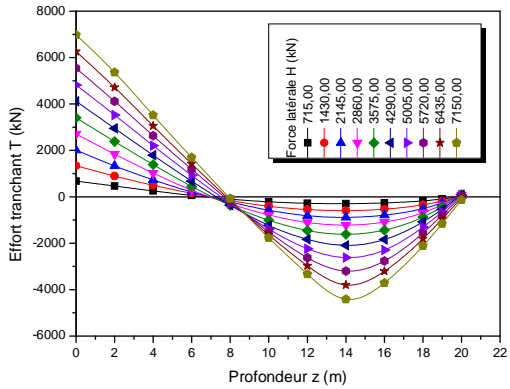
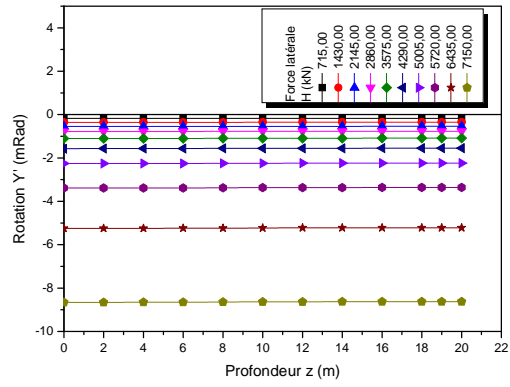
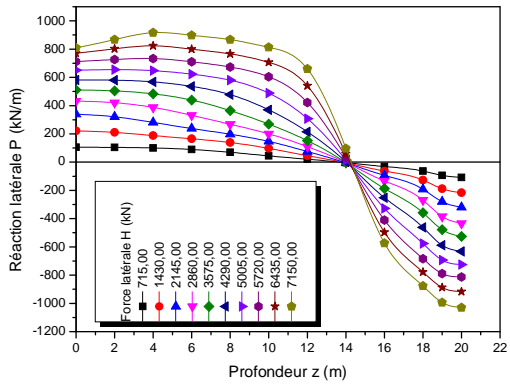


Figure A.89:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 1,00$ )

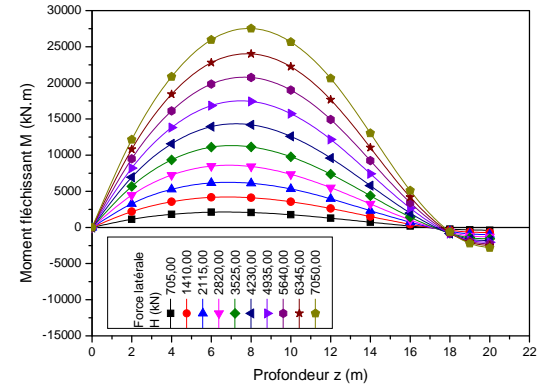
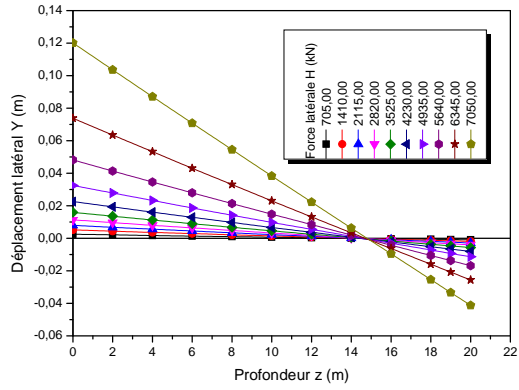
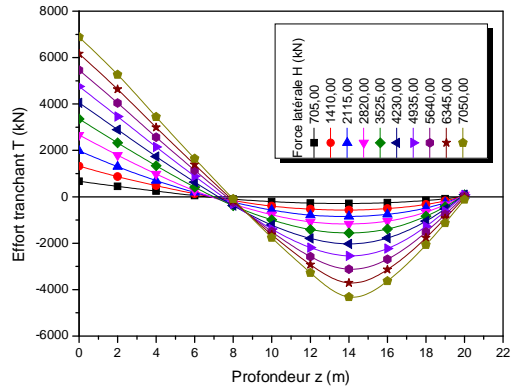
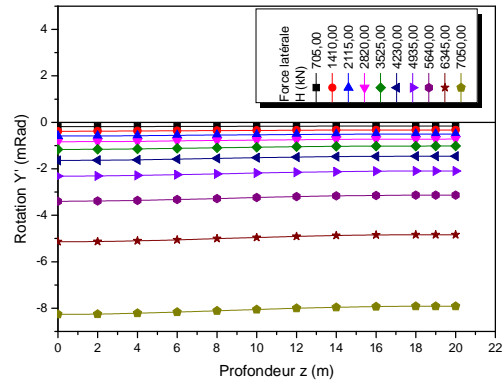
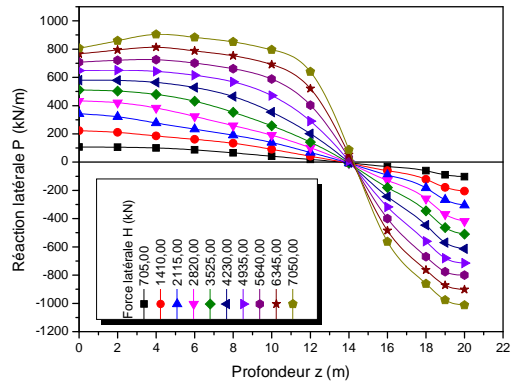


Figure A.91:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,1$ )

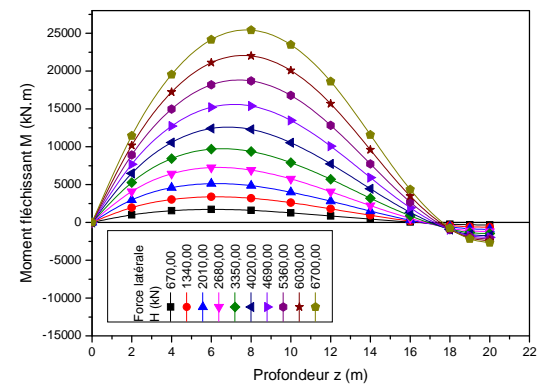
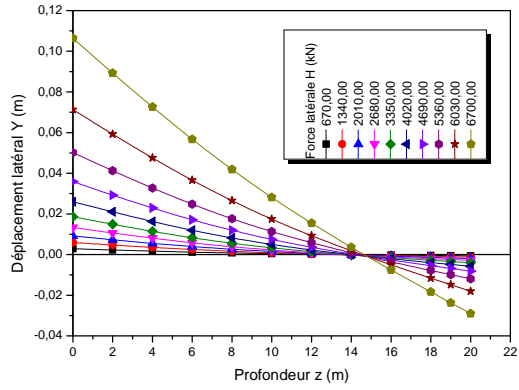
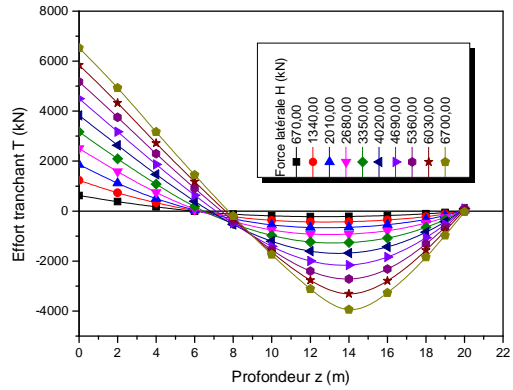
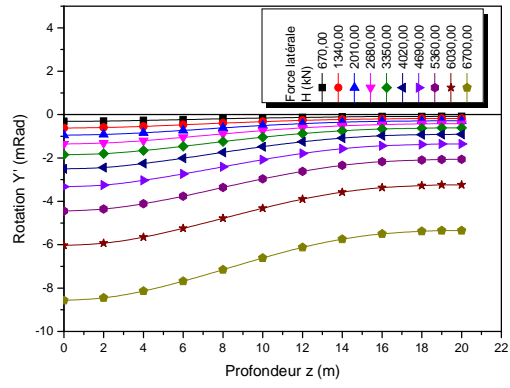
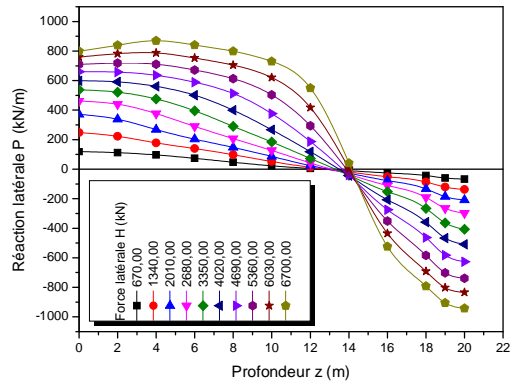


Figure A.93:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,01$ )



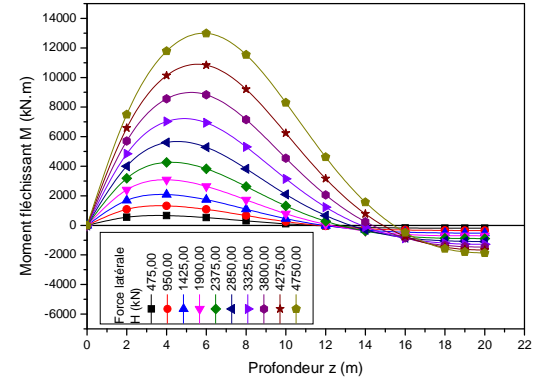
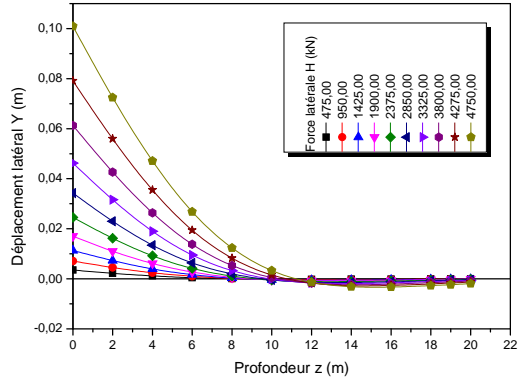
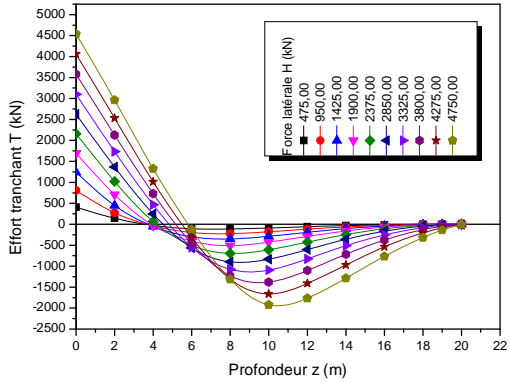
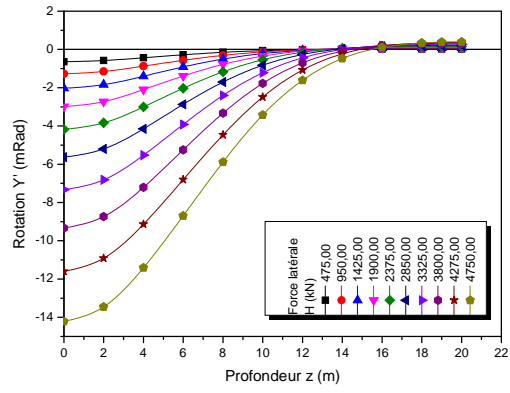
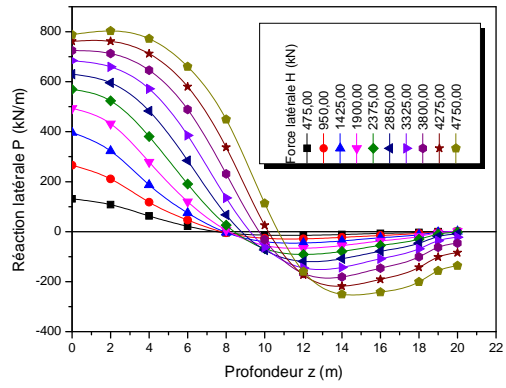


Figure A.95:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 20$ ,  $K_R = 0,001$ )

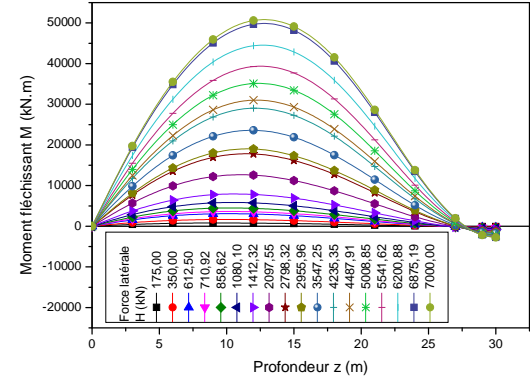
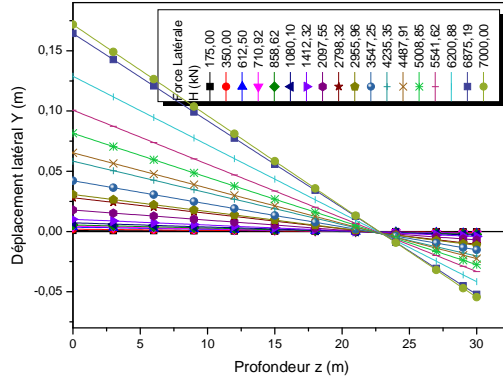
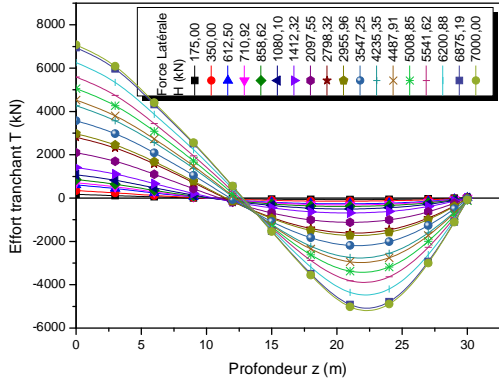
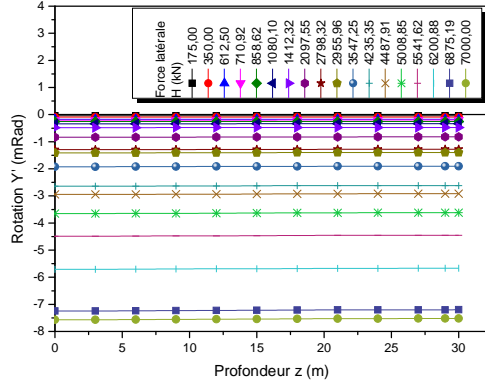
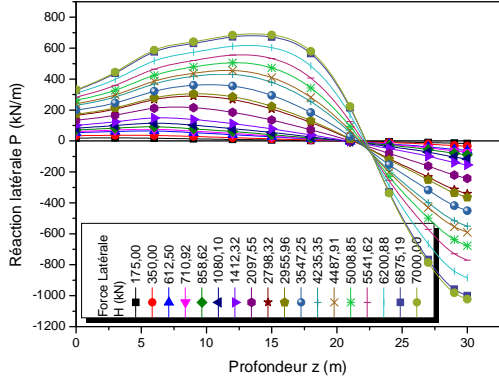


Figure A.97 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

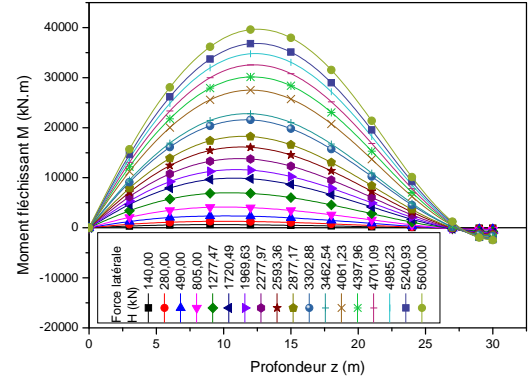
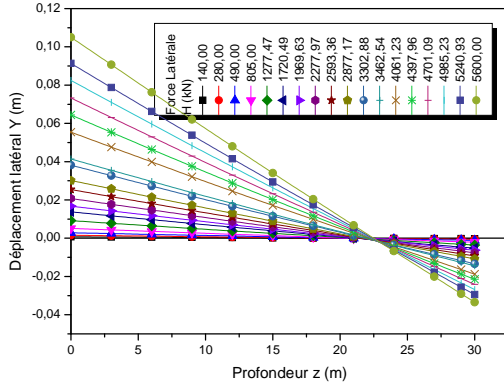
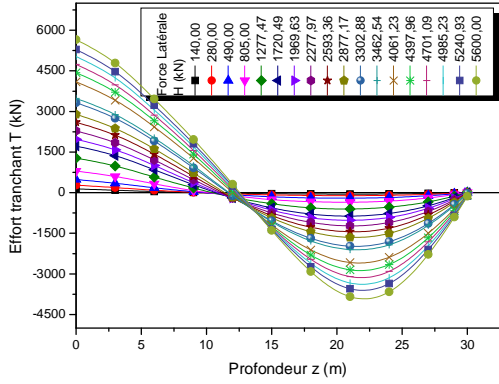
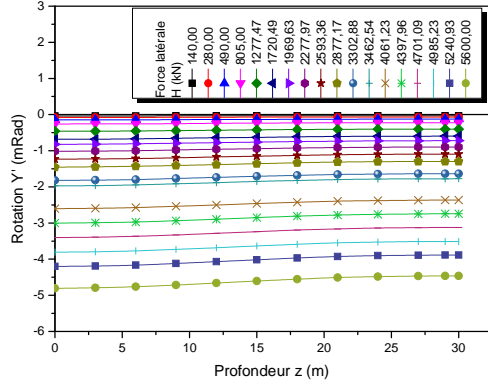
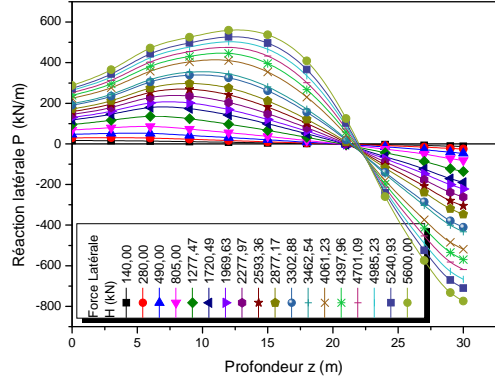


Figure A.99 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\varphi = 30^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

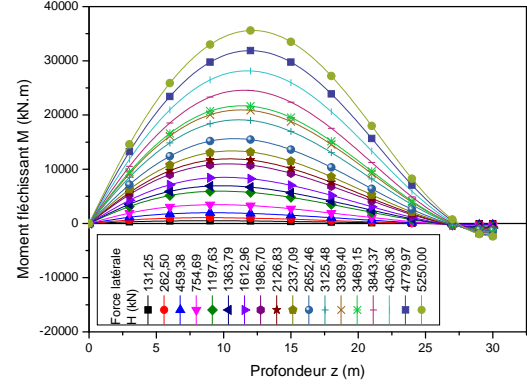
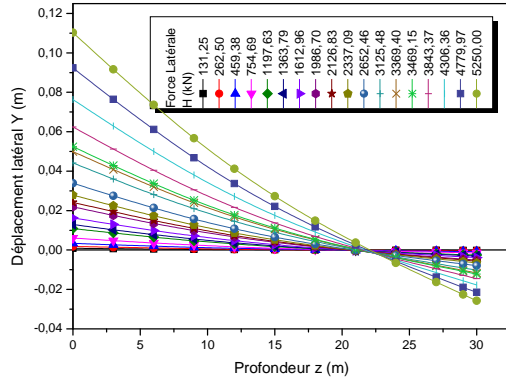
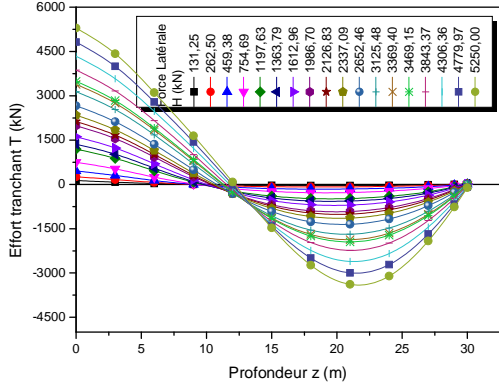
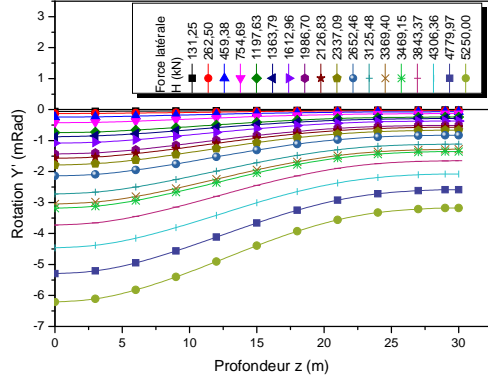
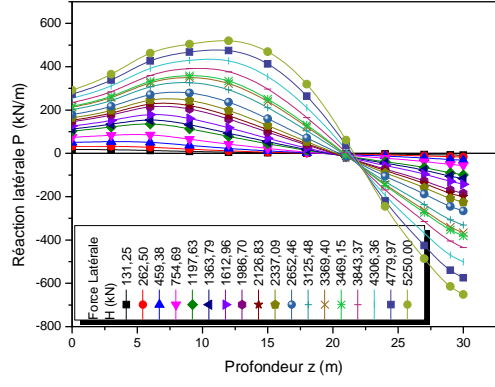


Figure A.101 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\varphi = 30^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )

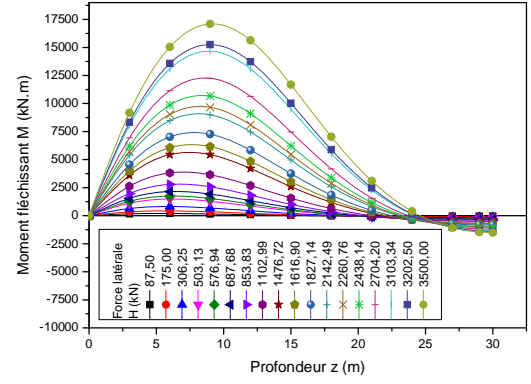
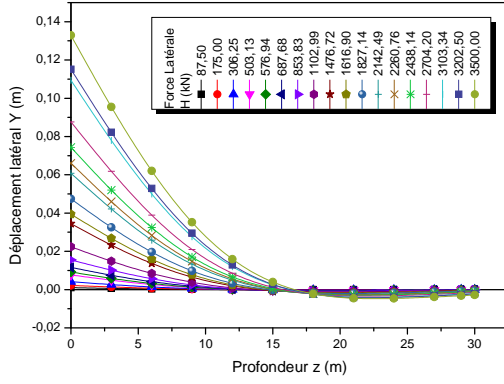
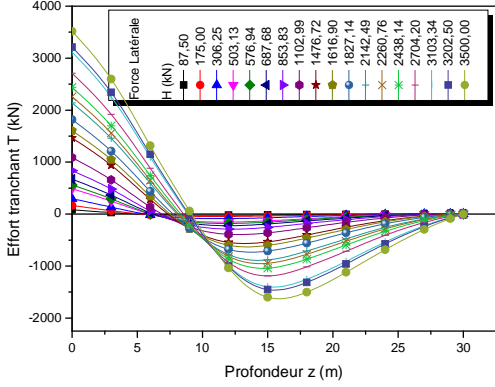
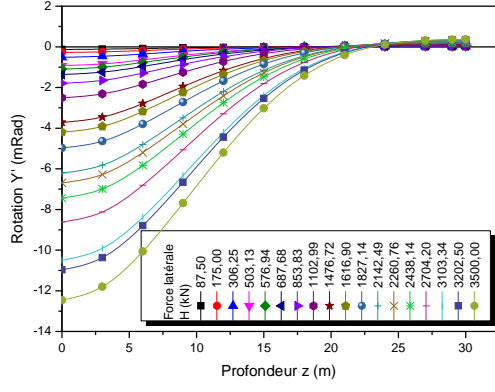
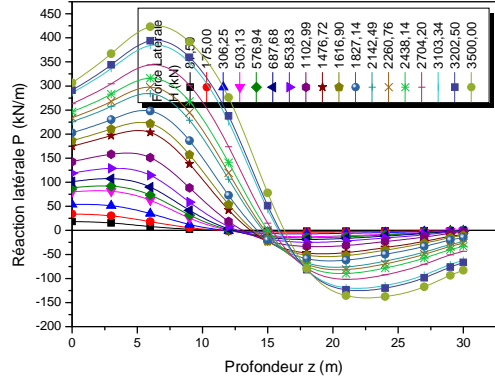


Figure A.103 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable lâche  $\phi = 30^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

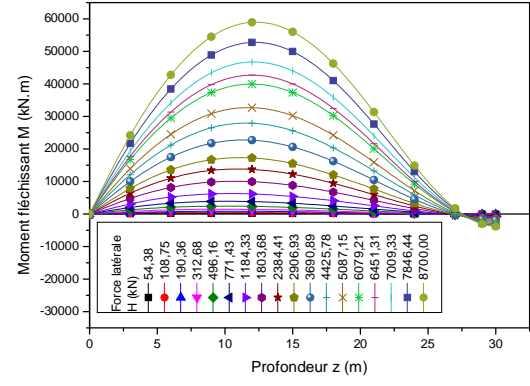
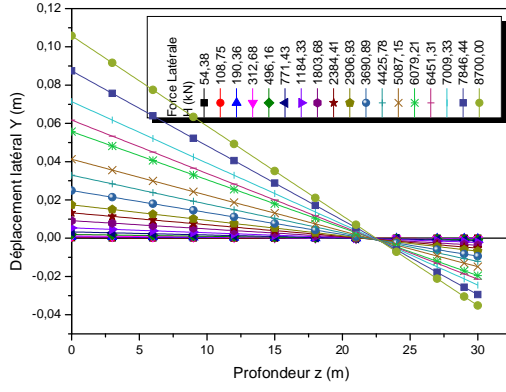
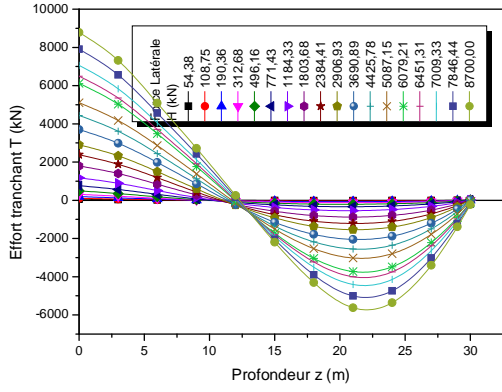
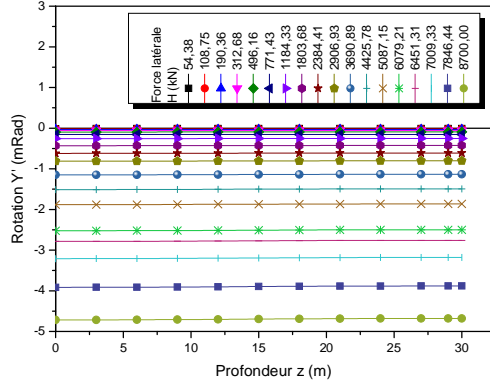
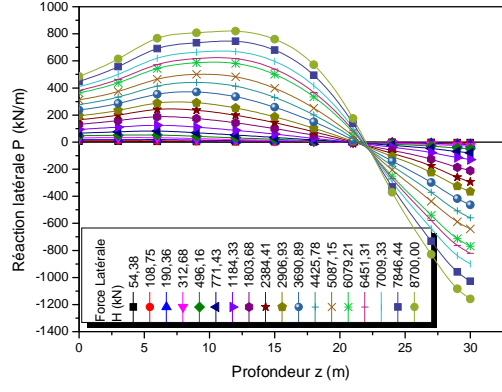


Figure A.105:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

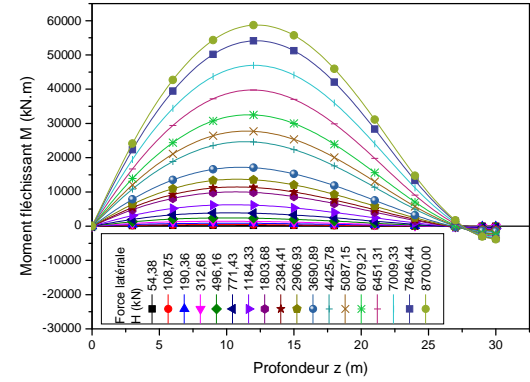
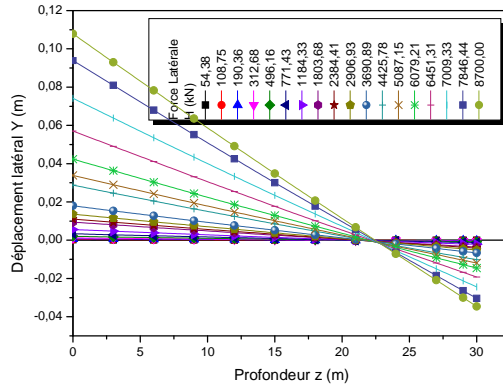
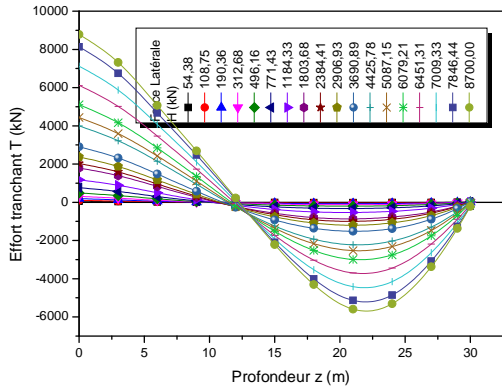
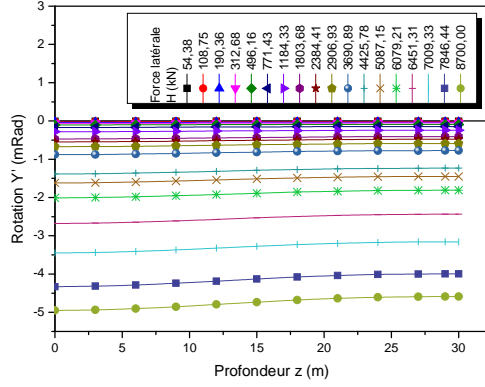
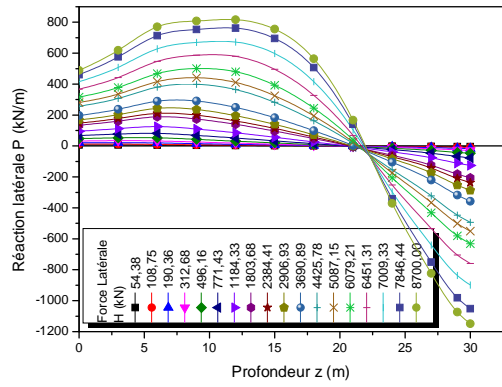


Figure A.107:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

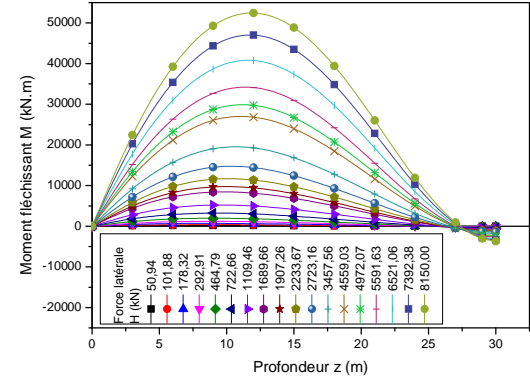
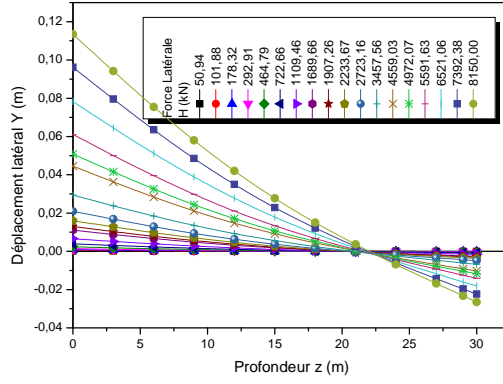
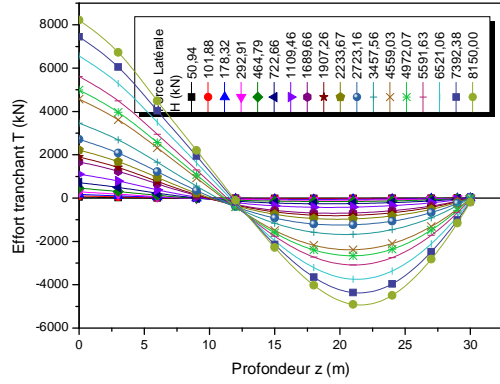
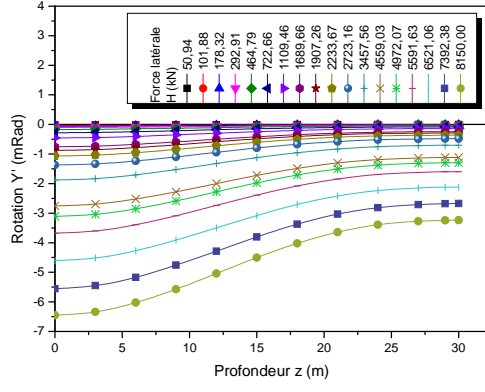
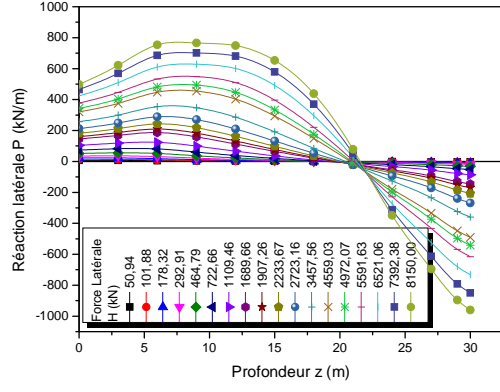


Figure A.109 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )



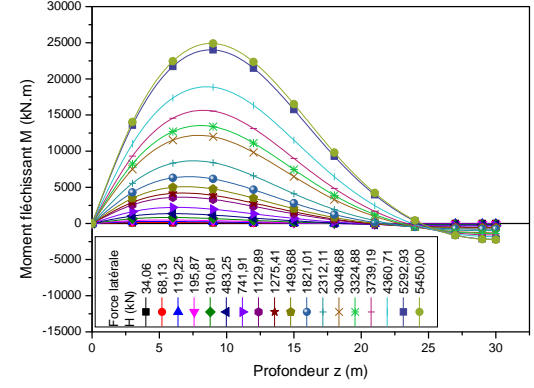
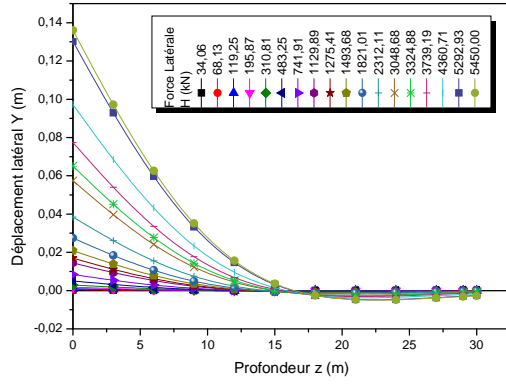
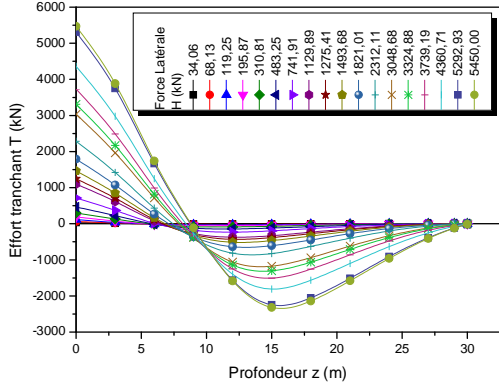
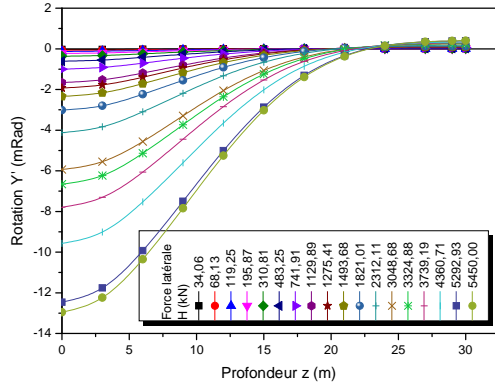
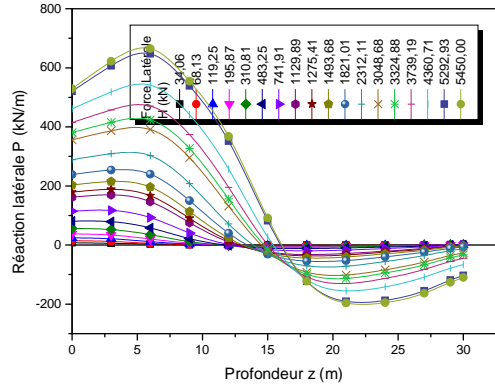


Figure A.111 :

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable moyen  $\phi = 35^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

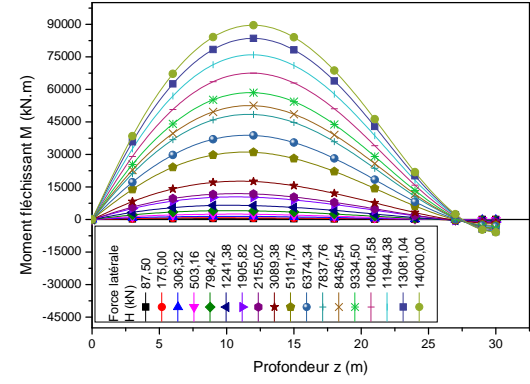
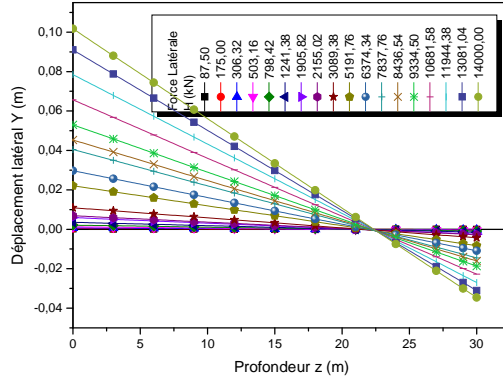
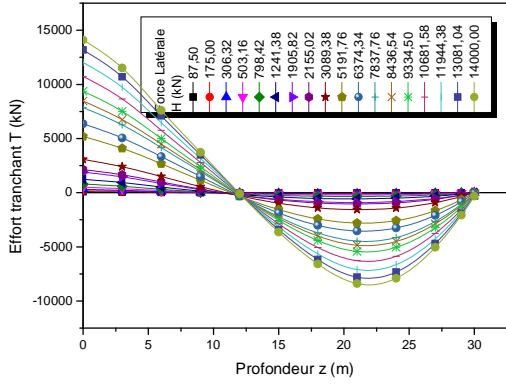
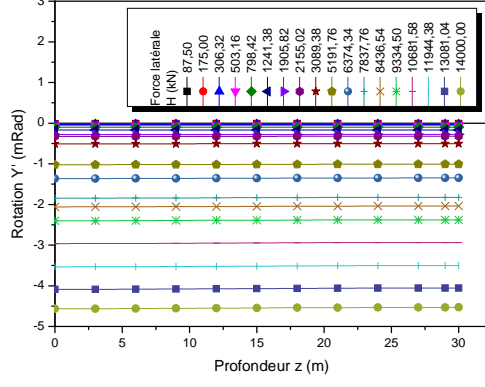
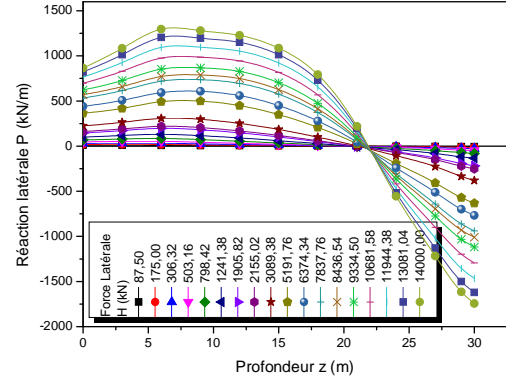


Figure A.113:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

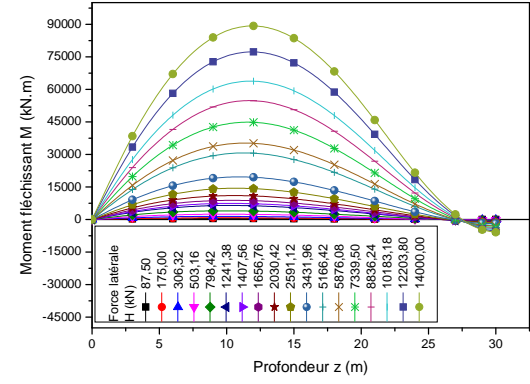
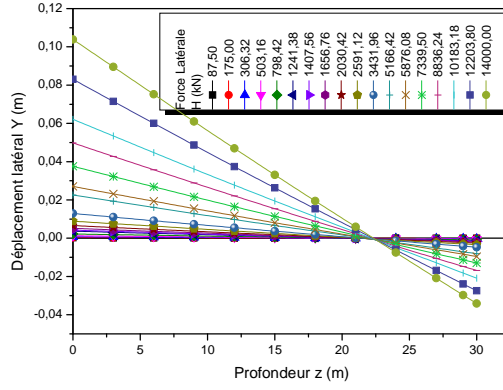
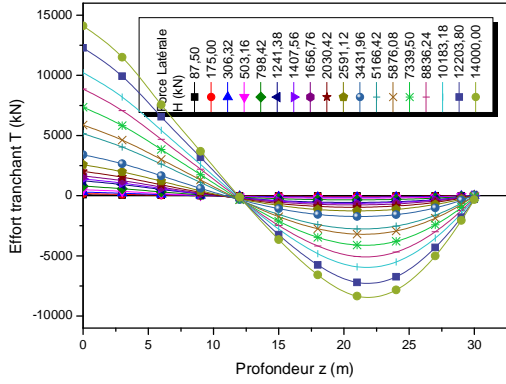
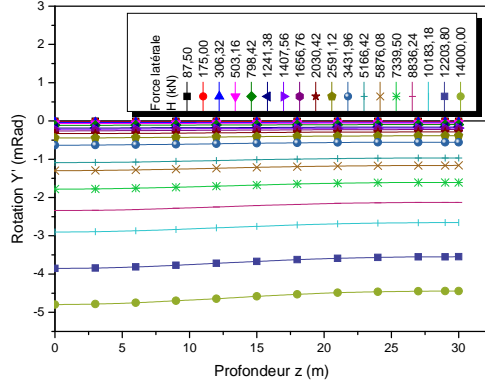
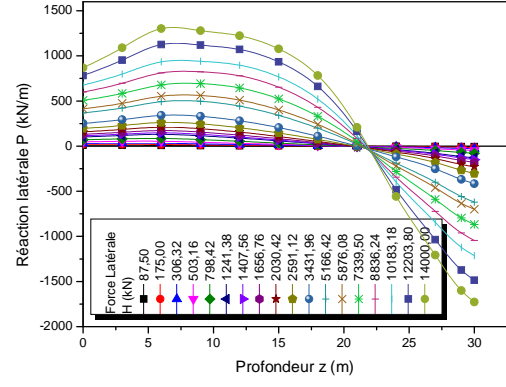


Figure A.115:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

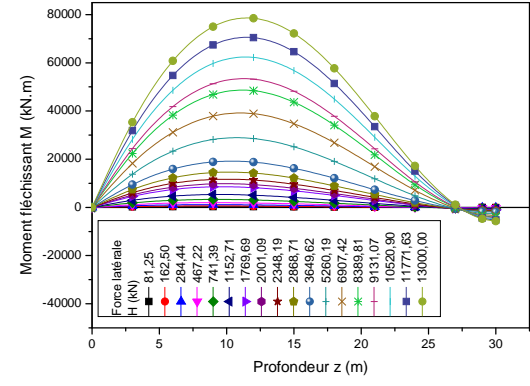
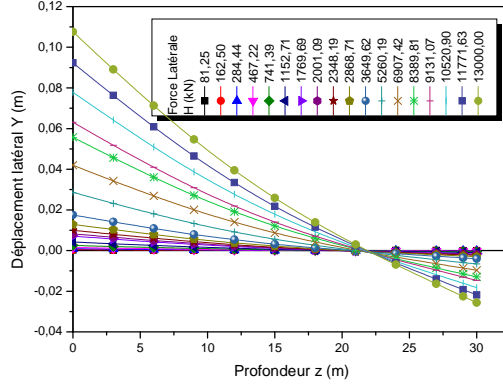
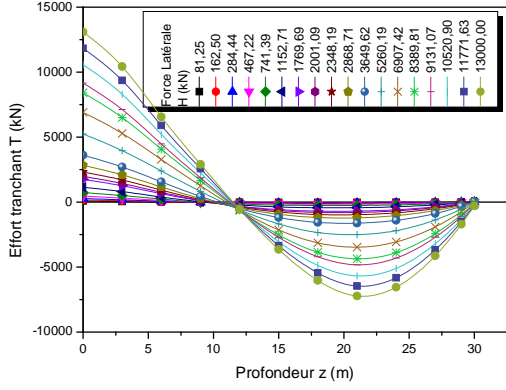
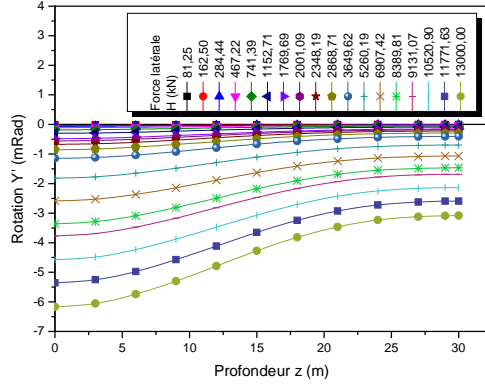
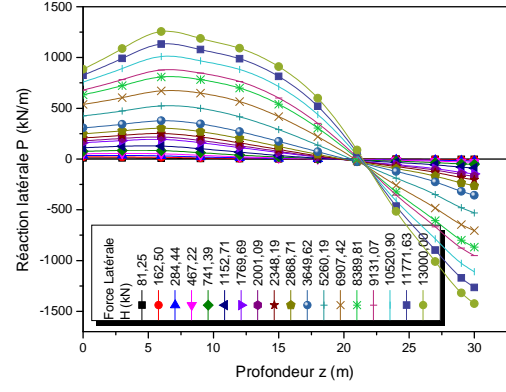


Figure A.117:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )

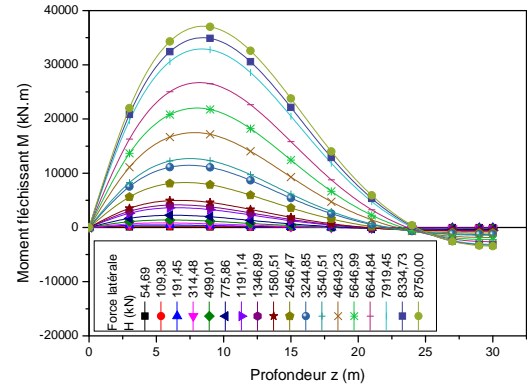
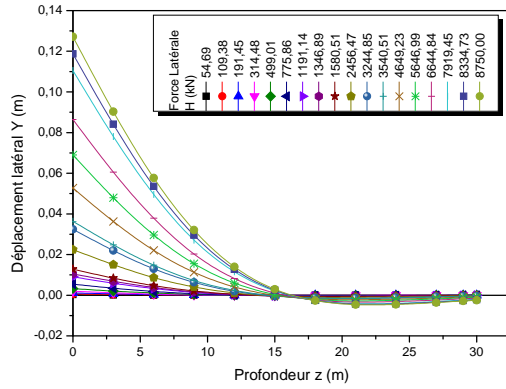
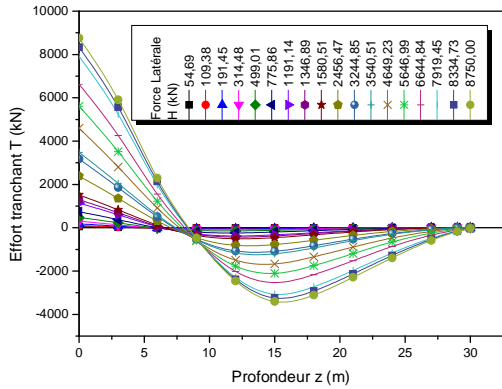
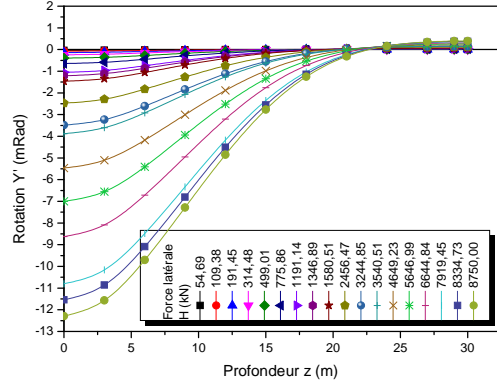
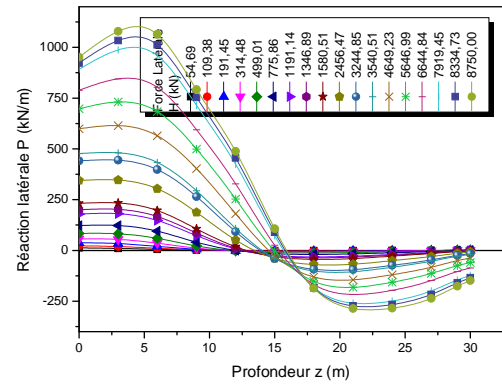


Figure A.119:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Sable dense  $\phi = 40^\circ$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

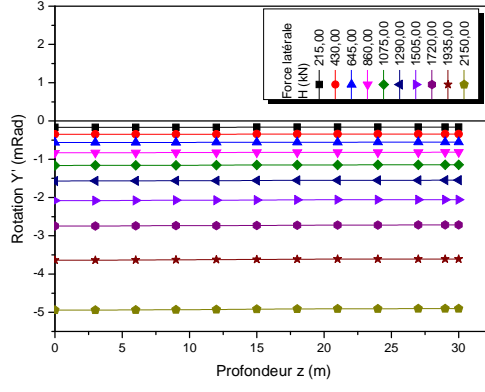
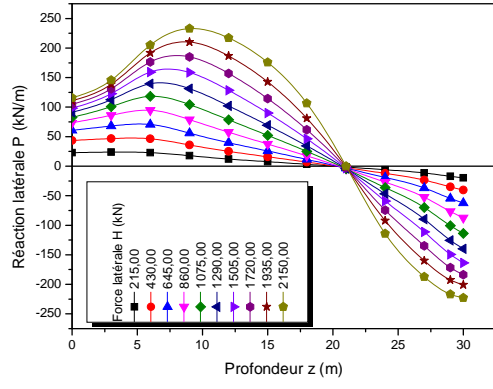
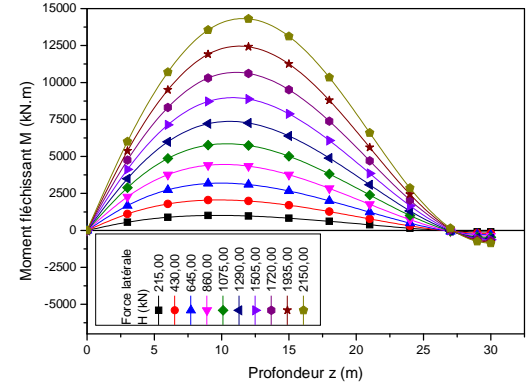
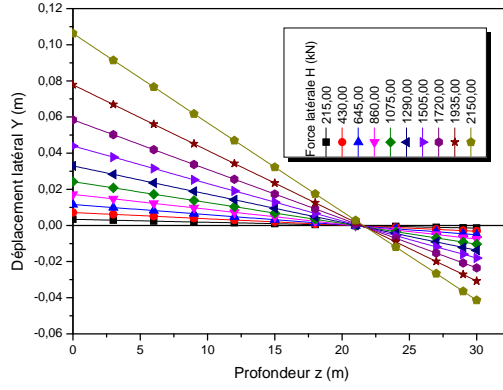
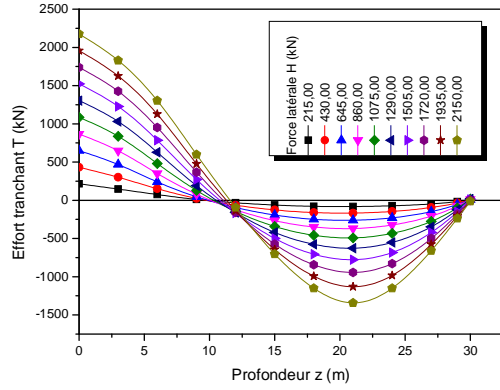


Figure A.121:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )



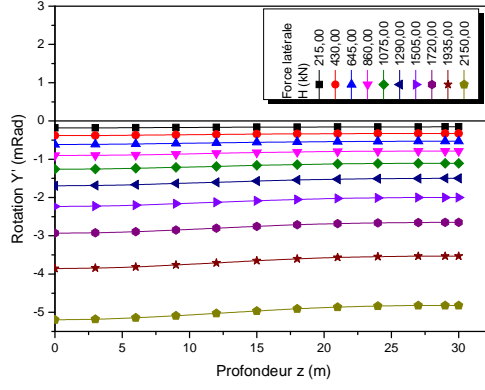
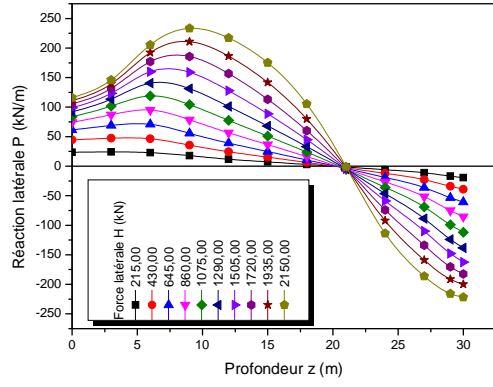
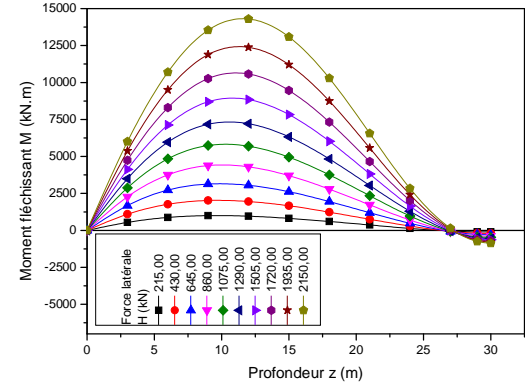
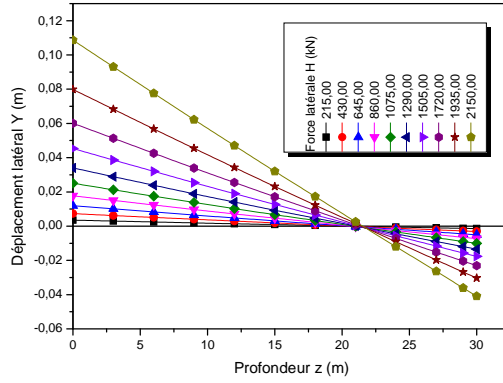
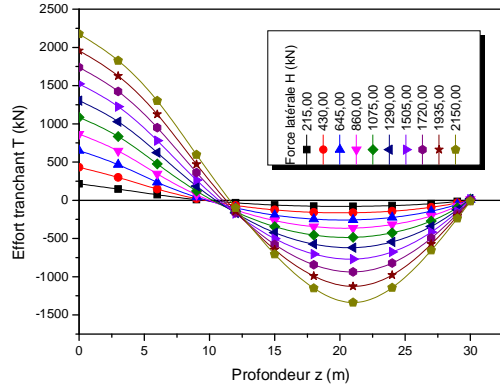


Figure A.123:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )



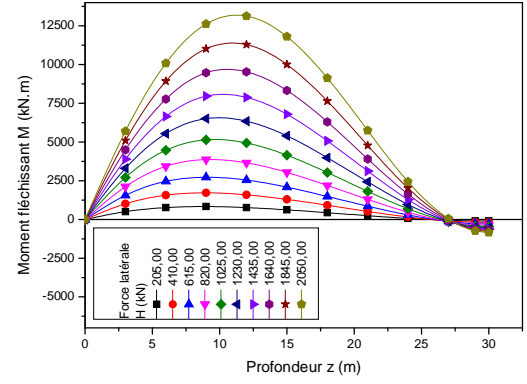
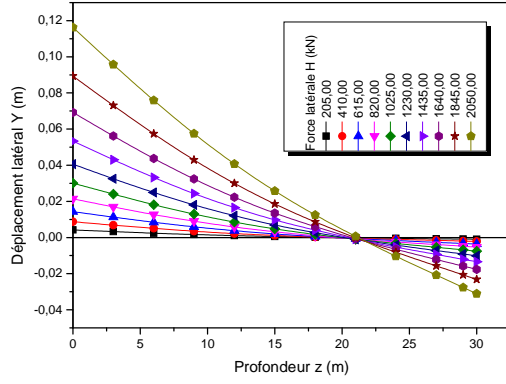
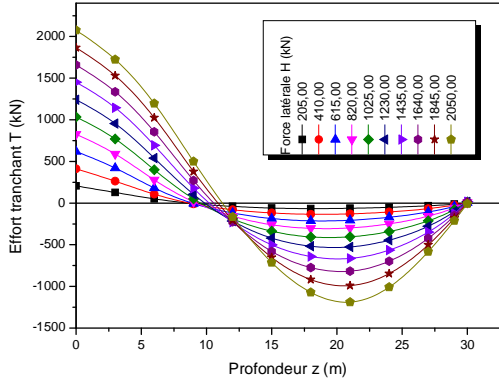
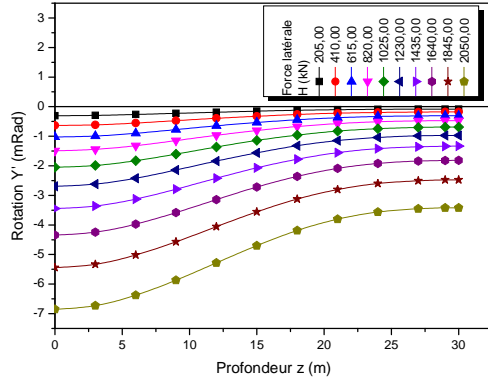
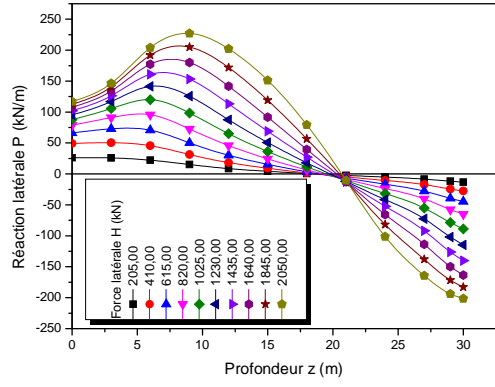


Figure A.125:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )



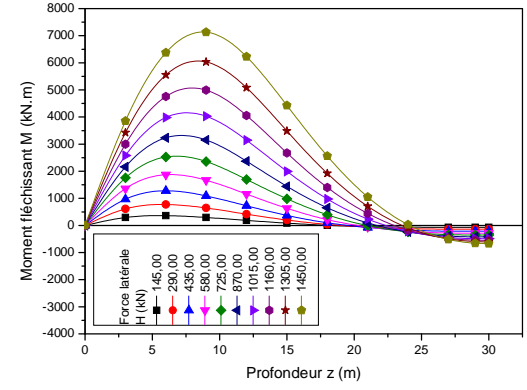
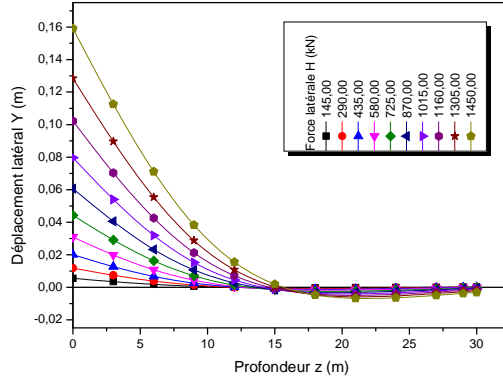
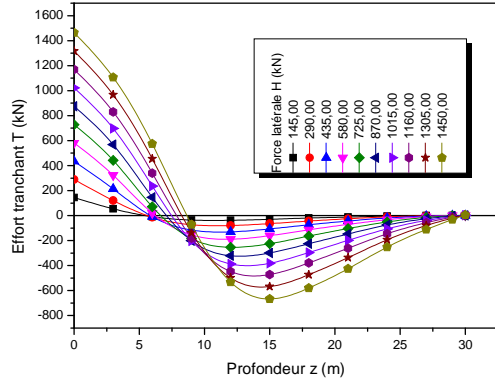
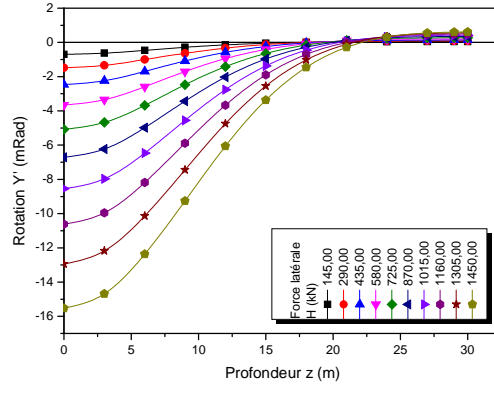
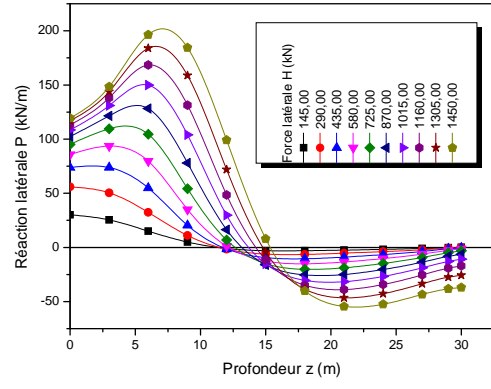


Figure A.127:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile molle  $c = 20$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

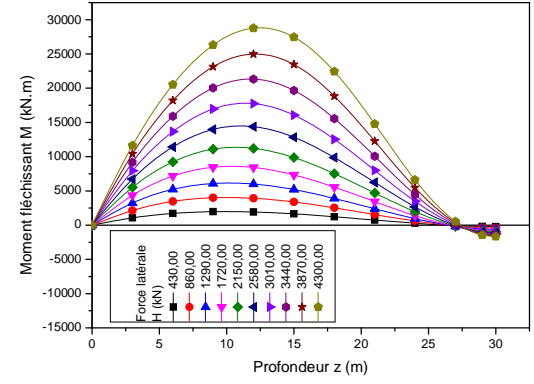
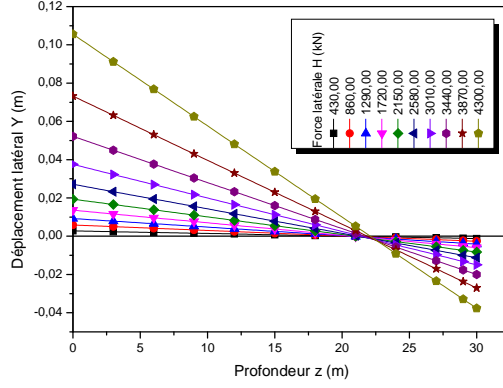
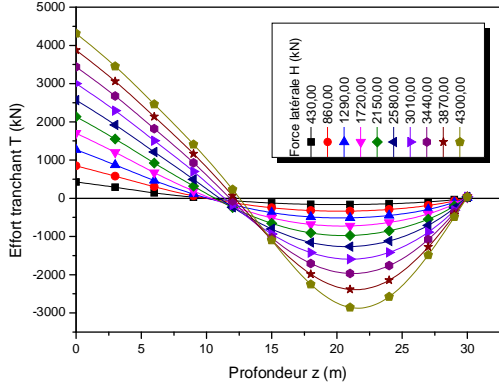
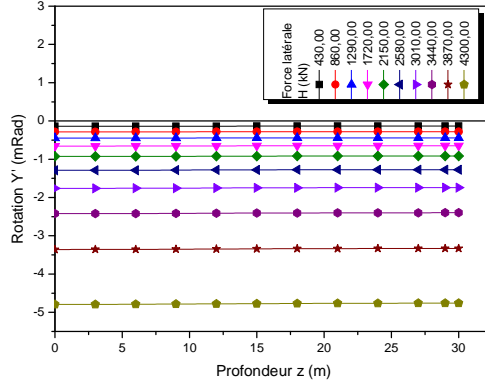
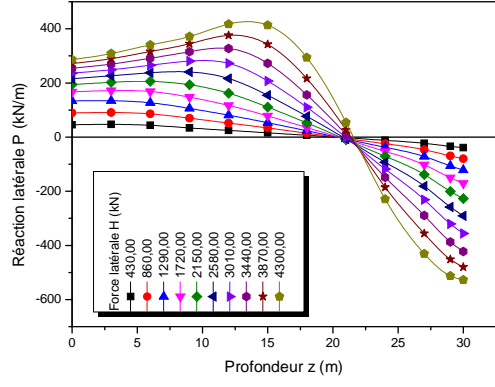


Figure A.129:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

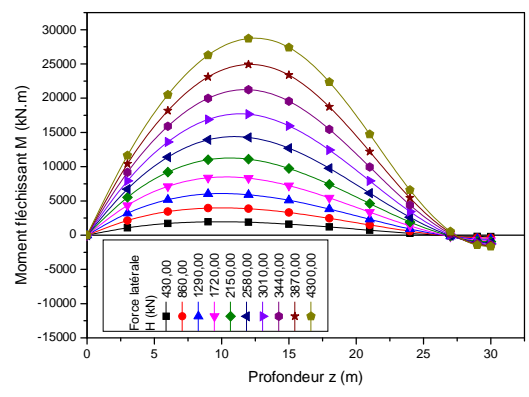
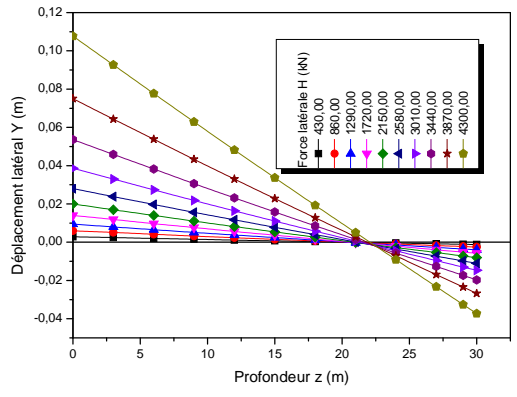
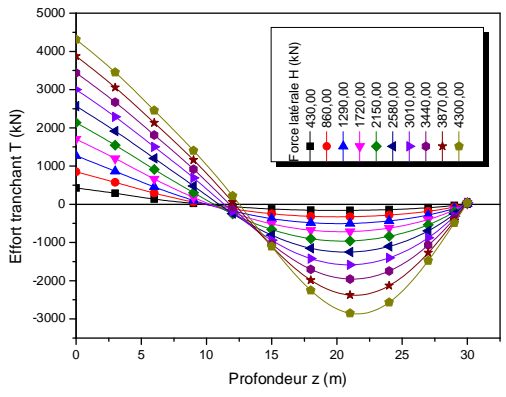
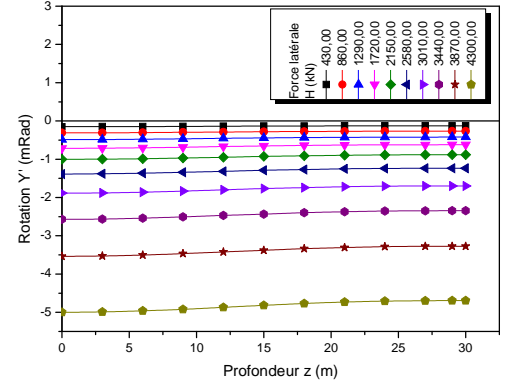
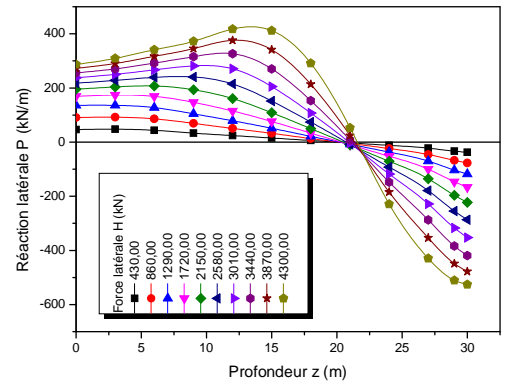


Figure A.131:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

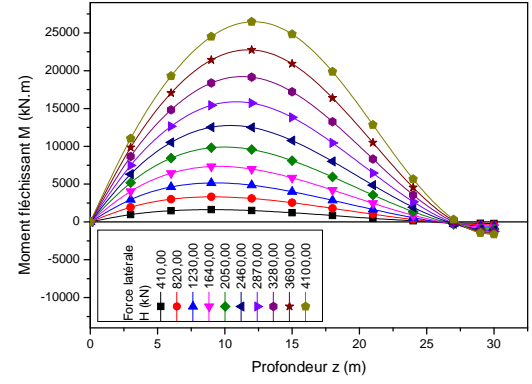
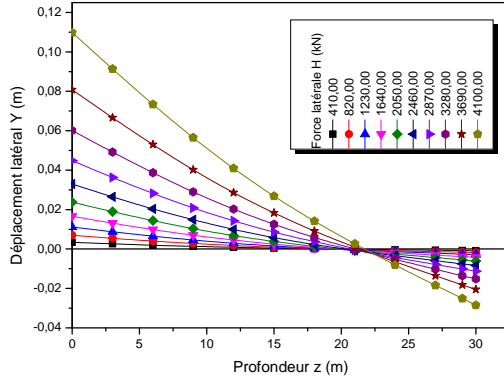
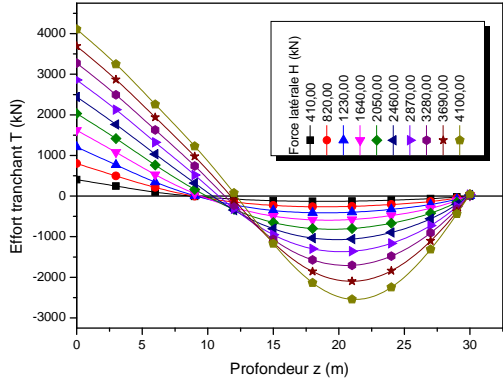
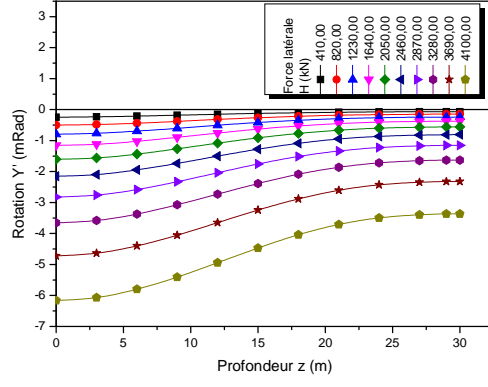
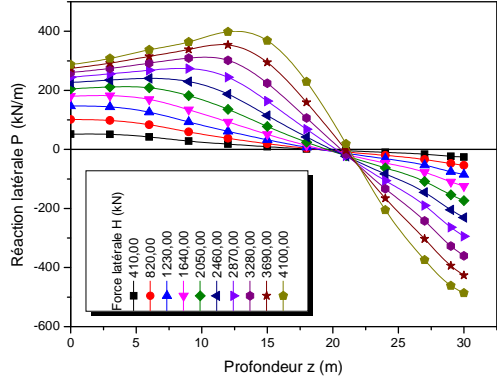


Figure A.133:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )

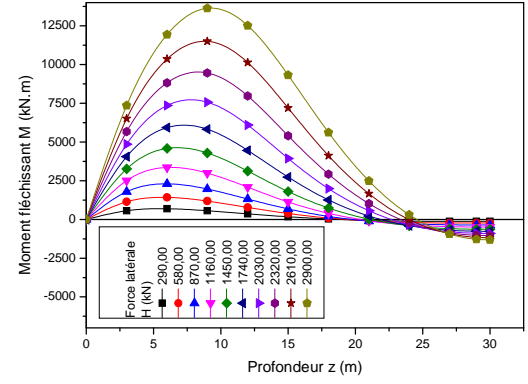
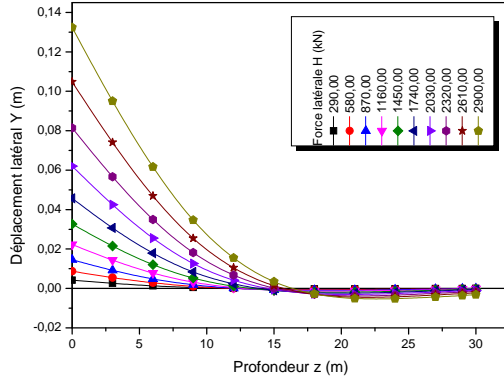
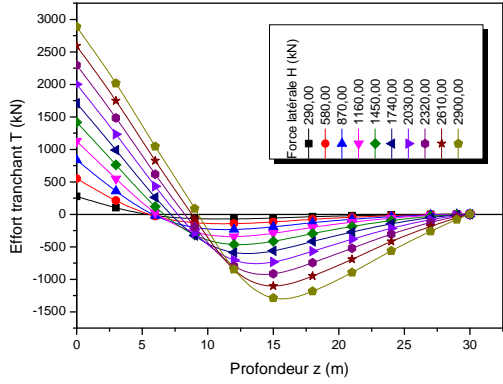
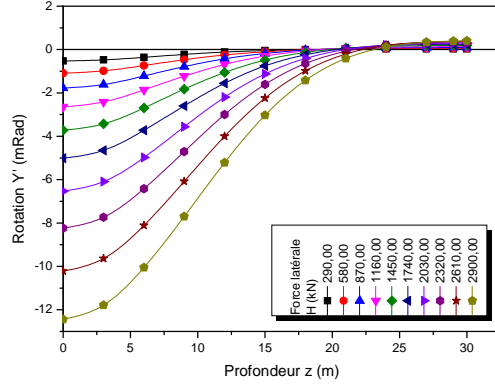
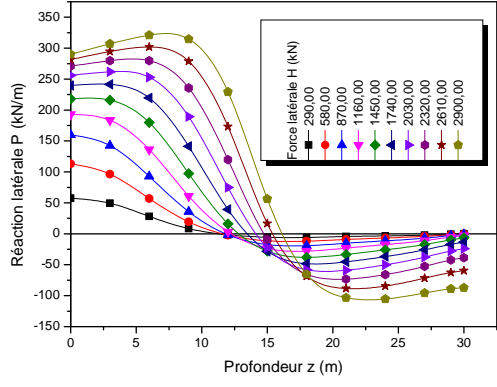


Figure A.135:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile moyenne  $c = 50$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

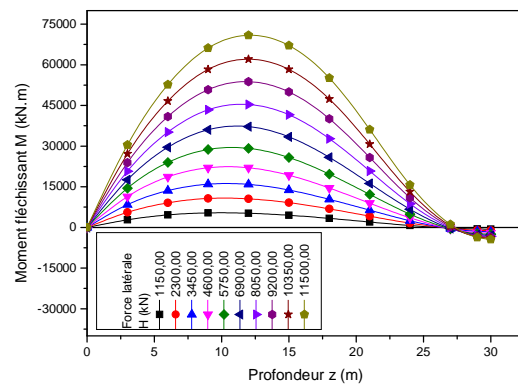
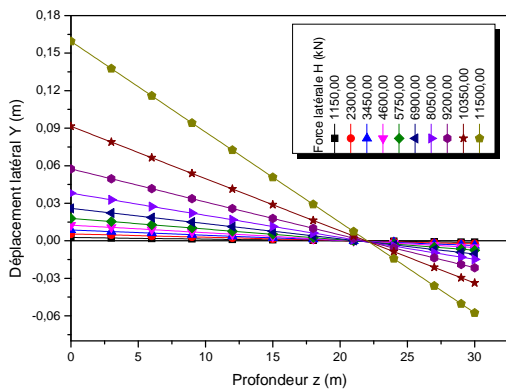
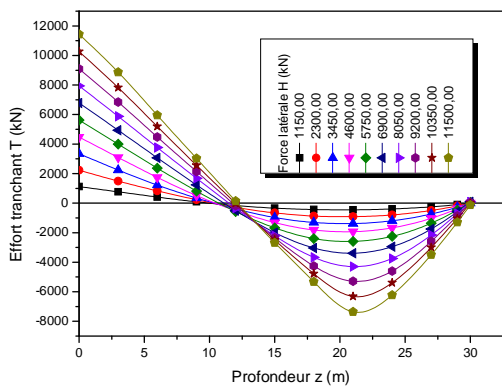
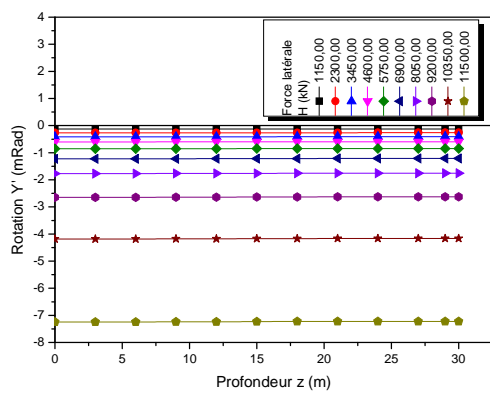
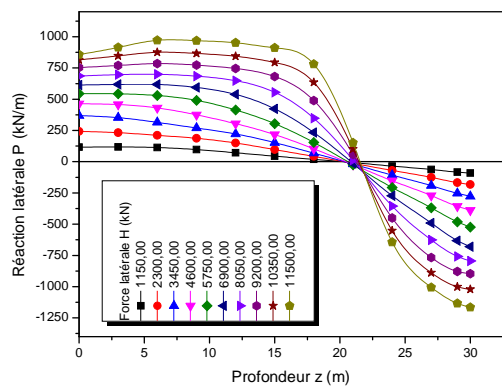


Figure A.137:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150 \text{ kPa}$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 1,00$ )

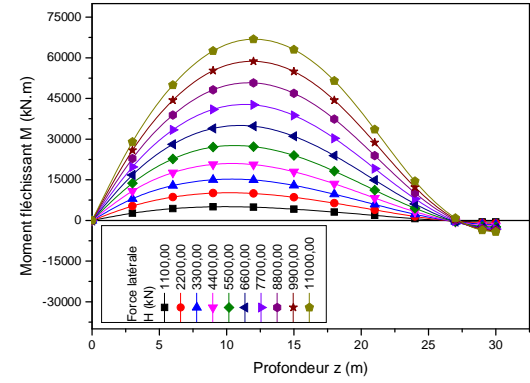
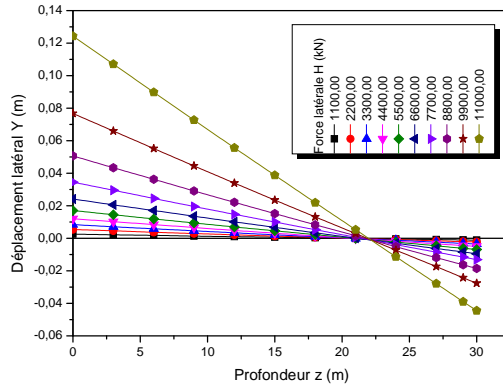
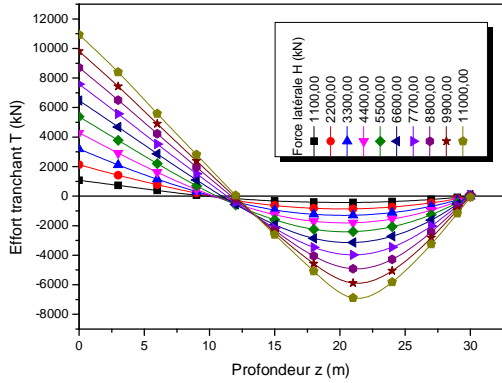
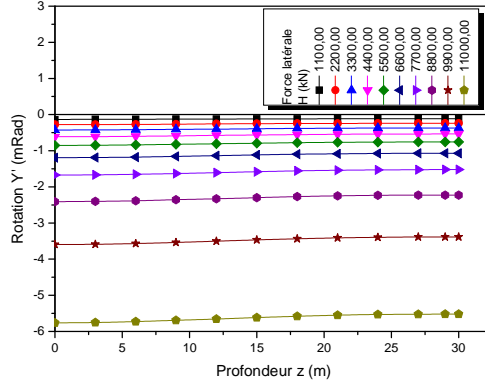
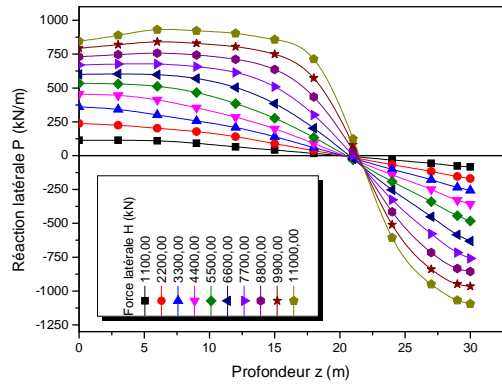


Figure A.139:

Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150 \text{ kPa}$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,1$ )

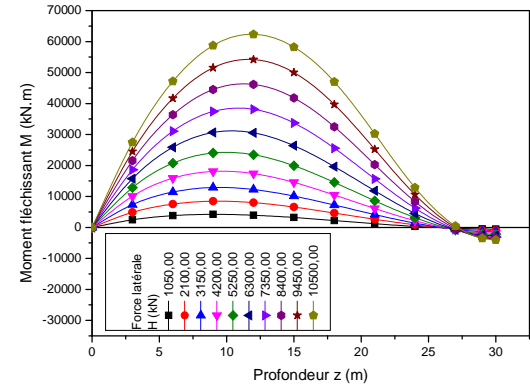
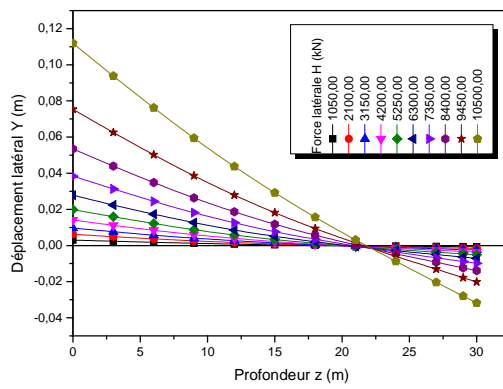
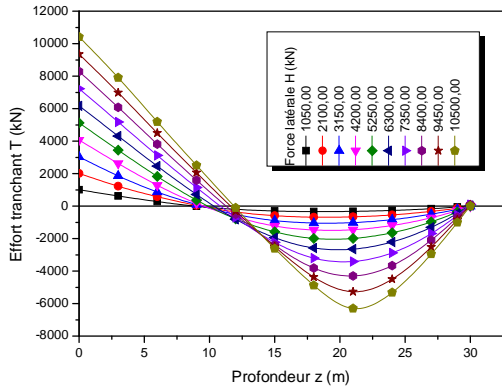
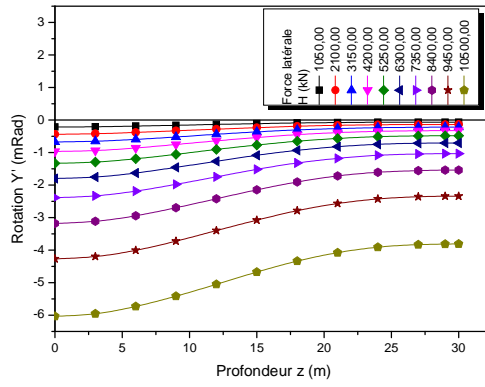
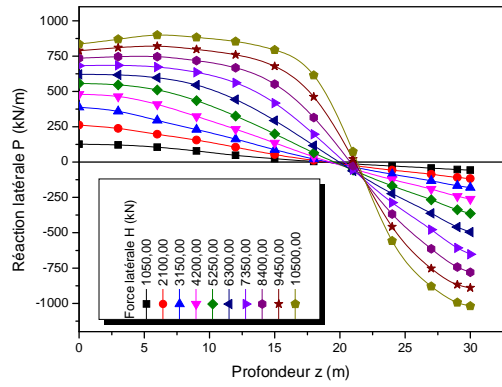


Figure A.141:  
 Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150$  kPa,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,01$ )



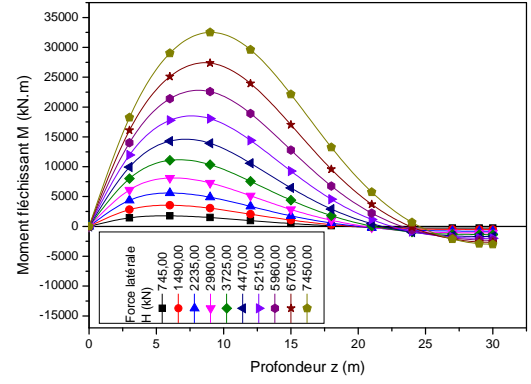
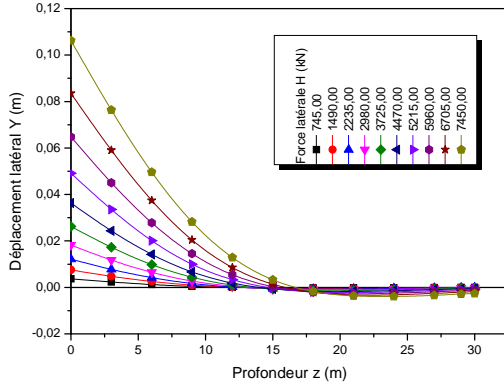
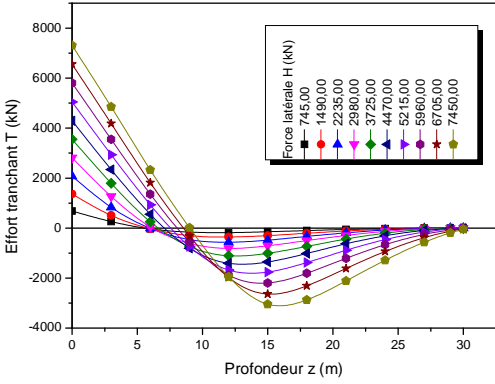
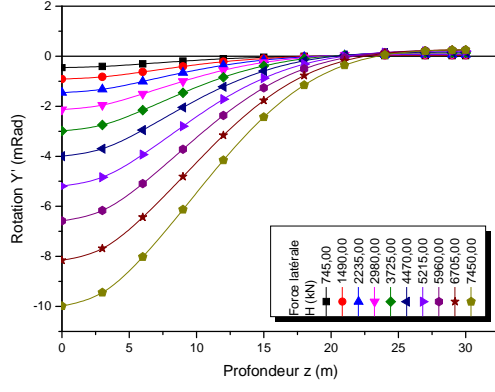
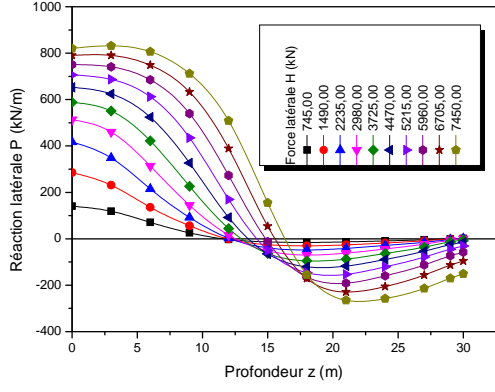
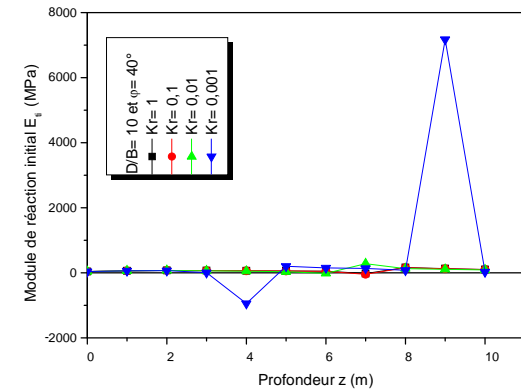
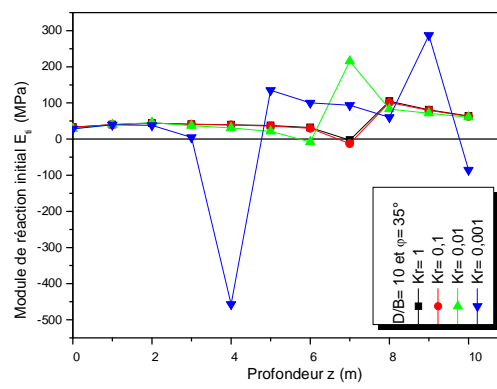
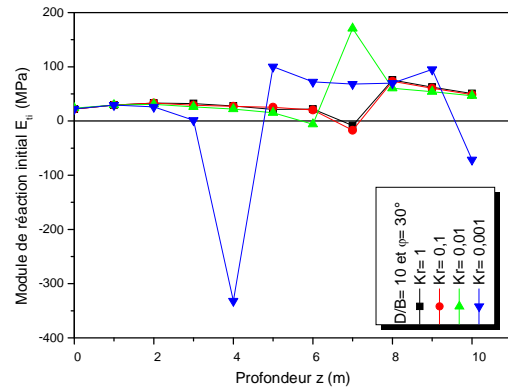
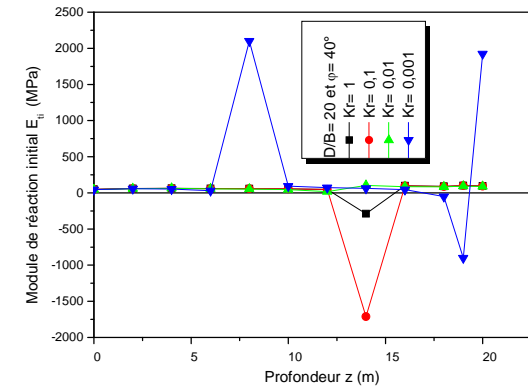
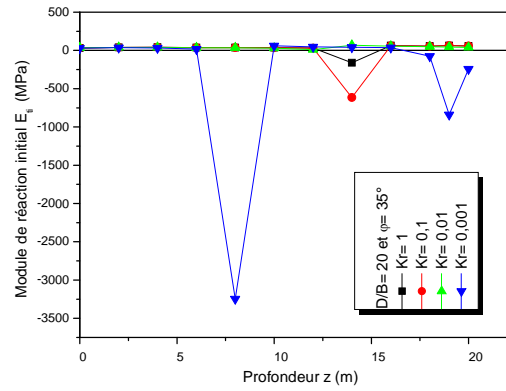
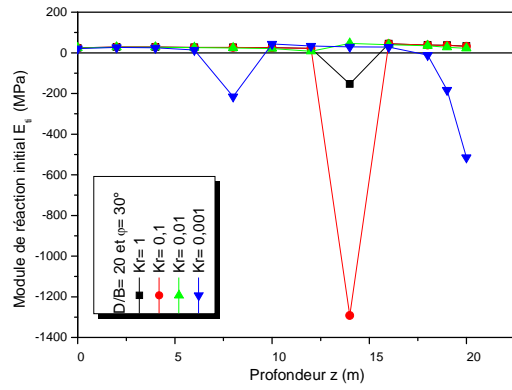


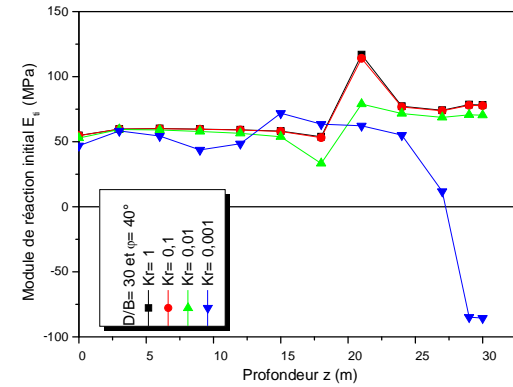
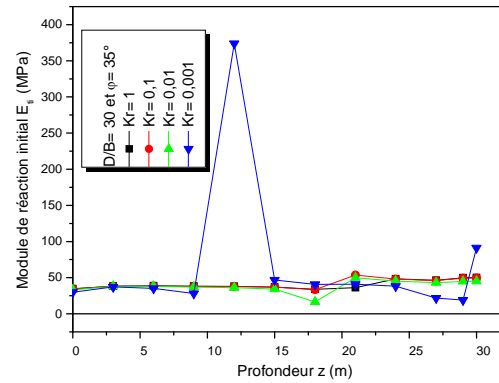
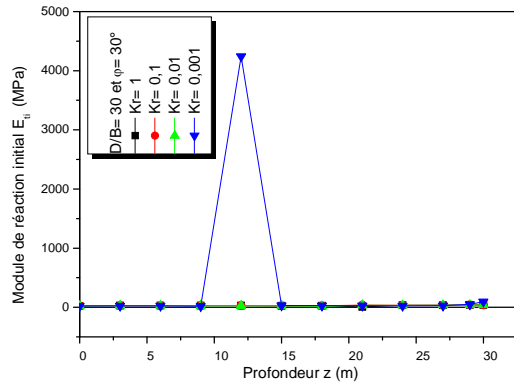
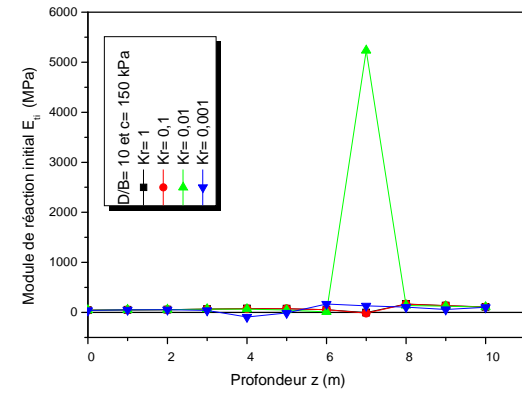
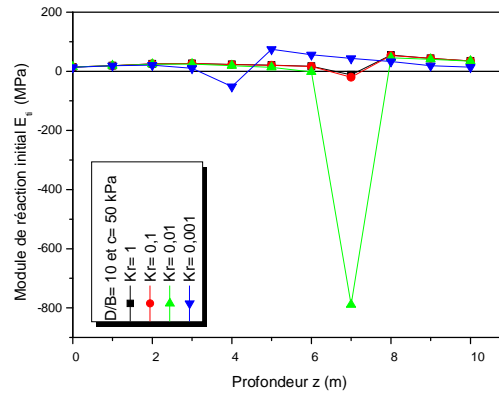
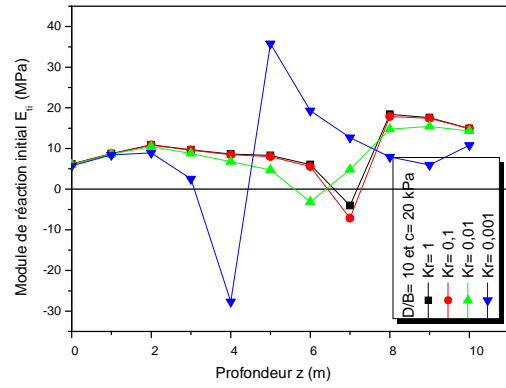
Figure A.143:

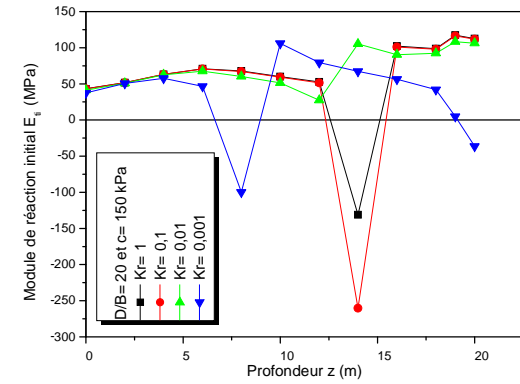
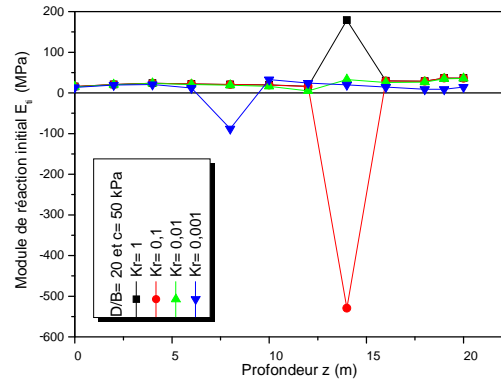
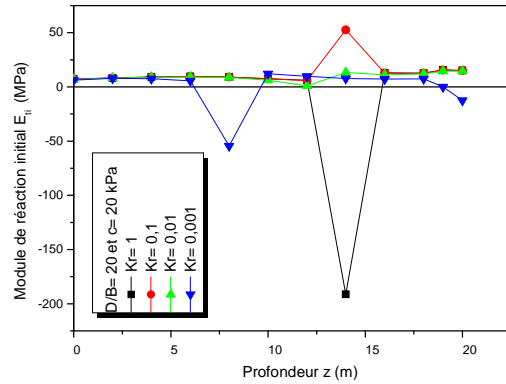
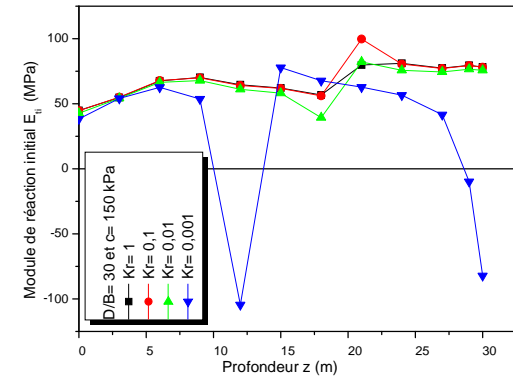
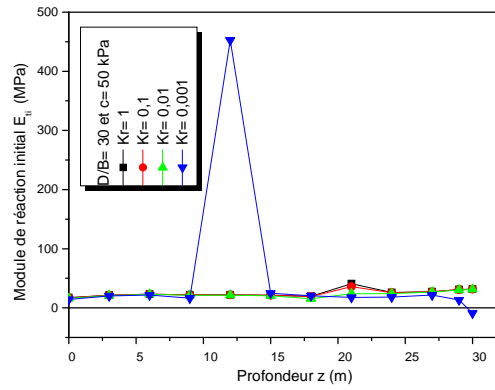
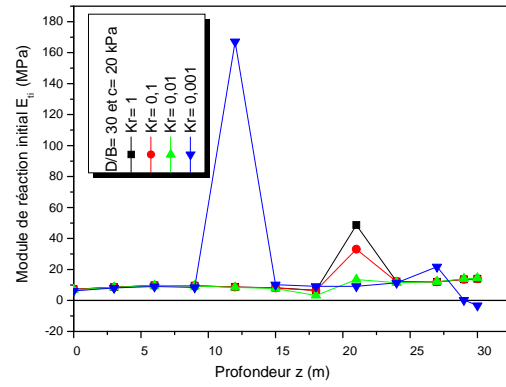
Diagrammes de moment fléchissant, d'effort tranchant, de réaction latérale, de déplacement latéral, et de rotation, (Argile raide  $c = 150 \text{ kPa}$ ,  $D/B = 30$ ,  $K_R = 0,001$ )

## **ANNEXE B**

### **MODULE DE REACTION INITIAL $E_{ti}$**

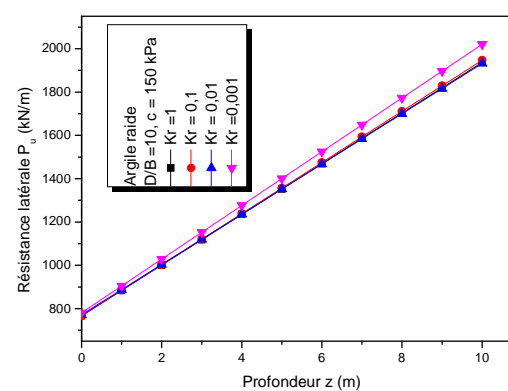
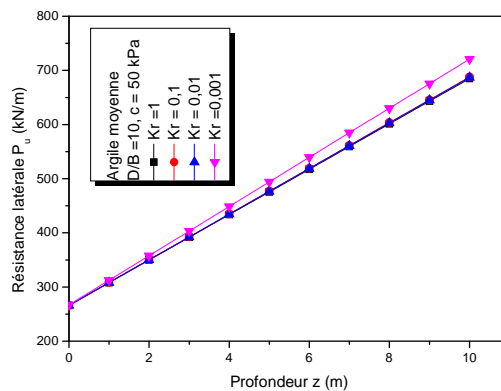
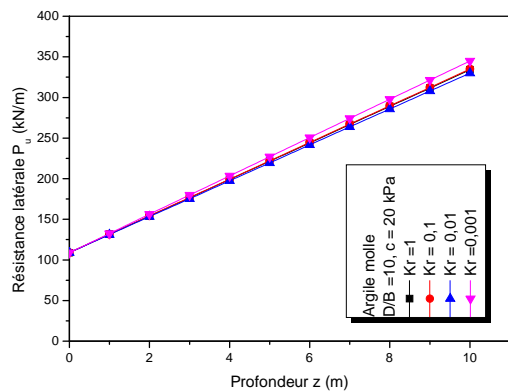
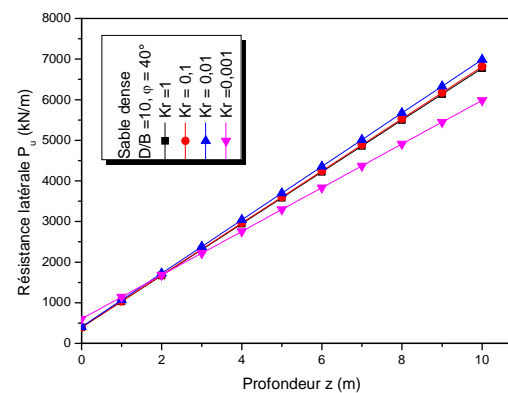
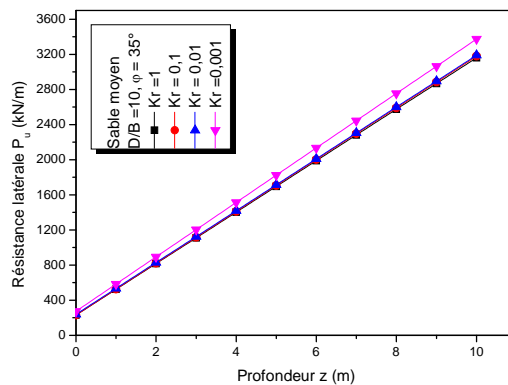
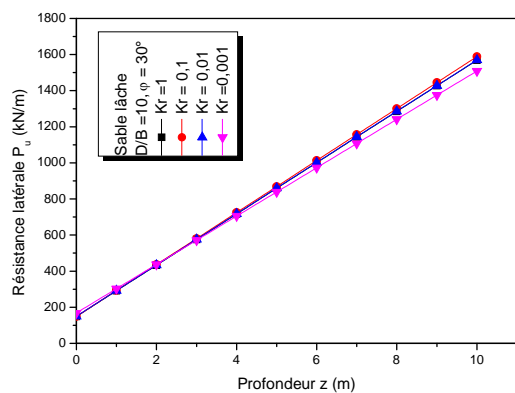


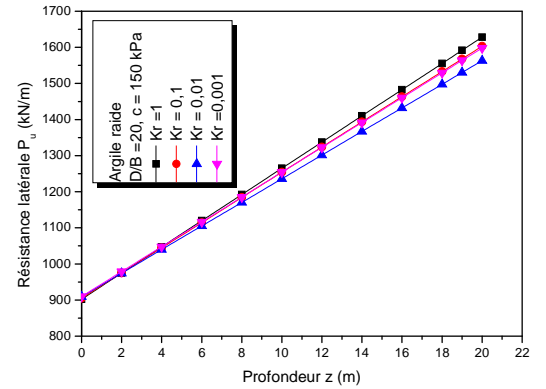
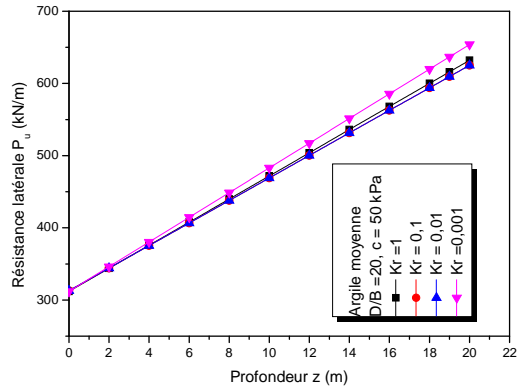
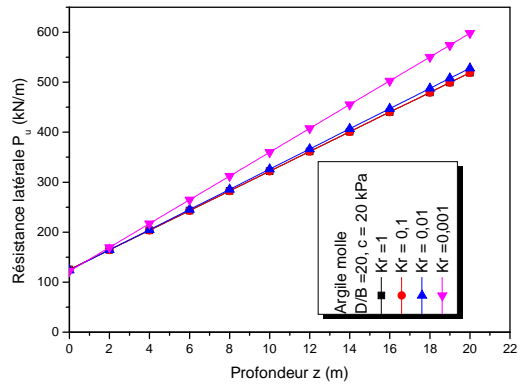
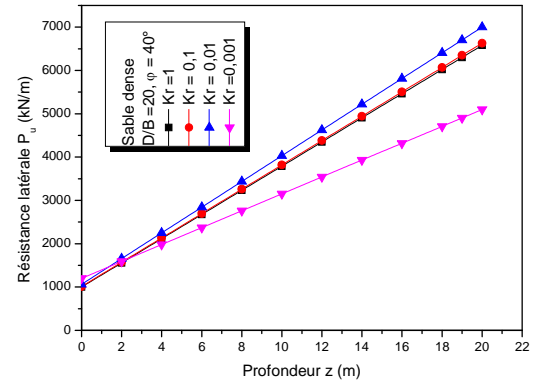
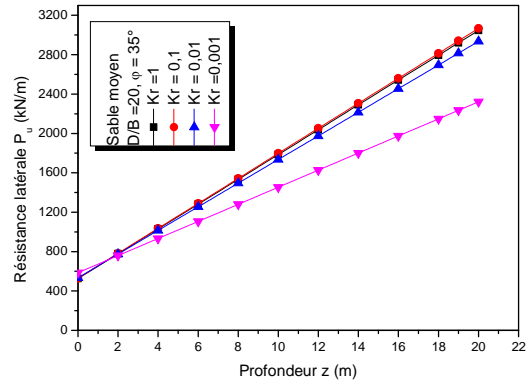
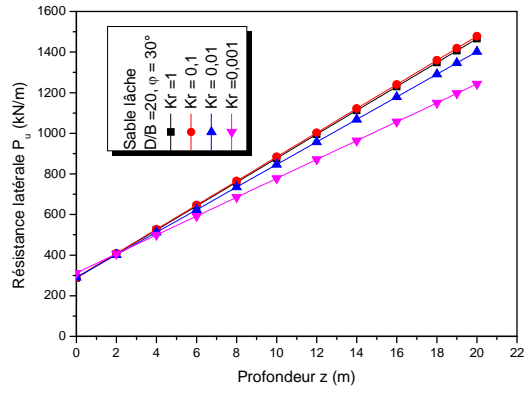




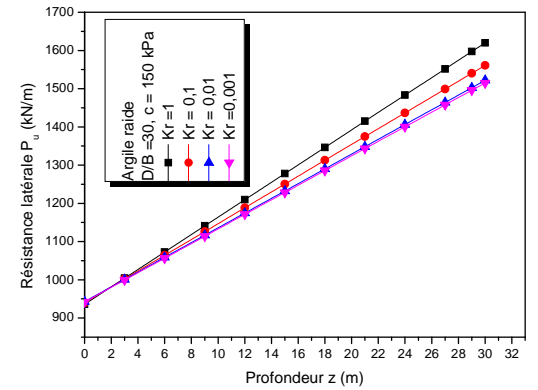
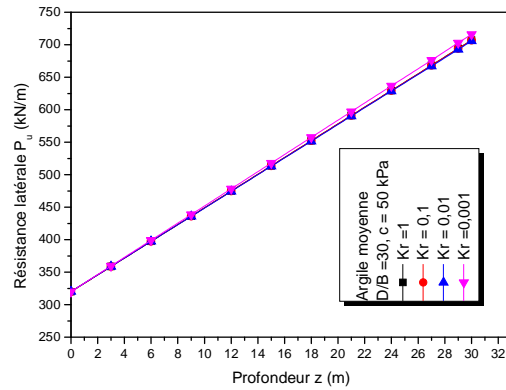
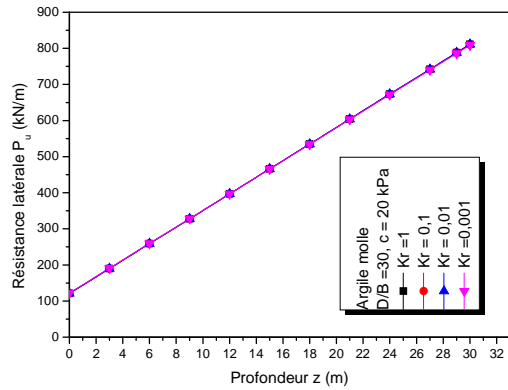
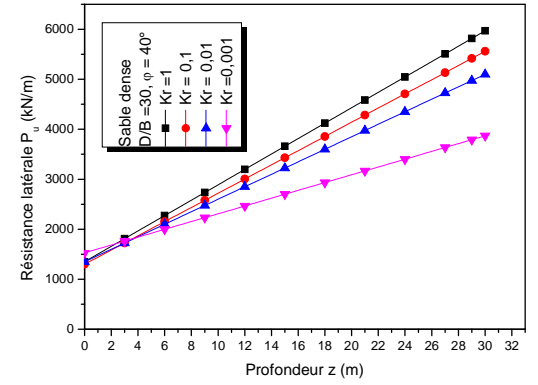
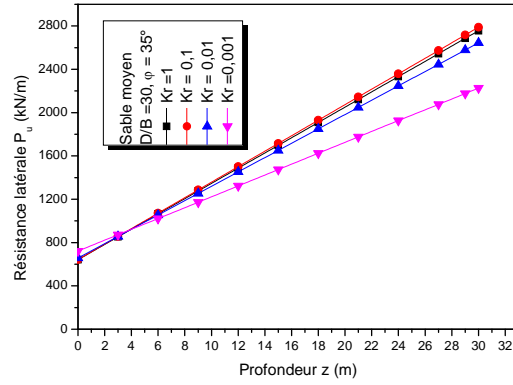
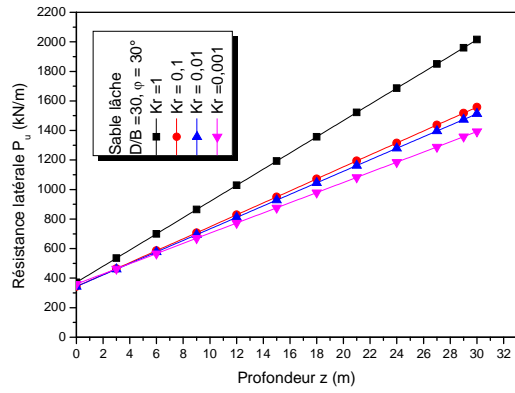
## **ANNEXE C**

### **RESISTANCE LATERALE DU SOL $P_U$**









## **ANNEXE D**

### **NOMBRE MODULAIRE $K_E$**

Tableau D.1 : Nombre modulaire  $K_E$ , sable lâche  $\varphi = 30^\circ$  et  $D/B = 10$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	5,94E-01	5,90E-01	6,10E-01	5,94E-01
0,1	5,96E-01	5,85E-01	5,93E-01	5,93E-01
0,2	6,41E-01	6,29E-01	6,34E-01	6,29E-01
0,3	7,41E-01	7,32E-01	7,39E-01	6,85E-01
0,4	9,46E-01	9,39E-01	9,36E-01	-2,36E+01
0,5	1,15E+00	1,15E+00	1,11E+00	-4,87E+01
0,6	1,31E+00	1,30E+00	-6,26E+01	4,45E-02
0,7	-3,25E+01	-3,90E+01	7,70E-01	2,16E+00
0,8	6,20E+00	5,95E+00	3,90E+00	1,93E+00
0,9	3,52E+00	3,48E+00	2,97E+00	1,48E-03
1	2,64E+00	2,62E+00	2,26E+00	7,17E-03
$K_E$	6,78E-1			

Tableau D.2 : Nombre modulaire  $K_E$ , sable lâche  $\varphi = 30^\circ$  et  $D/B = 20$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	4,98E-01	4,91E-01	4,76E-01	4,20E-01
0,1	6,03E-01	5,96E-01	5,95E-01	5,61E-01
0,2	8,25E-01	8,19E-01	8,23E-01	7,80E-01
0,3	1,05E+00	1,05E+00	1,05E+00	9,34E-01
0,4	1,17E+00	1,16E+00	1,14E+00	-7,31E+01
0,5	1,19E+00	1,19E+00	1,13E+00	1,27E-01
0,6	1,13E+00	1,12E+00	1,01E+00	1,21E-02
0,7	0,00E+00	0,00E+00	6,59E-02	0,00E+00
0,8	2,17E+00	2,12E+00	0,00E+00	0,00E+00
0,9	1,83E+00	1,82E+00	1,76E+00	0,00E+00
1	1,97E+00	1,96E+00	1,92E+00	0,00E+00
$K_E$	6,24E-01			

Tableau D.3 : Nombre modulaire  $K_E$ , sable lâche  $\varphi = 30^\circ$  et  $D/B = 30$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	4,64E-01	4,88E-01	4,72E-01	4,28E-01
0,1	5,82E-01	6,77E-01	6,74E-01	6,42E-01
0,2	8,26E-01	9,84E-01	9,81E-01	9,21E-01
0,3	1,06E+00	1,17E+00	1,15E+00	1,04E+00
0,4	1,17E+00	1,20E+00	1,17E+00	9,64E-01
0,5	1,19E+00	1,16E+00	1,12E+00	6,51E+00
0,6	1,13E+00	1,08E+00	1,02E+00	1,78E-03
0,7	-3,04E+02	1,61E-02	-7,35E-02	0,00E+00
0,8	1,71E+00	1,57E+00	0,00E+00	0,00E+00
0,9	1,55E+00	1,54E+00	1,51E+00	0,00E+00
1	1,56E+00	1,60E+00	1,60E+00	0,00E+00
$K_E$	6,78E-01			

Tableau D.4 : Nombre modulaire  $K_E$ , sable moyen  $\varphi = 35^\circ$  et  $D/B = 10$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	5,64E-01	5,67E-01	5,83E-01	5,66E-01
0,1	5,48E-01	5,49E-01	5,63E-01	5,41E-01
0,2	5,89E-01	5,87E-01	5,87E-01	5,44E-01
0,3	6,64E-01	6,60E-01	6,47E-01	5,60E-01
0,4	8,33E-01	8,26E-01	8,05E-01	-3,15E+01
0,5	1,04E+00	1,03E+00	9,79E-01	5,64E-02
0,6	1,24E+00	1,22E+00	1,10E+00	1,57E+01
0,7	-9,69E+01	-6,11E+01	-1,78E+02	2,43E+00
0,8	6,25E+00	5,94E+00	4,12E+00	2,04E+00
0,9	3,42E+00	3,36E+00	2,92E+00	3,07E-03
1	2,58E+00	2,55E+00	2,24E+00	1,11E-02
$K_E$	5,66E-01			

Tableau D.5 : Nombre modulaire  $K_E$ , sable moyen  $\varphi = 35^\circ$  et  $D/B = 20$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	4,44E-01	4,42E-01	4,30E-01	3,92E-01
0,1	5,19E-01	5,16E-01	5,08E-01	4,99E-01
0,2	6,88E-01	6,83E-01	6,73E-01	6,78E-01
0,3	8,99E-01	8,95E-01	8,89E-01	8,60E-01
0,4	1,05E+00	1,05E+00	1,04E+00	-6,42E+01
0,5	1,12E+00	1,12E+00	1,09E+00	1,23E-01
0,6	1,10E+00	1,10E+00	1,02E+00	1,45E+00
0,7	0,00E+00	0,00E+00	5,64E-02	0,00E+00
0,8	2,30E+00	2,26E+00	1,90E+00	0,00E+00
0,9	1,84E+00	1,83E+00	1,79E+00	0,00E+00
1	1,95E+00	1,95E+00	1,95E+00	0,00E+00
$K_E$	5,39E-1			

Tableau D.6 : Nombre modulaire  $K_E$ , sable moyen  $\varphi = 35^\circ$  et  $D/B = 30$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	4,54E-01	4,55E-01	4,37E-01	3,83E-01
0,1	5,96E-01	6,01E-01	5,92E-01	5,52E-01
0,2	8,46E-01	8,52E-01	8,46E-01	8,04E-01
0,3	1,04E+00	1,05E+00	1,04E+00	9,79E-01
0,4	1,12E+00	1,12E+00	1,11E+00	-4,12E+03
0,5	1,14E+00	1,13E+00	1,11E+00	5,12E+00
0,6	1,10E+00	1,09E+00	1,03E+00	1,17E+00
0,7	8,61E-03	1,06E-02	-6,70E-02	0,00E+00
0,8	1,63E+00	1,61E+00	1,47E+00	0,00E+00
0,9	1,58E+00	1,58E+00	1,55E+00	0,00E+00
1	1,69E+00	1,69E+00	1,70E+00	0,00E+00
$K_E$	6,18E-1			

Tableau D.7 : Nombre modulaire  $K_E$ , sable dense  $\phi = 40^\circ$  et  $D/B = 10$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	5,10E-01	5,12E-01	5,28E-01	5,16E-01
0,1	5,13E-01	5,14E-01	5,23E-01	5,02E-01
0,2	5,46E-01	5,45E-01	5,41E-01	5,02E-01
0,3	5,77E-01	5,73E-01	5,58E-01	4,68E-01
0,4	6,90E-01	6,84E-01	6,60E-01	-5,08E+01
0,5	8,69E-01	8,62E-01	8,26E-01	4,38E-02
0,6	1,14E+00	1,13E+00	1,04E+00	2,79E+01
0,7	-5,36E+01	-6,10E+01	6,83E-01	2,64E+00
0,8	5,41E+00	5,18E+00	3,95E+00	2,15E+00
0,9	3,01E+00	2,97E+00	2,56E+00	1,73E+00
1	2,25E+00	2,21E+00	1,89E+00	7,41E-03
$K_E$	5,80E-01			

Tableau D.8 : Nombre modulaire  $K_E$ , sable dense  $\phi = 40^\circ$  et  $D/B = 20$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	4,22E-01	4,21E-01	4,00E-01	3,67E-01
0,1	4,83E-01	4,83E-01	4,58E-01	4,52E-01
0,2	6,09E-01	6,07E-01	5,74E-01	5,75E-01
0,3	7,77E-01	7,74E-01	7,40E-01	7,49E-01
0,4	9,26E-01	9,23E-01	9,00E-01	-3,94E+01
0,5	1,03E+00	1,03E+00	1,00E+00	1,26E-01
0,6	1,07E+00	1,06E+00	1,01E+00	1,67E+00
0,7	-1,25E+01	-2,06E+01	6,61E-02	1,36E+00
0,8	2,32E+00	2,29E+00	2,01E+00	0,00E+00
0,9	1,75E+00	1,75E+00	1,73E+00	0,00E+00
1	1,80E+00	1,80E+00	1,82E+00	0,00E+00
$K_E$	4,88E-01			

Tableau D.9 : Nombre modulaire  $K_E$ , sable dense  $\varphi = 40^\circ$  et  $D/B = 30$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	4,16E-01	4,29E-01	4,13E-01	3,62E-01
0,1	5,09E-01	5,34E-01	5,30E-01	4,95E-01
0,2	6,87E-01	7,22E-01	7,23E-01	6,94E-01
0,3	8,77E-01	9,06E-01	9,11E-01	8,96E-01
0,4	1,00E+00	1,02E+00	1,02E+00	9,05E-01
0,5	1,07E+00	1,08E+00	1,07E+00	5,16E+00
0,6	1,08E+00	1,08E+00	1,03E+00	1,29E+00
0,7	-3,86E+02	1,18E-02	4,94E-01	1,19E+00
0,8	1,70E+00	1,66E+00	1,52E+00	0,00E+00
0,9	1,56E+00	1,56E+00	1,54E+00	0,00E+00
1	1,59E+00	1,63E+00	1,65E+00	0,00E+00
$K_E$	5,43E-01			

Tableau D.10 : Nombre modulaire  $K_E$ , argile molle  $c = 20$  kPa et  $D/B = 10$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	1,36E+00	1,36E+00	1,34E+00	1,26E+00
0,1	1,45E+00	1,45E+00	1,46E+00	1,40E+00
0,2	1,49E+00	1,49E+00	1,47E+00	1,28E+00
0,3	1,53E+00	1,52E+00	1,44E+00	1,07E+00
0,4	1,56E+00	1,55E+00	1,41E+00	-3,01E+01
0,5	1,48E+00	1,47E+00	1,27E+00	2,27E-01
0,6	1,20E+00	1,19E+00	9,73E-01	3,25E+00
0,7	0,00E+00	0,00E+00	7,84E-02	0,00E+00
0,8	2,71E+00	2,64E+00	2,04E+00	0,00E+00
0,9	2,64E+00	2,61E+00	2,31E+00	0,00E+00
1	2,25E+00	2,24E+00	2,10E+00	0,00E+00
$K_E$	1,40E+00			

Tableau D.11 : Nombre modulaire  $K_E$ , argile molle  $c = 20$  kPa et  $D/B = 20$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	1,19E+00	1,18E+00	1,15E+00	1,04E+00
0,1	1,31E+00	1,31E+00	1,29E+00	1,22E+00
0,2	1,47E+00	1,46E+00	1,41E+00	1,17E+00
0,3	1,48E+00	1,48E+00	1,41E+00	1,07E+00
0,4	1,28E+00	1,27E+00	1,20E+00	0,00E+00
0,5	1,09E+00	1,08E+00	9,87E-01	2,72E+01
0,6	9,11E-01	9,01E-01	0,00E+00	0,00E+00
0,7	-2,11E-01	-1,97E-01	-9,28E-01	0,00E+00
0,8	1,77E+00	1,75E+00	0,00E+00	0,00E+00
0,9	1,76E+00	1,76E+00	1,65E+00	0,00E+00
1	2,30E+00	2,29E+00	2,20E+00	0,00E+00
$K_E$	1,27E+00			

Tableau D.12 : Nombre modulaire  $K_E$ , argile molle  $c = 20$  kPa et  $D/B = 30$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	1,16E+00	1,15E+00	1,11E+00	9,94E-01
0,1	1,42E+00	1,41E+00	1,38E+00	1,26E+00
0,2	1,50E+00	1,49E+00	1,46E+00	1,31E+00
0,3	1,33E+00	1,33E+00	1,29E+00	1,14E+00
0,4	1,17E+00	1,17E+00	1,13E+00	-2,03E+02
0,5	1,07E+00	1,06E+00	1,01E+00	6,38E-01
0,6	9,52E-01	9,44E-01	8,52E-01	0,00E+00
0,7	-6,76E+01	-2,31E+00	2,06E+01	0,00E+00
0,8	1,40E+00	1,39E+00	1,25E+00	0,00E+00
0,9	1,53E+00	1,53E+00	1,47E+00	0,00E+00
1	1,90E+00	1,90E+00	1,87E+00	-8,82E-03
$K_E$	1,30E+00			



Tableau D.13 : Nombre modulaire  $K_E$ , argile moyenne  $c = 50$  kPa et  $D/B = 10$

$\begin{matrix} K_R \\ z/D \end{matrix}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	1,33E+00	1,33E+00	1,31E+00	1,20E+00
0,1	1,36E+00	1,36E+00	1,36E+00	1,29E+00
0,2	1,35E+00	1,35E+00	1,31E+00	1,14E+00
0,3	1,44E+00	1,43E+00	1,35E+00	9,91E-01
0,4	1,51E+00	1,49E+00	1,36E+00	0,00E+00
0,5	1,51E+00	1,49E+00	1,29E+00	4,03E-01
0,6	1,35E+00	1,32E+00	1,06E+00	2,95E+00
0,7	0,00E+00	0,00E+00	-4,66E-01	2,04E+00
0,8	3,87E+00	3,77E+00	2,94E+00	0,00E+00
0,9	2,82E+00	2,79E+00	2,61E+00	0,00E+00
1	2,28E+00	2,26E+00	2,31E+00	8,82E-01
$K_E$	1,31E+00			

Tableau D.14 : Nombre modulaire  $K_E$ , argile moyenne  $c = 50$  kPa et  $D/B = 20$

$\begin{matrix} K_R \\ z/D \end{matrix}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	1,17E+00	1,16E+00	1,12E+00	9,98E-01
0,1	1,29E+00	1,29E+00	1,28E+00	1,20E+00
0,2	1,42E+00	1,42E+00	1,39E+00	1,22E+00
0,3	1,49E+00	1,48E+00	1,42E+00	1,10E+00
0,4	1,41E+00	1,39E+00	1,30E+00	-7,25E+00
0,5	1,27E+00	1,24E+00	1,14E+00	2,34E-03
0,6	1,05E+00	1,02E+00	9,09E-01	1,18E+00
0,7	1,50E-02	3,39E-02	-3,48E-02	0,00E+00
0,8	1,64E+00	1,58E+00	0,00E+00	0,00E+00
0,9	1,70E+00	1,67E+00	1,56E+00	0,00E+00
1	2,29E+00	2,26E+00	2,11E+00	0,00E+00
$K_E$	1,25E+00			

Tableau D.15 : Nombre modulaire  $K_E$ , argile moyenne  $c = 50$  kPa et  $D/B = 30$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	1,18E+00	1,17E+00	1,13E+00	1,01E+00
0,1	1,36E+00	1,36E+00	1,34E+00	1,27E+00
0,2	1,45E+00	1,45E+00	1,43E+00	1,30E+00
0,3	1,44E+00	1,44E+00	1,39E+00	1,14E+00
0,4	1,37E+00	1,36E+00	1,30E+00	9,80E-01
0,5	1,21E+00	1,21E+00	1,15E+00	4,03E-01
0,6	1,03E+00	1,02E+00	9,64E-01	9,58E-01
0,7	6,75E-02	9,61E-02	3,33E-03	0,00E+00
0,8	1,33E+00	1,32E+00	0,00E+00	0,00E+00
0,9	1,44E+00	1,44E+00	1,38E+00	0,00E+00
1	1,77E+00	1,76E+00	1,69E+00	0,00E+00
$K_E$	1,29E+00			

Tableau D.16 : Nombre modulaire  $K_E$ , argile raide  $c = 150$  kPa et  $D/B = 10$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	1,36E+00	1,36E+00	1,32E+00	1,19E+00
0,1	1,32E+00	1,32E+00	1,32E+00	1,24E+00
0,2	1,22E+00	1,22E+00	1,19E+00	1,03E+00
0,3	1,23E+00	1,22E+00	1,16E+00	8,65E-01
0,4	1,25E+00	1,24E+00	1,15E+00	0,00E+00
0,5	1,24E+00	1,23E+00	1,10E+00	3,27E-01
0,6	1,12E+00	1,10E+00	9,08E-01	3,19E+00
0,7	0,00E+00	0,00E+00	-4,00E-01	2,17E+00
0,8	3,66E+00	3,58E+00	2,97E+00	1,83E+00
0,9	2,55E+00	2,52E+00	2,31E+00	1,37E+00
1	2,01E+00	1,98E+00	1,87E+00	4,12E-04
$K_E$	1,26E+00			

Tableau D.17 : Nombre modulaire  $K_E$ , argile raide  $c = 150$  kPa et  $D/B = 20$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	1,14E+00	1,14E+00	1,09E+00	9,66E-01
0,1	1,19E+00	1,19E+00	1,18E+00	1,11E+00
0,2	1,20E+00	1,20E+00	1,18E+00	1,05E+00
0,3	1,26E+00	1,26E+00	1,22E+00	9,54E-01
0,4	1,30E+00	1,30E+00	1,23E+00	0,00E+00
0,5	1,30E+00	1,29E+00	1,19E+00	3,41E-01
0,6	1,19E+00	1,17E+00	1,03E+00	1,31E+00
0,7	0,00E+00	0,00E+00	-1,93E+01	0,00E+00
0,8	2,43E+00	2,38E+00	2,05E+00	0,00E+00
0,9	2,25E+00	2,24E+00	2,10E+00	0,00E+00
1	2,61E+00	2,60E+00	2,47E+00	0,00E+00
$K_E$	1,14E+00			

Tableau D.18 : Nombre modulaire  $K_E$ , argile raide  $c = 150$  kPa et  $D/B = 30$

$\frac{K_R}{z/D}$	$K_R = 1$	$K_R = 0,1$	$K_R = 0,01$	$K_R = 0,001$
0	1,13E+00	1,12E+00	1,08E+00	9,58E-01
0,1	1,21E+00	1,21E+00	1,20E+00	1,15E+00
0,2	1,26E+00	1,27E+00	1,26E+00	1,16E+00
0,3	1,34E+00	1,35E+00	1,32E+00	1,11E+00
0,4	1,40E+00	1,39E+00	1,35E+00	9,45E-01
0,5	1,40E+00	1,38E+00	1,30E+00	-5,96E-02
0,6	1,27E+00	1,22E+00	1,12E+00	1,08E+00
0,7	-8,46E+00	-1,12E-01	-7,47E-02	0,00E+00
0,8	1,85E+00	1,74E+00	1,53E+00	0,00E+00
0,9	1,75E+00	1,69E+00	1,57E+00	0,00E+00
1	1,79E+00	1,77E+00	1,67E+00	0,00E+00
$K_E$	1,17E+00			