

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

**MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL**

**Spécialité : Géotechnique**

**PIEU ISOLE SOUS CHARGE AXIALE**

**Contribution à la détermination des paramètres de transfert  
de charge**

Soutenu par :

**ALI BACHIR Oussama**

Devant le jury composé de :

A.BOUAFIA	Professeur	USDB de Blida	Promoteur
M.Miles	Maître de conférences	USDB de Blida	Examineur
M.KHOUAOUCI	Maître assistant	USTHB d'Alger	Co-promoteur
K.Grine	Professeur	USDB de Blida	Président



BLIDA 2013



## ملخص:

تتمحور المذكورة حول تجميع لجل نظريات حساب قدرة الاحتمال و إنخماص الأعمدة بالإضافة لمقارنة نوعية لهاته النظريات فيما بينها, كما أنها تحتوي على دراسة نموذجية رقمية لأعمدة تحت تأثير قوة محورية عمودية رتيبية و مقارنة نتائج الدراسة مع النظريات السابقة . من أجل قياس قدرة التحمل العمودية للأعمدة, يوجد عدد معتبر من النظريات وهذا راجع لتأثر الأعمدة لكثير من العوامل .

الجزء الأول يحتوي على تجميع لكل نظريات قياس قدرة التحمل و إنخماص الأعمدة في التربة بالإضافة لمقارنة فعالية هذه الطرق فيما بينها. فاستنتجنا أن التجارب الميدانية أكثر نجاعة و أقرب لنتائج الواقع أما الجزء الثاني فقد قمنا بدراسة رقمية لأعمدة تحت تأثير قوة عمودية محورية من أجل معرفة تأثير متغيرات نقل الحمولة بقبالية انضغاط النظام عمود / تربة و نسبة طول العمود على قطره. فرأينا أن نتائجنا في حالة الرمل أن متغيرات نقل الحمولة لا تتأثر بمدى صلابة الأعمدة ولكن تتغير بتغير نسبة طول العمود على قطره. أما بالنسبة للصلصال فإن متغيرات نقل الحمولة كلها تتأثر ماعدا الإحتكاك الجانبي و قدرة الإحتمال على مستوى نهاية العمود. كما قمنا بمقارنة نتائجنا مع ما يوجد من نظريات , فوجدنا مطابقات مع بعض النظريات.

## Summary:

In order to graduate to geotechnical engineer master degree , this document was written, which focuses on a numerical study of single piles under vertical loads . The thesis is divided into two parts, a bibliographical part and a part dedicated to modeling, calculation and interpretation of results.

In the first part, we summed most of the methods for calculating the bearing capacity and settlement of piles, then we conducted some comparative studies with case studies. It was concluded that the in-situ methods are the most reliable, mainly SPT and CPT. In the second part, a numerical finite element modeling of a vertically loaded pile was carried out in order to see the variation of load transfer parameters ( $B_0, R_0, q_{slim}, q_l$ ) depending on the compressibility of the pile and slenderness. These load transfer parameters are not affected by the compressibility in the case of sand, while the opposite is true for clay where these parameters are dependent on the compressibility of the pile. On the other hand, the parameters  $B_0, R_0, q_l$  in the case of sand are affected by  $D / B$ , this applies to the saturated clay as well. We then compared our results with known methods for the calculation of load transfer parameters methods ,where we found concordance of  $q_l, q_{slim}$  for both the sand and clay with some methods. However, only the method of Cassan 1987 had a match with our values of  $B_0$  for the sand, other methods for the calculation of  $B_0$  and  $R_0$  for the two types of soils produce distant values compared with our results.

## Résumé :

En vue de l'obtention du diplôme en géotechnique cycle master, ce travail a été rédigé qui se focalise sur une étude numérique des pieux isolés sous charges axiales et monotones. La thèse est divisée en deux parties, une partie bibliographique et une partie dédiée à la modélisation, calcul et interprétation des résultats.

Dans la première partie, on a sommé la majorité des méthodes de calcul de la portance et tassement des pieux, puis on a réalisé des études comparatives avec des cas d'études. On a conclu, que les méthodes in situ sont les plus fiables, à savoir les méthodes des essais SPT et CPT. Dans la deuxième partie, une modélisation numérique par éléments finis d'un pieu chargé verticalement a été réalisée, afin de voir la variation des paramètres de transfert de charges ( $B_0$ ,  $R_0$ ,  $q_{slim}$ ,  $q_l$ ) en fonction de la compressibilité des pieux et leur élancement. Ces paramètres de transfert de charges ne sont pas affectés par la compressibilité dans le cas du sable, tandis que c'est l'inverse pour l'argile ou ces paramètres ont une dépendance de la compressibilité du pieu. Par contre, les paramètres  $B_0$ ,  $R_0$ ,  $q_l$  dans le cas du sable sont affectés par  $D/B$ , ceci va de même pour l'argile saturée. Ensuite, on a comparé nos valeurs avec des méthodes connues pour le calcul des paramètres de transfert de charges où on a trouvé des concordances pour les paramètres  $q_{slim}$  et  $q_l$  tant pour le sable que pour l'argile. En revanche, seule la méthode de Cassa 1987 a eu une concordance avec nos valeurs de  $B_0$  pour le sable, les autres méthodes pour le calcul de  $B_0$  et  $R_0$  pour les deux types de sols donnent des valeurs lointaines de nos résultats.

## REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je remercie dieu tout puissant de m'avoir donné cette grâce et d'avoir exaucé mon souhait d'atteindre ce niveau. Mais aussi, mes parents qui m'ont soutenus durant ce grand périple de carrière scolaire, sans leur aide je n'aurais pas pu être où je suis. Merci mère et merci mon père.

Je remercie aussi Mr. Bouafia de m'avoir donné cette chance, et tout son soutien pour réaliser cette thèse ainsi que ces nombreux conseils et orientations. Sans oublier Mr Khouaouci qui m'était d'un très grand coup de main, il était toujours présent en répondant à toutes mes questions. Je dit merci à Mr Sid Ali qui m'a aidé pour l'étude de la mosquée.

Je remercie aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont accordé en acceptant de juger mon mémoire, et dont la présence donne une dimension supplémentaire à ce travail.

Mes remerciements s'adressent aussi à tout le personnel de l'institut de Génie Civil de l'université de Saad Dahleb de Blida, pour leurs aides précieuses et leurs disponibilités qu'ils m'ont toujours accordées.

Finalement, mes amies et mes collègues de la promotion 2001, trouvent ici, l'expression de ma vive et sincère reconnaissance.

## TABLE DES MATIERES

RESUME	2
REMERCIEMENTS	3
TABLE DES MATIERES	4
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	6
INTRODUCTION GENERALE	10
CHAPITRE I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	13
I.1 Définition et historique.	11
I.2 Notions de ligne de rupture des pieux.	14
I.3 Modes de fonctionnement et particularités des pieux.	17
I.4 Classification des pieux.	19
I.5 Préambule sur la portance des pieux.	20
I.6 Méthodes de calcul de la capacité portante et tassement d'un pieu chargé axialement.	23
I.7 Etude comparative des méthodes de calcul de la portance axiale d'un pieu isolé.	82
CHAPITRE. II PRESENTATION DE PLAXIS	95
CHAPITRE.III MODELISATION NUMERIQUE PAR ELEMENTS FINIS	99
III.1 Introduction.	99
III.2 Description du modèle de chargement vertical d'un pieu.	100
III.3 Etude paramétrique dans un sol monocouche pulvérulent.	101
III.3.1 Présentation des résultats.	102
III.3.2 Interprétation des résultats.	107
III.4 Etude paramétrique dans un sol monocouche cohérents.	108
III.4.1 Présentation des résultats.	108
III.4.2 Interprétation des résultats.	113
III.5 Conclusions.	114
CHAPITRE IV : FORMULATION DES PARAMETRES DE TRANSFERT DE CHARGES	115
IV.1 Formulation du paramètre $B_0$ .	115

IV.2 Formulation du paramètre $R_0$ .	116
IV.3 Formulation du frottement latéral limite $q_s$ .	117
IV.4 Formulation de la résistance en pointe $q_l$ .	118
IV.5 Conclusions.	120
CHAPITRE V : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE	121
V.1 Résistance en pointe.	121
V.2 Frottement latéral limite.	122
V.3 Conclusions.	124
CHAPITRE VI : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DE TASSEMENT.	125
VI. paramètre $B_0$ .	125
VI. Paramètre $R_0$ .	126
Vi. Conclusions.	127
CONCLUSIONS GENERALES	129
ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS	130
ANNEXE B : LISTE DES SYMBOLES	152
LISTE DE REFERENCES	157





## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure I.1 : Schéma représentatif des différentes parties d'un pieu	13
Figure I.2 : Anciens mécanismes d'installation des pieux (Pileinfo.com)	14
Figure I.3 : Comparaison entre les mécanismes de rupture d'un pieu et une fondation superficielle	15
Figure I.4 : Mécanisme de rupture d'après Berezantzev 1961(Cassan 1978)	16
Figure I.5 : Mécanisme de rupture selon Mayerhof 1951	16
Figure I.6 : Mécanisme de rupture selon Vesic 1951.	16
Figure I.7 : Comparaison schématique entre les trois essais (Evgin et Fakharian 1996)	18
Figure I.8 : Organigramme de classification (Chikh I Sarr 2007)	20
Figure I.9 : Schéma représentatif de la portance des pieux.	21
Figure I.10 : Notion de charge critique $Q_c$ et charge ultime $Q_l$ .	22
Figure I.11 : Mécanisme de rupture selon TERZAGHI 1943.	23
Figure I.12 : (a) comparaison entre les valeurs de profondeur critiques, (b) Recommandation de IS 2911 pour la profondeur critique.	25
Figure I.13 : Identification de l'angle $\eta'$ d'après Janbu 1976.	44
Figure I.14 : Illustration des paramètres relatifs à l'essai pressiométrique (Moufida 2007)	47
Figure I.15 : Mécanisme de rupture Eslami et Fellenuis 1997 selon Shariatmadri et al 2008	63
Figure II.16 : Schéma représentatif de l'essai de chargement statique (Bouafia Ali 2009)	74
Figure II.17 : Coussin installé au dessus de la tête du pieu.	75
Figure II.18 : Essai hybridnamic 70 tonnes	75
Figure I.19 : Configuration du site de RAI (Samuel et al 1985)	82
Figure I.20 : Localisation des essais autour du pieu (Samuel et al 1985)	83
Figure II.1 : Vue sur le module input du pre-processus	96
Figure II.2 : Insertion des conditions aux limites du pre-processus	96
Figure II.3 : Aperçu du module de calcul	97
Figure II.4 : Module Output présentant plusieurs résultats.	98
Figure II.5 : Module Curves permettant de tracer les courbes	98
FigureIII.1 : Modèle de chargement adopté dans notre étude (Nabila yaich 2004)	100
Figure III.2 : Exemple du modèle étudié pour le cas de sable $D/B=10$	101
Figure III.3 : Déformation totale autour du pieu pour le sable $D/B=20$ , $K=5000$	106
Figure III.4 : Etat de contraintes de cisaillement $\tau_{xy}$ le long du pieu	106

Figure III.5 : Etat de contraintes verticales effectives $\sigma_{yy}$ autour du pieu pour le sable D/B=20 ,K=5000	107
Figure III.6 : Etat de déformation totale autour du pieu pour l'argile saturée D/B=20 , K=5000	112
Figure III.7 : Etat de contraintes de cisaillement $\tau_{xy}$ le long du pieu pour l'argile saturée D/B=20, K=5000	112
Figure III.8 : Etat de contraintes verticales effectives $\sigma_{yy}$ autour du pieu pour l'argile saturée D/B=20, K=5000	113
Graph I.1 : Réponse typique d'un essai de chargement sur un pieu foré.	21
Graph I.2 : évaluation du facteur $N_q$ en fonction de $\phi$	25
Graph I.3 : Graphe du facteur $\alpha$ en fonction de $\psi$	27
Graph I.4 : Graphe du facteur LF en fonction de l'élancement L/B	27
Graph I.5 : Variation de facteur $\alpha$ en fonction de $\psi$ (Randolph et Murphy1985)	28
Graph I.6 : Variation du coefficient $\beta$ en fonction de la longueur L du pieu	30
Graph I.7 : Variation du coefficient $\lambda$ en fonction de la longueur du pieu.	31
Graph I.8 : Variation de $\alpha$ en fct de $\psi$ selon API 2	32
Graph I.9 : Variation de $F_{lim}$ pour les argiles très plasitiques surconsolidés	33
Graph I.10 : Variation $F_{lim}$ et $q_{plim}$ en fonction de l'angle de frottement interne de l'interface.	34
Graph I.11 : Variation de $N_q$ en fonction de $\phi$ .( Pierre le Tirant 1991)	36
Graph I.12 : variation de $N_{qd}$ en fonction de $\phi_d$ (DNV 1980)	40
Graph I.13 : $N_q$ en fonction du rapport L/D d'après Coyle et Costello 1981.	45
Graph I. 14: Variation de $q_f$ en fonction de $p_l^*$	48
Graph I.15 : Valeurs de f en fonction de $\beta_{SBP}$ dans le cas de pieux Battus ouvert à sa base (Becue et al 1986)	48
Graph I.16: Valeurs de f en fonction de $\beta_{SBP}$ dans le cas d'un pieu Battus obturé à sa base. (Becue et al 1986)	49
Graph I.17 : Valeurs de $K_{SBP}$ en fonction de $\beta_{SBP}$ (Becue et al 1986)	50
Graph I.18 : Correction des valeurs de $q_c$ d'après Ruiter et al 1979.	54
Graph I.19: Variation de $\alpha_c$ en fonction du frottement latéral d'un essai CPT	56
Graph I.20 : Variation de $\alpha_s$ en fonction du rapport D/B (Schmertman 1975).	56
Graph I.21: Réponse typique d'un coup de mouton d'un PDA selon Ariel Perez 1998	67
Graph I.22 : a et b : réponse d'un pieu travaillant en pointe ou par frottement. c : somme des 2 modes de fonctionnement	70

Graph I.23 : Détermination de la portance d'après la méthode de Chin 1970(Chin Jia 2011)	71
Graph I.24 : Réponse d'un chargement selon la méthode de Davidson 1972(Baligh et al)	71
Graph I.25 : Tassement du pieu en fonction de la charge Q	72
Graph I.26 : Tassement du pieu pour chaque charge en fonction de log de temps	73
Graph I.27: Pente de la courbe de chargement $\bar{\alpha}$ en fonction de chaque charge .	73
Graph I.28: Comparaison entre temps de chargement d'un essai statnamic et hybridnamic.	76
Graph I.29 : Courbe de résistance en fonction du tassement.	76
Graph I.30: Variation de la portance en pointe en fonction du tassement	80
Graph I.31 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du tassement	80
Graph I.32 : Profils pénétrométrique de l'essai CPT. (Samuel et al 1985)	83
Graph I.33 :Profil de l'essai SPT (Samuel et al 1985)	84
Graph I.34 : Courbe de chargement de l'essai de chargement statique	85
Graph I.35 : Comparaison des résultats des essais SPT (Cas d'étude de l'ESOPT II)	86
Graph I.36 : Comparaison des résultats des essais CPT ( Cas d'étude de l'ESOPT II)	86
Graph I.37 : mobilisation des contraintes de cisaillement et de pression en pointe	87
Graph I.38 : différents courbes pénétrométrique et SPT ainsi que pressiometre	88
Graph I.39 : Comparaison entre les méthodes classiques dans le cas de San Fransisco	89
Graph I.40 : Comparaison entre les méthodes CPT dans le cas de San Fransisco	90
Graph I.41 : Comparaison entre les méthodes SPT dans le cas de San Fransisco	90
Graph I.42 : ajustement hyperbolique pour la détermination de la résistance ultime avec Origine 8	91
Graph I.43 : Comparaison des méthodes classiques dans le cas de la mosquée d'Alger(SC91)	92
Graph I.44 : Comparaison des méthodes SPT + pressiometre dans le cas de la mosquée d'Alger.(SC91)	92
Graph I.45 : comparaison des résultats pressiométrique et classiques dans le cas de la mosquée ( SC71).	93
Graph I.46 : Comparaison entre les résultats des méthodes classique dans le cas de la mosquée d'Alger Sc65.	94
Graph III.1 : Courbe typique de transfert de charge $\tau(U_y)$ donnant B0 dans le cas de sable (D/B=20 K=5000)	102
Graph III.2 : Courbe typique de transfert de charge B0(Z) dans le cas de sable(D/B=20 K=5000)	103

Graph III.3 : Courbe typique de chargement/tassement de la pointe donnant $R_0$ dans le cas de sable ( $D/B=20$ $K=5000$ )	103
Graph III.4 : Courbe de chargement tassement en tête du pieu dans le cas de sable ( $D/B=20$ $K=5000$ )	104
Graph III.5 : Variation du rapport $R_0/E_s$ en fonction de $K$ pour le sable $D/B=20$	104
Graph III.6 : Variation du facteur $\beta$ en fonction de $Z$ pour le sable $D/B=20$ , $K=5000$	105
Graph III.7 : Courbe typique de transfert de charge $\tau(U_y)$ donnant $B_0$ dans le cas de l'argile saturée ( $D/B=20$ $K=5000$ )	108
Graph III.8 : Courbe de transfert de charge $B_0(Z)$ dans le cas de l'argile saturé ( $D/B=20$ $K=5000$ )	109
Graph III.9 : Courbe typique de chargement/tassement de la pointe donnant $R_0$ dans le cas de l'argile saturée ( $D/B=20$ $K=5000$ )	109
Graph III.10 : Courbe de chargement tassement en tête du pieu dans le cas de l'argile saturé ( $D/B=20$ $K=5000$ ).	110
Graph III.11 : Variation du rapport $R_0/E_s$ en fonction de $K$ pour l'argile saturée $D/B=20$	110
Graph III.12 : Variation de facteur $\beta$ en fonction de $Z$ pour l'argile saturée $D/B=20$ , $K=5000$	111
Graph IV.1 : Formule de la courbe $B_0.B/E_s=f(D/B)$ pour le sable	115
Graph IV.2 : Variation de $R_0/E_s$ en fonction de $D/B$ pour le sable.	116
Graph IV.3 : Variation de $q_{sim}(z)/\sigma_{v0}(z)$ en fonction de $D/B$ pour une argile saturée.	118
Graph IV.4 : Variation de $N_q$ en fonction $D/B$ pour le sable	119
Graph IV.5 : Variation de $q_i/\sigma_{v0}(D)$ avec l'élancement pour l'argile saturée	119
Graph V.1 : Comparaison entre les valeurs $N_q$ .	122
Graph V.2 : Comparaison des valeurs de $\beta$ calculés pour le sable	123
Tableau I.1 : Critères de classification des pieux (Bakkour Azzedine 2008)	19
Tableau I.2 : Types de pieux utilisés selon la nature du sol (Bakkour Azzedine 2008)	19
Tableau I.3 : Valeur typique de $I_r$ suivant la nature du sol.	26
Tableau I.4: Recommandations des paramètres d'après l'API 1991	35
Tableau I.5 : Résultats et recommandations selon l'API 1991	37
Tableau I.6 : Coefficient $\gamma_f$ pour les différents cas de chargement	38
Tableau I.7 : Tableau donnant la variation de $\alpha$ en fct de $C$	41
Tableau I.8 : $N_q$ en fonction du type de pieu et angle de frottement $\phi$	41
Tableau I.9 : Valeurs de $K$ pour différents types de pieux	41

Tableau I.10 : variation des paramètres en fonction de $\eta'$ et $\phi$	44
Tableau I.11 : Valeurs typique des roches	46
Tableau I.12 : Evaluation du facteur de portance pressiométrique.	47
Tableau I.13 : Valeurs de $\beta_{SBP}$ d'identification de sol (Becue et al 1986)	49
Tableau I.14 : Valeurs de $N_s$ et $F_{lim}$ selon les configurations (Bustemante et al 1981)	51
Tableau I.15 : Valeurs de portance pénétrométrique	52
Tableau I.16 : Valeurs de $q_f$ (Bouafia Ali 2009)	53
Tableau I.17 : Facteurs empiriques de la méthode de Tumay et Fakhroo (Hani et Mourad 1999)	57
Tableau I.18 : Valeurs de $\alpha_s$ fonction du type de sol selon Tumay et Fakhroo (Hani et al 1999)	57
Tableau I.19 : Valeurs de $K_b$ selon Philipponnat (Hani et Mourad 1999).	58
Tableau I.20 : Valeurs de $F_s$ selon Philipponnat (Hani et Mourad 1999)	59
Tableau I.21 : Méthodes de conception par l'essai SPT selon Kudmetha et Dey 2012	60
Tableau I.22 : les valeurs de $N_{cor}$ en fonction de la densité relative $Dr\%$ .	61
Tableau I.23 : Méthodes du facteur de correction $C_n$ selon Kudmetha et al 2012	62
Tableau I.24 : Valeurs de $C$ selon le cas rencontré (Chin Jia 2012)	65
Tableau I.25 : Valeurs de $\eta$ selon Civil Engineering Code 1953	66
Tableau I.26: Méthodes dynamiques alternatives selon Hal Hunt 1979	69
Tableau I.27 : Méthodes d'interprétation d'un pieu non instrumenté (Bouafia Ali 2009)	74
Tableau I.28 : Résultats des essais SPT pour le cas de l'ESPOT II SC71.	86
Tableau I.36 : comparaison des résultats classiques dans le cas de la mosquée SC65.	94
Tableau III.1 : Variation de $B_0 \cdot B/E_s$ en fonction de $D/B$ et $K$ pour le sable.	105
Tableau III.2 : Variation de $q_l/\sigma_v(D)$ en fonction de $D/B$ et $K$ pour le sable	105
Tableau III.3 : Variation de $R_0/E_s$ en fonction de $K$ et $D/B$ pour le sable	106
Tableau III.4 : Variation de $B_0 \cdot B/E_s$ en fonction de $D/B$ et $K$ pour l'argile	111
Tableau III.5 : Variation de $q_l/\sigma_v(D)$ en fonction de $D/B$ et $K$ pour l'argile	111
Tableau III.6 : Variation de $R_0/E_s$ en fonction de $K$ et $D/B$ pour l'argile	112
Tableau IV.1 : Variation de $B_0 \cdot B/E_s$ pour l'argile saturée	116

Tableau IV.2 : Variation de $R_0/E_s$ dans le cas de l'argile saturée.	117
Tableau V.1 : Valeurs $N_q$ dans la littérature suivant le cas étudié de sable	121
Tableau V.2 : Valeurs de $\beta$ calculés d'après d'autres méthodes	123
Tableau V.3 : Comparaison entre les différents méthodes de calcul $qs(z)/\sigma_{v0}(z)$	124
Tableau VI.1 : Comparaison entre les méthodes de calcul de $B_0.B/E_s$ pour sable	125
Tableau VI.2 : Comparaison entre les méthodes de calcul de $B_0.B/E_s$ pour l'argile.	126
Tableau VI.3 : Comparaison entre les méthodes de calcul de $R_0$ pour le sable	126
Tableau IV.4 : Variation de $R_0/E_s$ en fonction de K et D/B pour l'argile.	127

## INTRODUCTION GENERALE

Le dimensionnement d'une fondation superficielle est relativement facile comparé aux fondations profondes (pieux), ceci est dû essentiellement à la fiche importante que présentent ces derniers, mais aussi la dominance de plusieurs facteurs sur le comportement ces derniers, d'où la variété très importante de méthodes présentes en littérature géotechnique. Chaque méthode suit un raisonnement propre à elle-même, donnant ainsi une divergence des résultats obtenus. Or, l'ingénieur géotechnicien est toujours forcé d'adopter plusieurs méthodes avant d'éjecter une décision définitive sur les dimensions du pieu.

On peut ainsi citer les œuvres de Meyerhof 1961 et Vesic 1977, mais aussi le règlement de l'API (Américan Petroleum Institut) qui utilisent des méthodes basées sur la cohésion et l'angle de frottement du sol. En revanche, et d'après la littérature et le DTU 13.12, ces méthodes sont souvent douteuses. Dans un autre onglet, il existe les méthodes empiriques basées sur l'essai SPT, CPT. Ces méthodes se présentent comme étant très fiables et sont les plus utiliser. Entre autres, les méthodes dynamiques sont des alternatives souvent utilisées, sans oublier les essais de chargement très couteux mais plus sure. Au final, la méthodologie numérique se présente comme très prometteuse. Dans ce contexte, Yaich Achour (2004) a effectué une modélisation numérique par éléments finis d'un pieu chargé verticalement. Elle utilisa le logiciel SAP 2000 qui ne présente que le comportement élastique linéaire, mais ses recherches ont permis d'obtenir le premier modèle étudié dans notre thèse ainsi que sa configuration géotechnique et géométrique. Yaich étudia la variation des paramètres de transfert de charges en fonction de la compressibilité  $K$  et l'élancement  $D/B$  pour la formulation de ces derniers. Puis, vint Khouaouci (2010) est a repris son travail par logiciel Plaxis et modèle Mohr Coulomb, ainsi qu'une modélisation dynamique du modèle étudié. Khouwawci n'a pas pu étudier la variation des paramètres de transfert de charges. Notre Thèse comporte six chapitres :

1. Réalisation du premier chapitre regroupant les méthodes de calcul de portance et de tassement d'un pieu chargé verticalement. En outre , on présentera trois études comparatives des méthodes de conception d'un pieu chargé axialement pour trois cas d'études réels afin de tirer des conclusions sur l'efficacité ou non de certaines méthodes.
2. Un deuxième chapitre mentionnant une présentation du logiciel Plaxis utilisé pour la modélisation.
3. Le chapitre trois présentera le modèle étudié pour notre modélisation ainsi que les résultats obtenus, qui seront interpréter, pour arriver à des conclusions sur la variation des paramètres de transfert de charges  $B_0$ ,  $R_0$ ,  $q_l$ ,  $q_s$  en fonction de la rigidité d'interface  $k$  et l'élancement  $D/B$ .

4. Le quatrième chapitre vise à formuler les différents paramètres selon les résultats obtenus.
5. Le cinquième et sixième chapitre, mentionnera des études comparatives de nos valeurs avec ceux obtenus par les méthodes conventionnelles dans la littérature.



## CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### I.1) Définition et historique :

Un pieu est un élément structural élancé très souvent de section circulaire mais peut être de section carré, il appartient à la famille des fondations profondes regroupant les puits, les caissons, et les parois moulées porteuses. Généralement, le rapport de la profondeur d'ancrage  $D$  sur le diamètre du pieu  $B$  est comme suit :

$$D/B \geq 10$$

-Riley et al 1988 définissent le pieu comme étant des fondations ayant une longueur au-delà de 3 m ou sa capacité de transférer la charge au substratum n'est pas affectée par modification de conditions en surface. Le rôle principal des pieux est de transférer la charge de l'ouvrage à une couche de sol en profondeur beaucoup plus résistante que les couches en surface , cependant , les pieux doivent résister aux efforts de pousser latérales des terres et justifier les critères des états à ELU et ELS . En effet, la stabilité de l'ensemble sol/structure doit être vérifiée selon tous les cas possibles comme décrit dans l'Eurocode 7 :

- Rupture du pieu par battage.
- Résistance à la traction ou compression insuffisante du pieu.
- Rupture du terrain par chargement latéral et rupture combinée avec le pieu.
- Tassement excessif, ou capacité portante des pieux insuffisante.
- Vibrations inadmissibles.

Un pieu est généralement fabriqué à partir du bois, de béton armé, ou acier et parfois de matières composites comme l'union entre le bois et le béton armé pour des raisons économiques. Les parties des pieux et leur terminologie sont décrites dans la figure I.1, avec en haut la tête dite en anglais « head » qui assure le relais de la charge parfois par le biais d'une semelle de répartition , mais aussi le fut, tronçon intermédiaire entre la tête et la pointe nommé usuellement « shaft » par les anglophones qui sert de siège de transmissions des charges latéraux, et au final la pointe dite « tip of pile » qui transmet la charge à la couche porteuse.

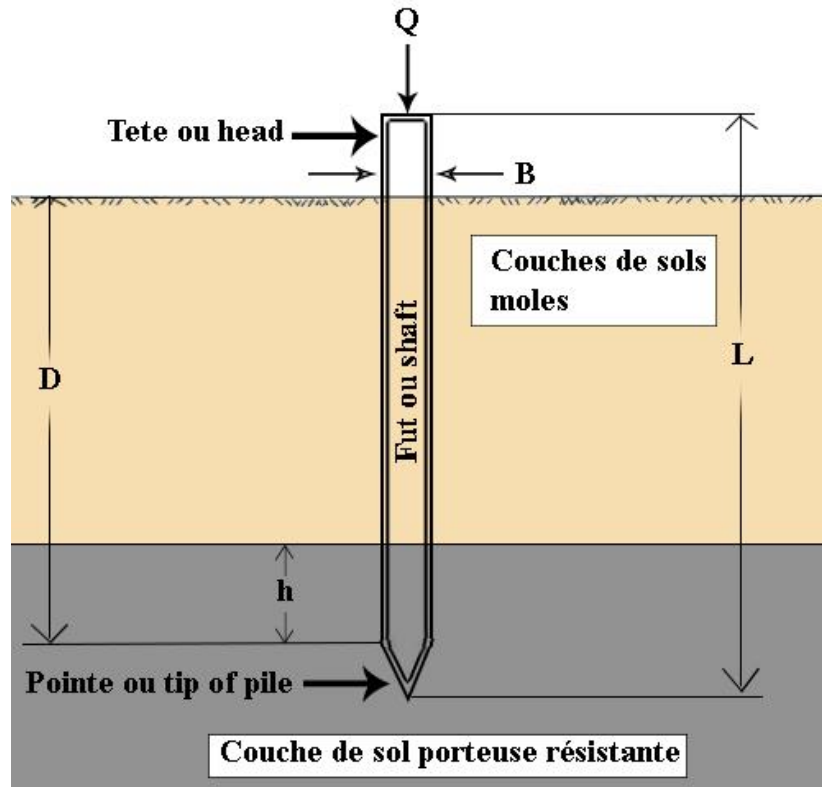


Figure I.1 : Schéma représentatif des différentes parties d'un pieu

B : Diamètre du pieu. (m)

Q : Charge vertical transmise à la tête du pieu. (KPA)

L : Longueur total du pieu. (m)

D : Fiche du pieu dans le sol. (m)

H : hauteur d'ancrage du pieu dans la couche porteuse(m).

Il est important de noter que le pieu est identifié aussi par l'aire de la section de sa tête notée  $A_s$  mais aussi l'aire de la section de sa pointe noté  $A_p$ . La longueur des pieux peut atteindre les 80 mètres pour un diamètre maximal de 3 mètres, mais peut aussi excéder les 120 mètres suivants des procédés modernes et surtout pour les installations maritimes, avec un diamètre usuelle de 1.5 mètres. L'utilisation des pieux est très fréquente pour les ponts, station pétrolière maritime, des murs sur pieux et récemment dans le domaine de la géothermie. D'autres parts, les pieux sont utilisés dans le cas de :

- Sols en surface très compressibles.
- Niveau de substratum relativement près de la surface offrant une solution économique.
- En présence de sols gonflants ou de nature susceptibles à l'effondrement comme le cas des dépôts éoliens.

- Dans le cas de soulèvement des fondations superficielles conséquence d'une poussée d'eau

Historiquement, l'utilisation des pieux est très ancienne datant de l'ère préhistorique dû au fait de la proximité des villages aux lacs et écoulements de rivières, les pieux utilisés auparavant étaient construits à partir du bois et battus par des moyens primitifs décrites par le schéma 1.2.2. Les romains ont bâti des viaducs, ponts et maisons sur des pieux, citant par exemple, un pont à travers la rivière du Tiber à Rome en 1620 avant j.c, et aussi les cités de Venise et Ravenna construites sur des pieux en bois en l'an 100 avant j.c. Ils étaient les premiers à construire un pont sur le Thames river à London en l'an 60 après j.c. Au final, le cirque français Arles a été bâti en 148 après j.c d'où l'excellente qualité des pieux utilisées à l'époque.

En 1740 Christoffoer Polhem a inventé des équipements de battage ressemblant aux équipements de nos jours, ceci dit, les pieux en acier n'ont été inventés qu'au début du 19<sup>ème</sup> siècle. Ce n'est qu'en 1845 qu'un marteau actionné par un moteur de vapeur a été inventé par Nasmyth, d'autre part, le San Francisco Ferry building a été réalisé sur pas moins de 5000 pieux de bois rouges avec un diamètre de 14 pouces pour 25 mètres de longueur dans de la boue. Enfin en 1900, les premiers pieux en béton armé ont été construits. Dès lors, le progrès dans ce domaine a rapidement évolué conséquence d'un besoin urgent sollicité par les citoyens afin de bâtir des ouvrages dans des sols de faibles portances et pour des charges très lourdes.

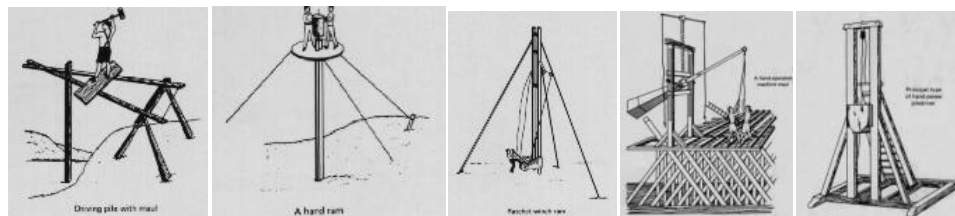


Figure I.2 : Anciens mécanismes d'installation des pieux (Pileinfo.com)

## I.2) Notions de ligne de rupture des pieux :

Rappelons ici, que le mécanisme de rupture d'une fondation superficielle a été introduite pour la première fois par Prandtl 1920 d'où l'élaboration de la fameuse loi de triple N, dite équation de la capacité portante. L'expérience de Prandtl c'est basé sur la théorie de résistance plastique d'un métal subissant un chargement par le biais d'un cône faisant pression sur sa surface. L'équation a été améliorée par Fellenius 1926 en prenant en compte la loi de Mohr Coulomb puis vient Terzaghi en 1943 donnant naissance à la fameuse équation de la capacité portante des fondations telles qu'on la connaît. Cependant, le premier schéma qui définissait la ligne de rupture d'une fondation superficielle a été illustré par Terzaghi (Figure I.3). La figure décrit une région

immédiatement sous la fondation nommée coin rigide qui refoule le sol latéralement provoquant ainsi un soulèvement des de cotés.

En revanche, dans le cas des pieux 3 régions distinctes sont visibles à savoir :

- Région 1 limitée par la ligne de glissement EFG correspond au frottement latéral le long du fut, dans cette zone le milieu est en quasi butée.
- Région 2 limitée par la ligne de glissement OCFE correspond à l'effort en pointe, le milieu ici est en butée.
- Les régions 3 et 4 au delà des lignes de glissements, sont en équilibre pseudo plastique.

La figure I.3 ci-après affiche une comparaison entre les deux mécanismes de rupture identifiés pour les fondations superficielles et profondes.

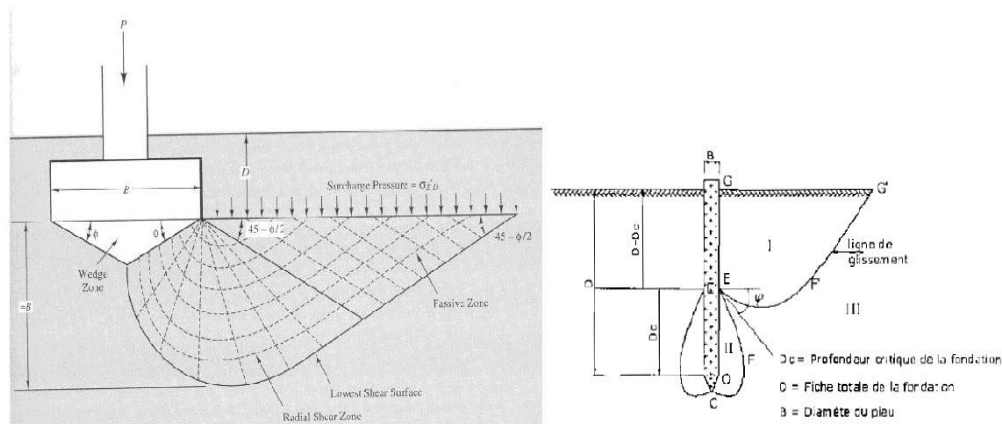


Figure I.3 : Comparaison entre les mécanismes de rupture d'un pieu et une fondation superficielle par (Terzaghi à gauche, à droite Herminier 1967)

D'autres parts, Berezantzev 1961 croit que le mécanisme de rupture pour un pieu se traduit par que des lignes de glissement en dessous de la pointe qui sont des spirales logarithmiques limités horizontalement par le plan de la base, et que la surface des les lignes est un cylindre concentriques de rayon  $R_0$ . Ainsi, le volume du sol enfermé dans cette surface subit des tassements qui se traduisent par une contrainte de cisaillement  $\tau$  décrite par l'équation:

$$\tau = \sigma_h \operatorname{tg} \varphi$$

$\varphi$  : Angle de frottement du sol.

$\sigma_h$ : Contrainte horizontale à la profondeur  $Z$ .

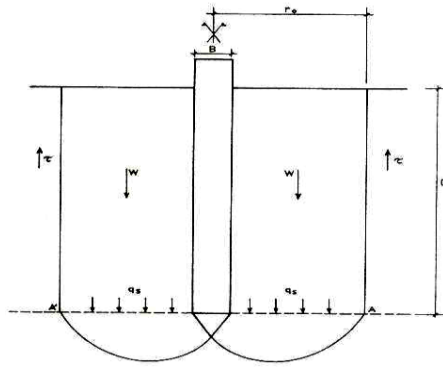


Figure I.4 : Mécanisme de rupture d'après Berezantzev 1961(Cassan 1978)

Mayerhof 1951 pensait que le critère de rupture pour un pieu est représenté tel que définit par la figure 1.5. Or, la zone ABC est en équilibre surabondant tandis que les zone BEG et ADF symbolisent le retournement des lignes de glissement vers le fut étant des zones plastiques.

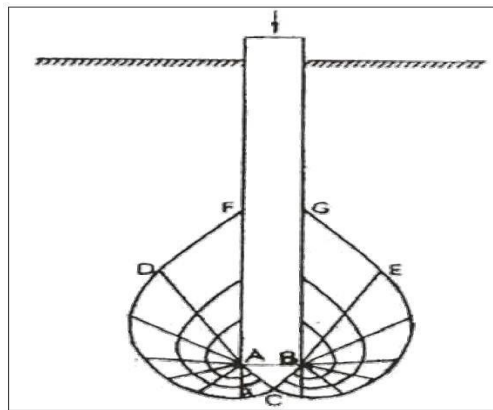


Figure I.5 : Mécanisme de rupture selon Mayerhof 1951

Dans cette thématique, Visic 1967 estime aussi qu'une zone immédiatement en dessous de la pointe est en équilibre surabondant comme si elle faisait partie de la fondation, tandis qu'un poinçonnement se matérialise en dessous de la fondation comme montré dans la figure I.6 qui se produit quelque soit l'indice de densité du sol, et pour un rapport de longueur du pieu L sur le diamètre B supérieur ou égale à 4.

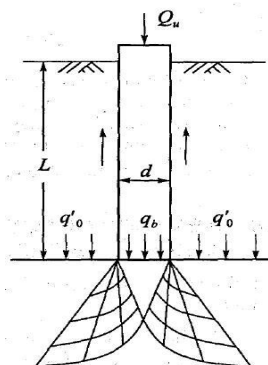


Figure I.6 : Mécanisme de rupture selon Vesic 1951.

### **I.3) Modes de fonctionnement et particularités des pieux :**

-Le fonctionnement d'un pieu diffère de celui d'une fondation superficielle, primordialement par sa fiche relativement longue provoquant ainsi un frottement latéral le long du fut. De ce fait, deux modes de fonctionnement des pieux existent, on se propose de traiter chaque mode à part même si en réalité les deux modes coexistent en union :

#### **I.3.1) Pieux travaillant en pointe :**

Dans ce cas, le chargement est transmis intégralement au sol par le biais de la base de la fondation à savoir la pointe (Das 2007). Ce type de pieux est communément utilisé dans le cas de sols ne mobilisant que peu de frottement latéral au périmètre du pieu comme le cas de sols argileux, ils dérivent la plus parts de leurs résistances au cours de la pénétration par battage qui induit une densification du sol en dessous.  $Q_p$  étant la capacité portante mobilisée au niveau de la pointe du pieu. Ce type de pieux entre dans la catégorie de pieux battus qui sera l'objet du prochain paragraphe. Au final, la résistance en pointe est influencée par le type de pieu utilisé et le sol en question.

#### **I.3.2) Frottement latéral :**

L'autre mode de transfert des charges se traduit par le développement d'une contrainte de cisaillement  $\tau(z)$  à l'interface sol/pieu, à cause du tassement relatif du pieu par rapport au sol provoquant ainsi, un frottement dit latéral. Dans ce cas, le frottement est considéré comme positif et le pieu est sollicité en compression. Il est important de noter que ce mode de fonctionnement est très prononcé dans le cas de sols pulvérulents comme le cas d'un sable pure, et qu'il est très caractéristique le long du fut. Plusieurs chercheurs ont essayés d'étudier l'interface sol/pieu à l'aide d'essais destinés pour cet objectif, citant ainsi l'essai de cisaillement à contrainte constante dit « CNC » par (Wernick 1978 ; Al-Douri et Poulos 1991 ; Tabucanon et Airey 1992 ; De Gennaro 1999 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005) .L'essai à volume constant « VC » (Schlosser et Guilloux 1981 ; Lerat 1996) ou l'essai de rigidité normale constante « RNC » (Johnston et al. 1987 ; Hoteit 1990 ; Evgin et Fakharian 1996 ; Ghionna et Mortara 2002). Notant que la rigidité dans la direction normale  $K(Kpa)$  est définie comme étant le rapport de l'équation (Boulan et al) 1988:

$$K = \frac{\Delta \sigma' n}{\Delta U n}$$

Avec  $\Delta\sigma'_n$  : Variation de la contrainte effective normale. (Kpa)

$\Delta U_n$  : Variation de la déformation à une direction normale perpendiculaire à l'interface. (Mm)

Ci-joint une description des conditions pour chaque essai :

- L'essai CNC(a) : contrainte normale constante avec  $K=0$ ,  $\Delta\sigma'_n=0$  et  $\Delta U_n \neq 0$
- L'essai VC (b): Volume constant avec  $K=\infty$ ,  $\Delta\sigma'_n \neq 0$  et  $\Delta U_n=0$
- L'essai RNC(c) : Rigidité normale constante avec  $K=cte$ ,  $\Delta\sigma'_n=cte$  et  $\Delta U_n \neq cte$

La figure I.3.2 représente les trois essais (Evgin et Fakharian 1996)

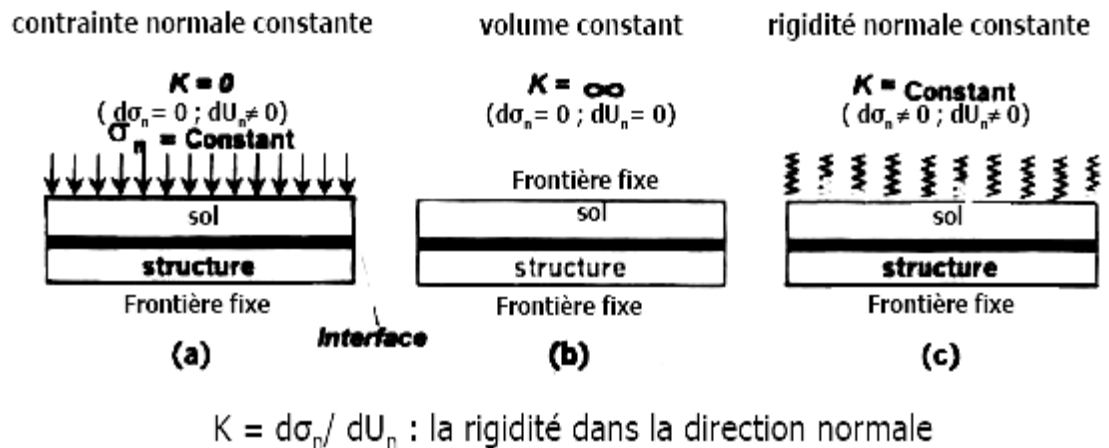


Figure I.7 : Comparaison schématique entre les trois essais d'interfaces (Evgin et Fakharian 1996)

L'essai élu le plus crédible est celui de RNC (S. D'Aguiar et al 2008,) du fait qu'il représente parfaitement les conditions de l'interface sol/pieu, autrement dit, la région du sol mobilisée en traction ou en compression par l'inclusion du pieu et qui développe le frottement latéral se trouve gênée par la masse de sol qui l'entourent lors de sa dilatance. Ceci cause une augmentation de la contrainte normale d'où le nom du phénomène de dilatance confinée. Ce comportement tel que représenté dans la figure I.7 assimilable à une série de ressorts de rigidité  $K$ , qui schématise le confinement développé par la région de sol responsable du phénomène de dilatance confinée. D'un autre point de vue, (Boulon 1988 ; Hassan 1995 ; Fakharian et Evgin 2000 ; Ghionna et Mortara 2002) sont mis d'accord sur le fait que les autres essais à savoir VC et CNC sont des chemins de cisaillement extrêmes contrairement à l'essai RNC (Imen Said 2006). Cet argument peut être défendu par le simple fait que, l'essai VC empêche les déplacements normaux de ce fait la contrainte normale tend à augmenter ou diminuer en relation avec la contractance ou dilatance du sol au voisinage de l'interface, tandis que, pour l'essai CNC l'interface tend à se contracter ou se dilater librement. . (Imen Said 2006)

Jardine et al (1993) ont réussi à prouver que les résultats de l'essai de rigidité normale constante concordent avec ceux des tests en vraie grandeur de pieux, principalement du fait que les chemins de contraintes pris lors de l'essai ( $\tau, \sigma'_n$ ) et les tests en question sont presque similaires.

#### I.4) Classification des pieux :

Les pieux peuvent être classifiés selon plusieurs critères, que ce soit selon le matériau constitutif, le mode d'installation dans le sol, la géométrie.

Tableau I.1 : Critères de classification des pieux (Bakkour Azzedine 2008)

Classification selon	Type de pieu
Mode d'installation	battu, foré, tubé, vissé, moulé
Nature de matériau	acier, béton, bois, béton précontraint
Géométrie et forme	vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné
Rigidité	long (flexible), court (rigide)
Type de structures	tour, machinerie, bâtiment
Déplacement du sol	subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement
Mode de fonctionnement	friction, pointe

Tableau I.2 : Types de pieux utilisés selon la nature du sol (Bakkour Azzedine 2008)

Nature du sol	Type de pieux	Références
Sol pulvérulent lâche	Pieu conique pour augmenter le frottement latéral	Hannigan <i>et al.</i> , 1998
Dépôt d'argile molle profonde	Pieu en béton à surface rugueuse pour augmenter l'adhésion et la vitesse de dissipation de pression interstitielle	Hannigan <i>et al.</i> , 1998
Sable lâche profond ou moyen dense	Section métallique type H-Pieu	Tomlinson, 1987
Dépôt de gros gravier	Pieu en béton précontraint dans le cas d'un battage prévu difficile. Section métallique type H-P et tubulaire à base ouverte sont utilisés mais souvent avec des longueurs plus longues	Hannigan <i>et al.</i> , 1998



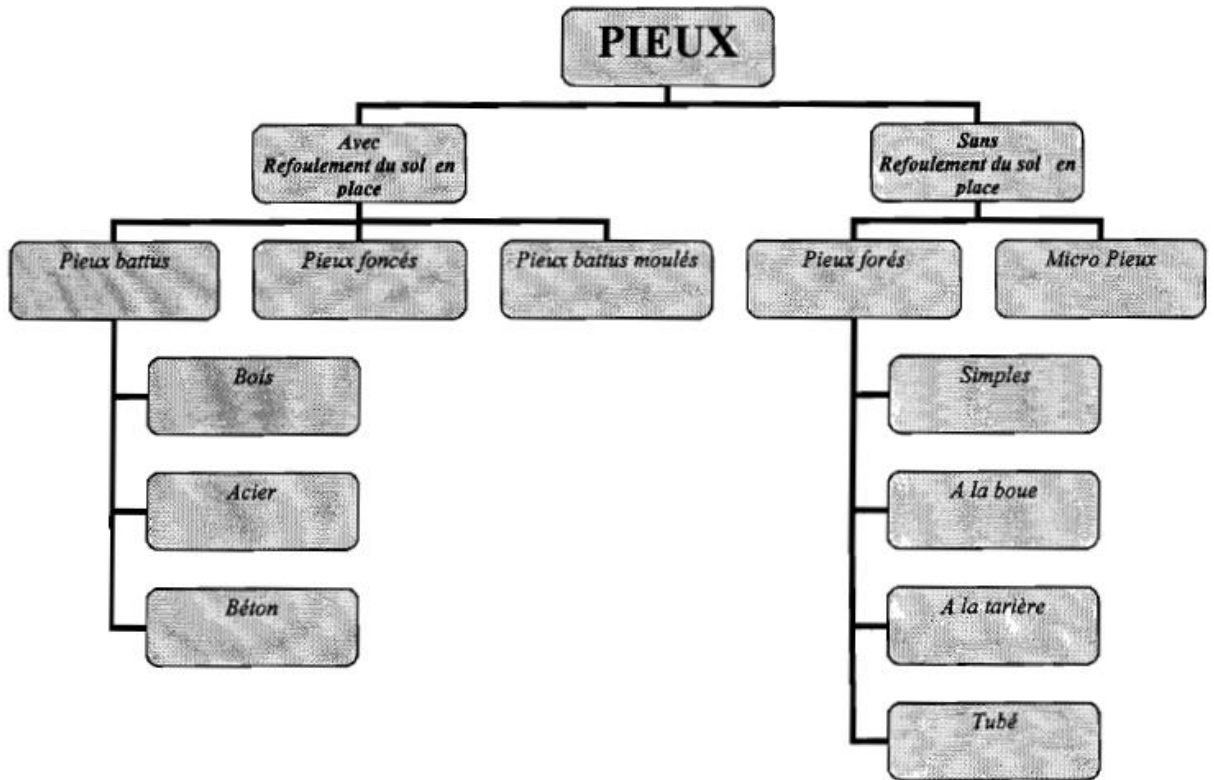


Figure I.8 : Organigramme de classification (Chikh I Sarr 2007)

### I.5) Préambule sur la portance des pieux :

La résistance au cisaillement d'un pieu est mobilisée par le frottement latéral et la portance au niveau de la pointe. On symbolise le frottement latéral par  $F$  qui est la sommation des efforts de frottements unitaires développés par chaque couche le long de sa hauteur :

$$Q_F = P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_{fi} = P \int_0^D q_s(z) dz$$

Avec :

$P$  : périmètre du pieu.

$h_i$  : hauteur de la couche.

$q_{fi}$  : frottement latéral unitaire de la couche  $i$  KPa

$q_s$  : Effort vertical développé le long du fut .

D'autre part, la résistance en pointe est dénommée  $Q_p$  et est formulé comme suit :

$$Q_p = A \cdot q_p$$

$A$  : étant la section droite du pieu.

Pour ainsi dire, la capacité portante ultime d'un pieu est la somme des deux termes :

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

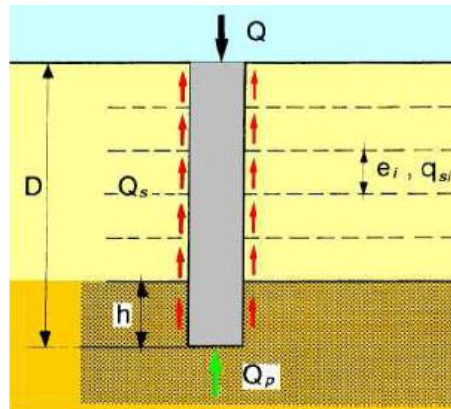
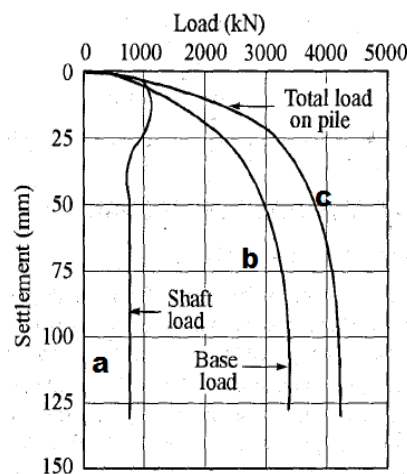


Figure I.9 : Schéma représentatif de la portance des pieux

Avec l'accroissement de la charge appliquée  $Q$  axialement, la résistance est donnée par la mobilisation du frottement latéral au niveau du fût jusqu'à la mobilisation totale. Et on aura besoin que de quelques millimètres pour atteindre ce stade. Ceci fait, la résistance en pointe intervient pour des charges encore plus grandes pour enfin atteindre le seuil ultime de rupture synonyme de tassement indéfinis, à noter que le comportement atteint à ce stade est plastique.

-Le graph I.1 (Tomlinson 1986) schématise la réponse au chargement d'un pieu chargé axialement jusqu'à la rupture, la courbe donne le tassement en fonction de la charge  $Q$  appliquée en tête du pieu. La courbe (a) donne la résistance au frottement latéral, la courbe (b) symbolise la résistance en pointe, la courbe (c) représente la courbe réel de chargement résultat de la sommation des deux courbes citées précédemment.



Graph I.1 : Réponse typique d'un essai de chargement sur un pieu foré. (Tomlinson 1986)

Il faut noter que, que la manifestation de l'état d'équilibre limite est usuellement considérée pour un tassement de 10% B, avec B étant le diamètre du pieu. Il est clair que la 1<sup>ère</sup> portion de la courbe totale de chargement est assimilable à une droite linéaire caractérisée par une pente, cette pente se voit attribuée un module nommé raideur initial du système sol/pieu ou  $K_{v0}$ . (qui sera l'objet d'une attention particulière dans la partie modélisation). Cette droite arrive à un point dit charge critique  $Q_c$  ou charge de fluage  $Q_{flu}$ , pour la quel le tassement en tête du pieu devient très rapide et ne se stabilise plus dans le temps. (Bouafia Ali 2009). En cas d'absence d'essais de chargement en vraie grandeur destiné à établir la courbe en question, le laboratoire LCPC offre les corrélations empiriques suivantes pour la charge critique :

Pieux ne refoulants pas le sol :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_f$$

Pieux refoulants le sol :

$$Q_c = 0.7Q_p + 0.7Q_f$$

La figure I.10 retrace les notes déjà cités. En outre, deux notions doivent être ajoutés : celles de la hauteur critique  $h_c$  et la profondeur critique  $D_c$ , étant respectivement, la hauteur qui correspond au retournement des lignes de rupture sur le fut et la profondeur pour la quelle la capacité portante n'augmente plus avec l'augmentation de la fiche D. (Bouafia Ali 2009)

Lors de l'installation du pieu, une contrainte résiduelle se développe à cause de la reconsolidation des sols argileux par dissipation interstitielle. Dans le cas d'un battage de pieu, les contraintes résiduelles provient de déformations provoquées, celle-ci continue à augmenter même après la dissipation interstitielle (Fellenius 2006).

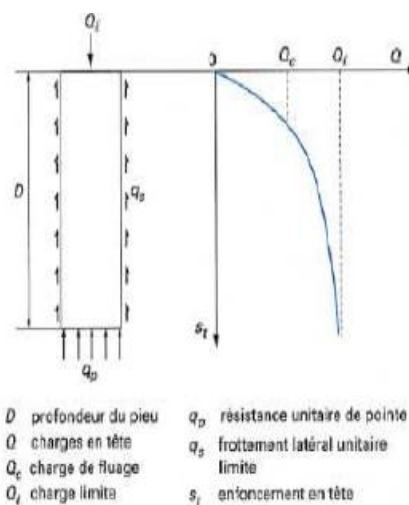


Figure I.10 : Notion de charge critique  $Q_c$  et charge ultime  $Q_l$

## I.6) Méthodes de calcul de la capacité portante et tassement d'un pieu chargé axialement :

On se propose de voir les différentes méthodes de calcul de la capacité portante , subdiviser en méthodes statiques , empiriques basées sur les essais in situ , dynamiques , et essais de chargement en vrai grandeur.

### I.6.1) Méthodes statiques (Théorie classiques des corps rigides-plastiques) :

Selon Bowles 2002, l'analyse statique consiste à étudier la portance des pieux en fonction des paramètres  $C$ ,  $\phi$ . Cependant, une divergence se présente en ce qui concerne l'utilisation des conditions non drainés (contraintes totales), ou contrainte effective lors du calcul. Ces méthodes consistent d'une part, à imaginer le pieu comme étant un corps infiniment rigide traversant un sol incompressible, homogène, plastique d'où la résistance au cisaillement au niveau de l'interface obéit à la fameuse formule de Mohr Coulomb, d'autre part, elle découpe l'équation de la portance en 2 termes de résistance en pointe et de frottement latéral. En revanche, les caractéristiques de dilatance et de compressibilité du sol sont à négliger.

#### I.6.1.1) Méthode de Terzaghi 1943 :

La figure I.11 suivante décrit le mécanisme de rupture comme prédit par Terzaghi 1943 (Yaich Achour 2004). Cependant, à ce temps Terzaghi ne connaissait pas la distribution des efforts le long du fut ainsi que le mécanisme de rupture sous le point. Terzaghi et Peck 1967 ont établie l'équation donnant la portance des pieux :

$$Q_u = 1.3 C . N_c + \gamma d . D . N_q$$

Avec :

$C$  : Cohésion du sol.

$N_c$  ,  $N_q$  ,  $N_\gamma$  : facteur de portance de cohésion, de la surcharge et de la fiche respectivement.

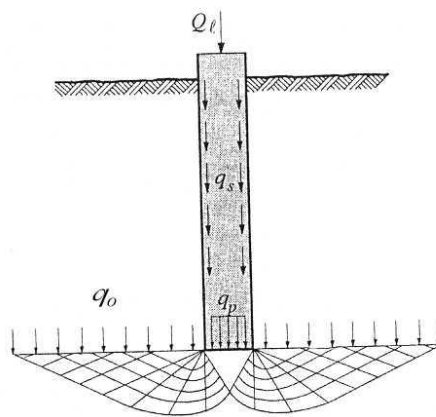


Figure I.11 : Mécanisme de rupture selon Terzaghi 1943.

### I.6.1.2) Méthode de Meyerhof 1951, 1976 :

Le mécanisme de rupture décrit par Meyerhof est schématisé dans la figure I.5 La formule établie en 1951 est comme suit(Nabila Yaich 2004) :

$$Q_u = C.N_c + K_p.\gamma.D. N_q + B/2.\gamma.D.N_\gamma$$

Avec :

$K_p$  : pression des terres latérales, qui est soit égale à 1 pour un sol dense ou 0,5 pour un sol lâche.

$B$  : diamètre du pieu.

Ceci dit, en 1976 Meyerhof a élaboré une autre formule pour calculer la portance d'un pieu dans un sol granuleux type sable par l'équation (Chin Jia 2011):

$$Q_p = A ( \sigma'_v ( N_q - 1) ) < A.Q_u$$

Avec comme condition  $Q_p < A.Q_u$ , et sachant que la portance dans un sable augmente jusqu'à un seuil  $L/D = (L/D)_{critique}$  ou elle devienne stable, et  $Q_u$  est définie par :

$$Q_u = 0.5 .P_a. N_q. \tan \phi = 50 N_q \tan \phi$$

$P_a$  : pression atmosphérique = 100KN

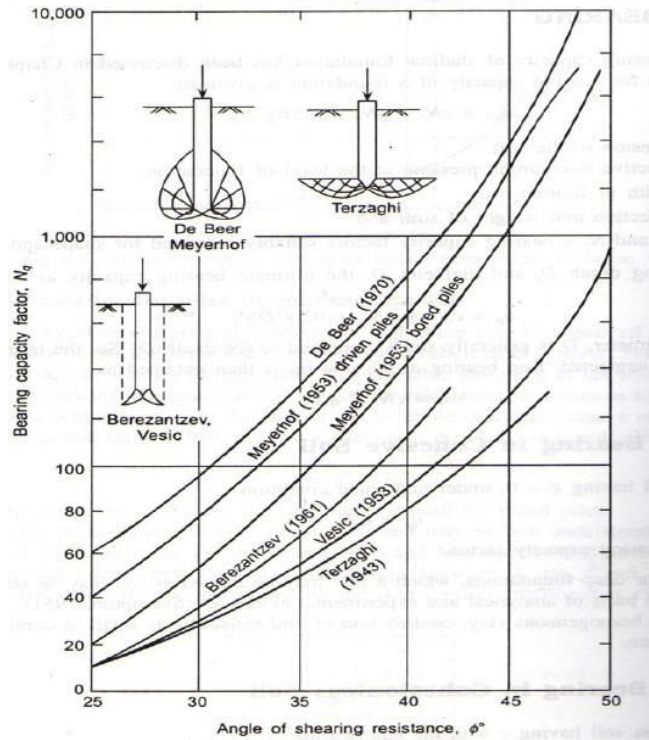
$\Phi$  : Angle interne de frottement du sol.

$L/D = (L/D)_{critique}$  varie entre 15D pour un sable lâche et 20D pour un sable dense. (Amit Prashant 2007).

Dans le cas d'un sol argileux, Meyerhof 1976 propose la formule :

$$Q_u = 9 A. C_u$$

-Toute fois selon Varghese 2005, le facteur de sécurité depuis la méthode de Meyerhof est supérieur à 2 ou 3. Ainsi dit, une autre formulation du facteur  $N_q$  en fonction de  $\phi$  a été établie suivant le graph I.1 :



Graph I.2 : évaluation du facteur  $N_q$  en fonction de  $\phi$

### I.6.1.3) Méthode de VESIC 1975 :

Vesic admet le même concept de profondeur critique comme décrit par Meyerhof, sauf que Vesic attribue une valeur entre 10-20 D pour la quelle l'augmentation de portance ne se manifeste plus et donc reste stable. La figure I.12 montre la différence entre ces 2 points de vue.

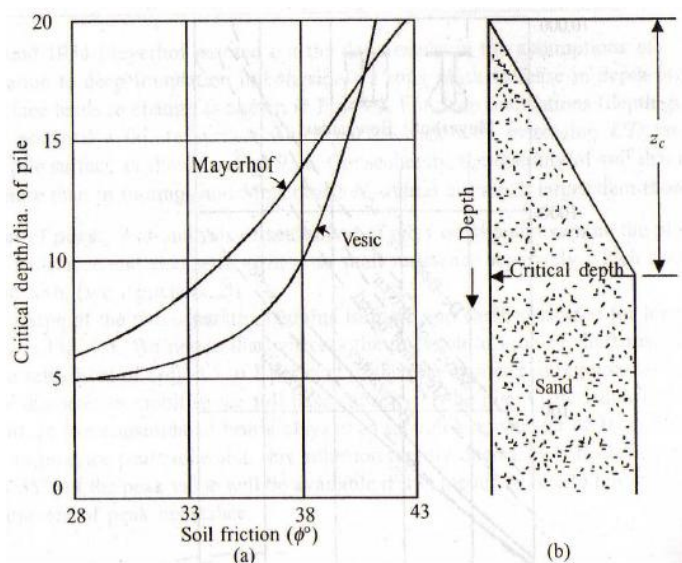


Figure I.12 : (a) comparaison entre les valeurs de profondeur critiques, (b) Recommandation de IS 2911 pour la profondeur critique, avec 15D pour  $\phi \leq 30^\circ$  et 20D pour  $\phi \leq 40^\circ$

La capacité portante est calculée par : (Chin Jia 2011)

$$q_u = A [ C \cdot N_c + \eta \cdot \sigma'_v \cdot N_q ]$$

Avec :

$$\eta = (1 + 2K_s) / 3$$

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \cdot \left[ \exp \left( \frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \cdot \tan^2 (45 + \phi / 2) \cdot I_{rr}^{(1.333 \cdot \sin \phi) / (1 + \sin \phi)}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot e_v}$$

$$I_r = \frac{G_s}{C + \sigma'_v \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = \frac{4}{3} \cdot (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad \text{pour des conditions non drainés}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{pour un cas général}$$

$G_s$  : Module de cisaillement du sol

$I_{rr}$  : Index de rigidité.

$e_v$  : Déformation volumique moyenne de la fondation.

Tableau I.3 : Valeur typique d' $I_r$  suivant la nature du sol.

Type de sol	$I_r$
Sable	75-150
Silt	50-75
Argile	150-250

#### I.6.1.4) Méthode Alpha :

Cette méthode se trouve sous 2 variantes celles de Semple et Rigden (1984) et Olsen et al, ou celle de Randolph et Murphy (1985). Elles basent uniquement sur le calcul du frottement latéral des sols cohérents à savoir les argiles. Le vrai auteur de cette méthode est Tomlinson (1977), il donna la variation du frottement latéral en fonction de la cohésion non drainé par un facteur alpha.

#### La variante de Semple et Rigden 1984 :

La formule de Semple et Rigden s'écrit comme suit :

$$F = F' \cdot \Delta A_0$$

Avec :

$$F' = \alpha \cdot LF \cdot \overline{Cu}'$$

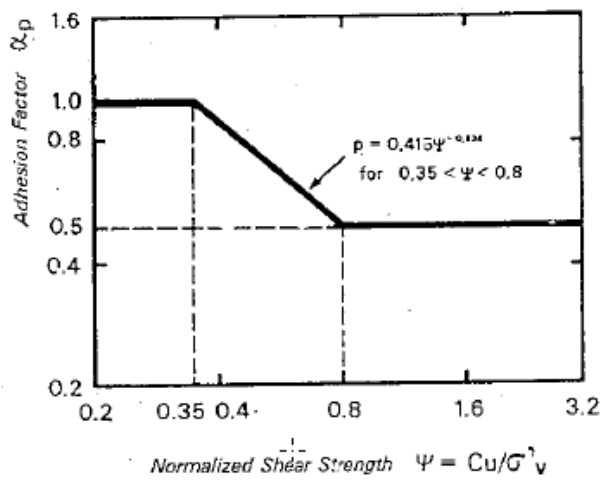
$F'$  : Moyenne de frottement latéral.

$\Delta A_0$  : Aire de la surface du pieu en contact avec le sol.

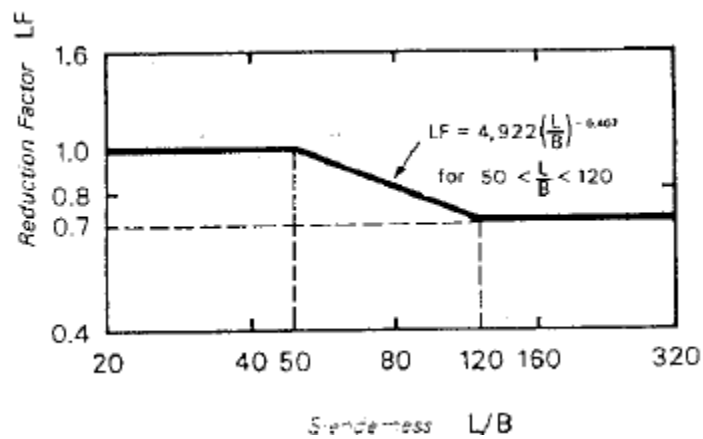
$\alpha$  : Facteur d'adhésion fonction d'une valeur dite  $\psi = C_u / \sigma'_v$  ( $\sigma'_v$  contrainte verticale effective)

LF : Facteur réducteur fonction de l'élanement du pieu L/B

$\overline{Cu}$  : Cohésion drainé moyenne.



Graph I.3 : Graphe du facteur  $\alpha$  en fonction de  $\psi$



Graph I.4 : Graphe du facteur LF en fonction de l'élanement L/B

En cas de sol argileux multicouches, la valeur du facteur de cisaillement normalisé  $\psi$  est comme suit:

$$\Psi = \frac{1}{H} \cdot \sum \psi_i \cdot H_i$$



Avec :

$\Psi_i$  : Moyenne des valeurs de cisaillement normalisé dans la couche d'argile i.

$H_i$  : épaisseur de la couche i.

$H$  : épaisseur totale des tous les couches argileuses.

Selon Pierre le Tirant dans son ouvrage OFFSHORE PILE DESIGN, 100 analyses ont été réalisées sur des pieux dans 33 localisations différentes pour cette méthode (OLSEN 1984), le rapport de capacité calculée sur la capacité mesurée varie entre 0.38 – 3.79 pour une moyenne de 0.95.

### La variante de Randolph et Murphy 1985:

En dépit de la similarité du principe présent dans les deux variantes, celle-ci utilise en revanche le frottement latéral maximal au lieu de la moyenne. La formule s'écrit comme suit :

$$F = \alpha \cdot C_u$$

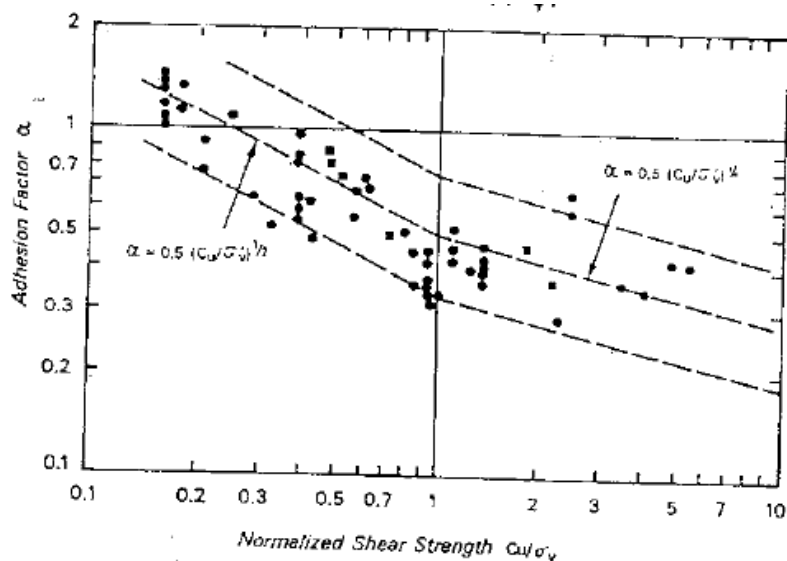
$$\alpha = (\psi_{nc} / \psi)^{0.5} \quad \text{pour } 0 < \psi < 1$$

$$\alpha = (\psi_{nc})^{0.5} \cdot (\psi)^{-0.25} \quad \text{pour } \psi > 1.$$

$\Psi_{nc}$  : Valeur du cisaillement normalisé dans l'état normalement consolidé du sol, déduit en laboratoire par l'indice de plasticité :

$$\Psi_{nc} = 0.11 + 0.00037 I_p \quad \text{avec } I_p \text{ indice de plasticité}$$

-La valeur typique de  $\psi_{nc}$  varie entre 0.2-0.3, dans le cas d'incertitude ou autre, elle est prise 0.25.



Graph I.5 : Variation de facteur  $\alpha$  en fonction de  $\psi$  (Randolph et Murphy 1985)

En termes d'efficacité, 100 essais ont été réalisés sur des pieux se trouvant sur 33 endroits différents (Olsen 1984), le rapport de la portance calculée sur la portance mesurée varie entre 0.31 -4.2 pour en moyenne une valeur de 1.02.

Dans le cas d'une présence sableuse, la procédure suivante a été recommandée selon Pierre le Tirant (1992) :

1. Calcul du frottement moyen dans l'argile en fonction des valeurs moyennes de  $C_u$  et  $\sigma'_v$  dans les niveaux argileux, et de la valeur LF correspondant à la fiche totale du pieu
2. On déduit la capacité en frottement de l'argile.
3. On détermine séparément la capacité en frottement du sable par les méthodes usuelles.
4. Sommation des deux termes pour obtenir la portance en frottement totale.

#### **I.6.1.5) Méthode Béta par Burland et Meyerhof :**

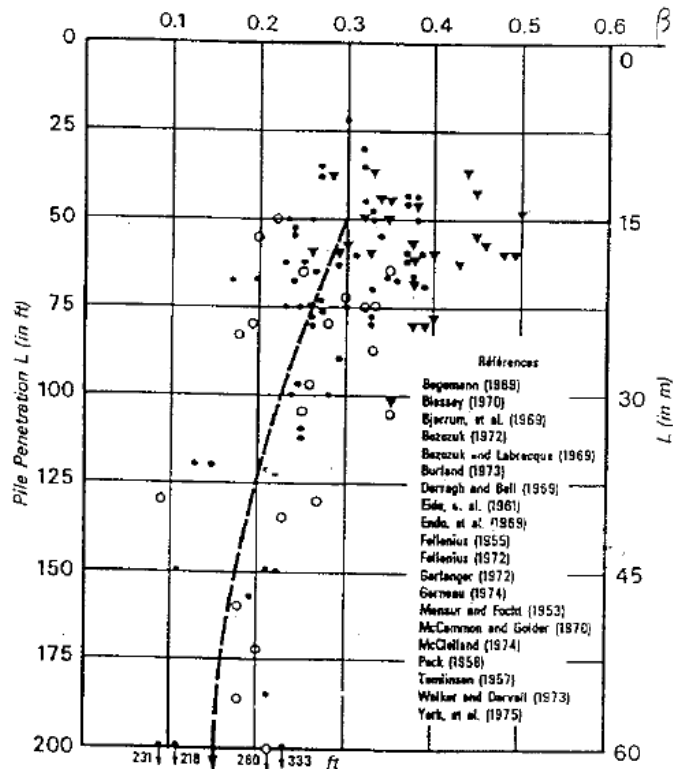
Développé par Burland 1973 et Meyerhof 1976, celle-ci focalise uniquement sur le calcul du frottement des sols argileux normalement consolidés, ou légèrement surconsolidés et ne doit pas être utilisé pour les calcaires fins. Selon Toulan et Coutis 1979, la méthode est déconseillée pour des argiles hautement surconsolidés du fait qu'elle donne une valeur pessimiste.

La formule Béta s'écrit comme suit :

$$f = \beta \cdot \sigma'_v$$

$\beta$ : Coefficient en fonction du degré de consolidation et de la longueur du pieu :

Etat du sol	Longueur du pieu	$\beta$
NC (Normalement consolidé)	$L < 60$ m	Graph II.6
	$L > 60$ m	$\beta = 0.15$
SC (Surconsolidé)		Multiplier les les valeurs recommandées pour le cas NC fois $\sqrt{OCR}$ , qui est le degré de consolidation du sol



Graph I.6 : Variation du coefficient  $\beta$  en fonction de la longueur L du pieu

Meyerhof 1976 recommande dans le cas d'un pieu coulé ou foré et pour un sol surconsolidé, la réduction du frottement de 50 % par rapport aux pieux battus. En outre, dans le cas d'une présence sableuse, Pierre le Tirant 1992 recommande les étapes suivantes :

1. Déterminer la courbe de variation de la portance ultime, en substituant la couche de sable par une couche fictive d'argile du même poids spécifique.
2. Estimer la portance de chaque couche d'argile fictive, par différence de capacités calculées par la méthode béta aux niveaux supérieur et inférieur de chaque couche.
3. Evaluation de la portance des couches de sables par les méthodes recommandées pour les sols pulvérulents.
4. Substitution des portances de chaque couche d'argile fictive par celle calculé dans la 3<sup>ème</sup> phase.

#### I.6.1.6) Méthode Lambda :

Vijayvergiy et Focht (1972), Fox (1975) et Kraft (1981) sont les auteurs de cette méthode. A l'encontre des 2 autres méthodes alpha et beta, celle-ci donne le frottement latéral moyen en fonction de la contrainte effective et la cohésion non drainé comme suit :

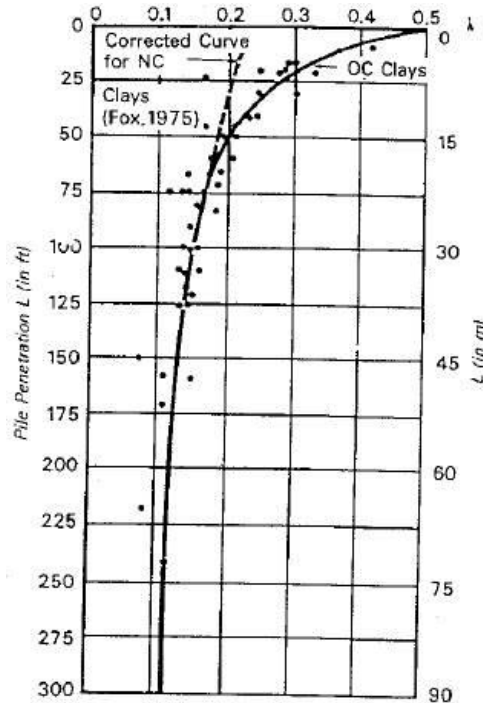
$$F' = \lambda \cdot (\bar{\sigma}'_v + 2 \cdot \bar{c}_u)$$

Avec :

$\lambda$  : Coefficient fonction de la longueur du pieu comme donné par le graph I.7

$\overline{\sigma'_v}$  : Contrainte effective moyenne depuis la longueur totale du pieu.

$\overline{C_u}$  : Cohésion non drainée moyenne depuis la longueur totale du pieu.



Graph I.7 : Variation du coefficient  $\lambda$  en fonction de la longueur du pieu.

L'application de la méthode lambda , se fait pour les sols argileux normalement consolidés ou légèrement sur consolidés , et doivent respecter la condition d'homogénéité .Outrement dit , le cas de 2 couches d'argiles avec une variation de caractéristiques de résistance , la méthode donne des résultats conservatrices(Pierre le Tirant 1991). Olsen 1984 a réalisé une série d'essais de 100 pieux situés sur 33 endroits différents avec cette méthode, les résultats montre un degré de précision entre 0.4-5.03 pour une moyenne de 1.06 .

-D'autre parts , Olsen offre une reformulation de lambda dite  $\lambda_3$  :

$$\lambda_3 = 0.296 - 0.032 \ln(L) \quad \text{sol normalement consolidé avec } (C_u / \sigma'_v < 0.4)$$

$$\lambda_3 = 0.488 - 0.078 \ln(L) \quad \text{sol surconsolidé avec } (C_u / \sigma'_v > 0.4)$$

Dans le cas d'une présence sableuse, la Vijayvergiy et Focht 1972 recommandent la même procédure de la méthode bêta seulement en substituant la méthode bêta dans la phase 2 par celle de lambda.

### I.6.1.7) Méthode API :

L'American Petroleum Institut API, offre des solutions techniques pour la conception des plateformes Off Shore, Il existe plusieurs versions de réglementation parmi eux la version API RP 2A 1986 se basant sur un seul facteur de sécurité, et celle de 1991 dite LRFD ou facteurs de chargement et de résistance. L'API s'applique sur tous les types de sols à savoir argileux, granuleux et roches en appliquant la méthode couche par couche (Pierre Le Tirant 1991). La première version API RP 2A WSD (working stress design) utilise un facteur de sécurité pour déterminer la capacité portante admissible comme qui varie de 1.5-2.

-En outre, la version LRFD se focalise sur la formule suivante, sachant qu'on aborde que le cas de traction :

$$P_t \leq \phi_t \cdot Q_t$$

$P_t$  : traction axiale du pieu.

$\phi_t$  : Facteur de résistance du pieu en traction =0.8

$Q_t$  : Capacité portante ultime en termes de traction du pieu.

#### Cas de sols argileux (API 1991):

- Portance en frottement latéral :

Le calcul de la portance en frottement latéral unitaire se fait comme suit :

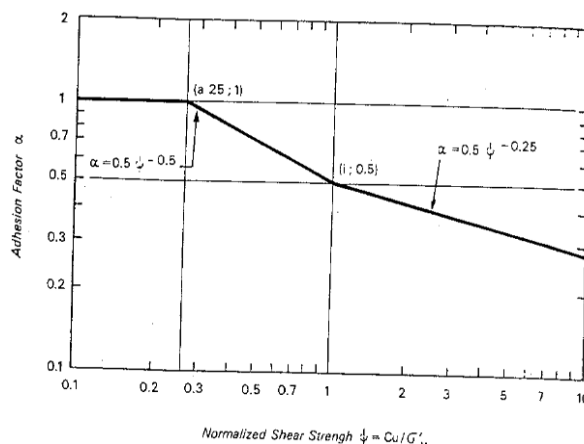
$$F = \alpha \cdot C_u$$

Avec :  $C_u$  : cohésion non drainée au point étudié.

$$\alpha = 0.5 \cdot \psi^{-0.5} \quad \text{pour } \psi \leq 1$$

$$\alpha = 0.5 \cdot \psi^{-0.25} \quad \text{Pour } \psi > 1$$

Une attribution de  $\alpha = 1$  pour être prise en compte pour sol en phase de consolidation actif d'où  $\psi < 0.25$ .



Graph I.8 : Variation de  $\alpha$  en fct de  $\psi$  selon API 2

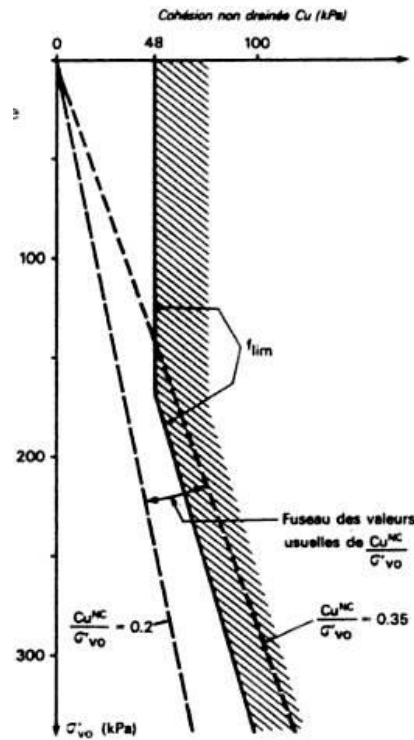
Il faut noter que l'API recommande l'utilisation d'un essai de compression triaxial UU pour déterminer  $C_u$ , ou bien un CPT in situ.

- API méthode 1 (1986) :

-Cette version est recommandée pour les argiles surconsolidés très plastiques avec  $W_L \geq 50$  et  $I_p \geq 35$ . Pour des argiles normalement consolidés,  $\alpha$  est prise égale à 1, d'autre part, le graph I.9 est destinée aux argiles surconsolidés :

$$F_{lim} = \max ( 48 \text{ Kpa} , C_u^{nc} )$$

$C_u^{nc}$  : Cohésion non drainée dans l'état normalement consolidé du sol, prise égale à  $0.25\sigma'_v$  ou  $C_u^{nc} = (0,11 + 0.00037 I_p) \cdot \gamma \sigma'_v$  (selon Skempton)



Graph I.9 : Variation de  $F_{lim}$  pour les argiles très plastiques surconsolidés

- API méthode 2 (1986) :

En revanche, cette version s'impose pour des argiles qui ne sont classées comme très plastiques, la variation de  $\alpha$  est comme suit :

- Pour  $C_u < 24 \text{ Kpa}$   $\alpha = 1$
- Pour  $24 < C_u < 72$   $\alpha$  décroît linéairement de 1 à 0.5
- Pour  $C_u > 72$   $\alpha = 0.5$

- Portance en pointe :

Le calcul de la portance en poine se fait suivant la formule suivante :

$$q_p = N_c \cdot C_u$$

$N_c$  : Coefficient de capacité portante égale généralement à 9 .

### Cas de sols sableux:

- ❖ Cas du frottement latéral :

L'API pour le calcul du frottement latéral unitaire , recommande dans ce cas l'utilisation de l'équation suivante :

$$F = K_p \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta$$

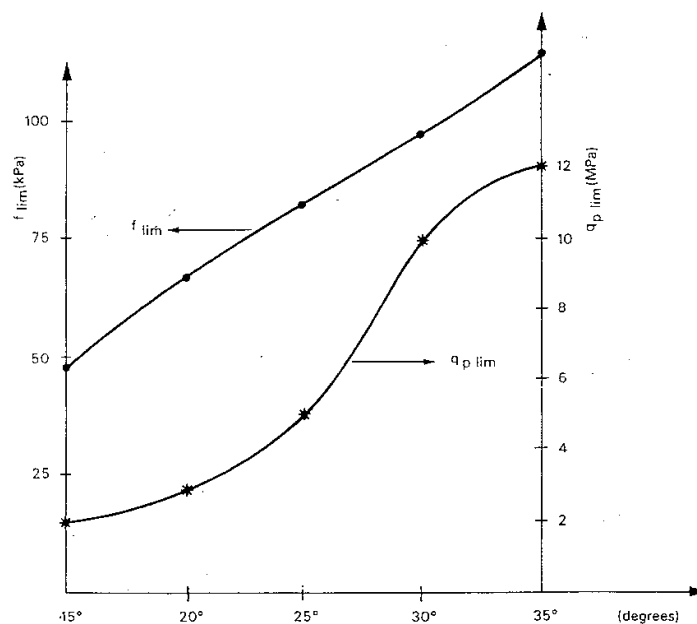
Avec :

$K_p$  : Coefficient de pression des terres latérales. Entre 0.8-1

$\delta$ : angle de frottement interne de l'interface sol/pieu.

Pierre Le Tirant 1991 insiste sur le fait que le frottement n'augmente pas indéfiniment avec la profondeur mais atteint une valeur constante à un point donné caractérisée par une limite dite  $f_{lim}$ , et le mieux c'est prendre  $Q_f$  comme suit :

$$F = \min ( K_p \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta , F_{lim} )$$



Graph I.10 : Variation  $F_{lim}$  et  $q_{plim}$  en fonction de l'angle de frottement interne de l'interface

Tableau I.4 : Recommandations des paramètres selon l'API 1991

Densité	Nature du sol	Angle de frottement interne de l'interface $\delta^\circ$	Valeur de $Q_{lim}(kpa)$	$N_q$	Capacité portante en pointe limite $Q_{lim}(Kpa)$
Très lache Lache Moyennement lache	Sable Sable silteux Silt	15	48	8	2
Lache Moyennement lache Dense	Sable Sable silteux silt	20	67	12	3
Moyen Dense	Sable Sable silteux	25	81	20	5
Dense Très dense	Sable Sable silteux	30	96	40	10
Dense Très dense	Gravier Sable	35	115	50	12

Ceci dit , Pierre Le Tirant (1991) offre un graph (I.10) donnant la variation de  $F_{lim}$  et la portance en pointe limite  $q_{plim}$  en fonction de degré de frottement de l'interface sol/pieu en autre  $\delta$  . Aussi , il est important de citer l'œuvre de Lings (1985) en ce qui concerne , la délimitation de la profondeur critique pour la quel la portance en pointe dans un sol granuleux n'augmente plus. Cette valeur est le rapport  $(De/B)$  critique avec,  $(Dr)$  l'indice de densité du sol et  $B$  le diamètre du pieu( m ) , est égale à : 10 dans le cas de sable lache , entre 20-30 pour les sables dense à très dense.

❖ Cas de la portance en pointe :

En outre , la portance en pointe calculée pour un sol purement granuleux se fait suivant la formule :

$$q_p = \sigma'_v \cdot N_q$$

Comme pour le cas de frottement latéral , Pierre Le Tirant (1991) décrit dans son ouvrage que la portance en pointe converge vers une valeur limite selon l'API illustré dans la formule suivante :

$$q_p = \min (\sigma'_v \cdot N_q , Q_{plim})$$



D'autre part, l'expérience montre que le calcul diffère entre un pieu plein et un autre creux, la portance totale en pointe pour un pieu plein est  $q_p \cdot A_p$ . La portance total en pointe pour un pieu creux est  $q_p \cdot A_{wp} +$  le frottement interne à l'intérieur du pieu .

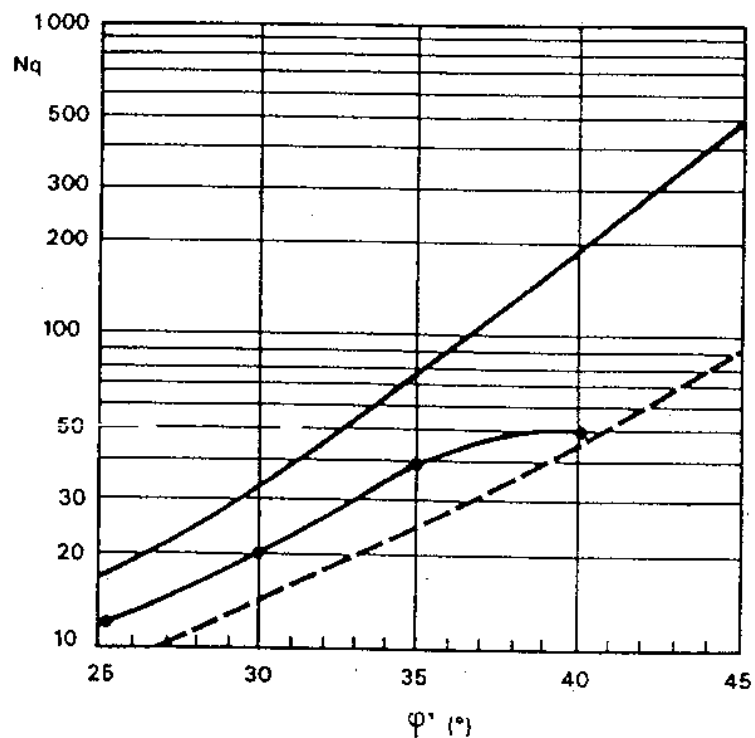
Avec :

$q_p$ : portance en pointe unitaire .

$A_{wp}$  :section transversal en anneau en pointe

$A_p$  : section transversal totale en pointe .

Le graph I.11 donne la variation de  $N_q$  avec l'angle de frottement du sol



—————  $N_q(\phi)$  selon Berzantzev 1961 recommandé par Randolph 1985

—●—  $N(\delta)$  recommandé par l'API ( $\delta = \phi - 5^\circ$ ) API 1982

---  $N(\phi)$  recommandé par DNV ( $\tan(\phi) = \frac{\tan \phi}{1.1}$ )

Graph I.11 : Variation de  $N_q$  en fonction de  $\phi$ .( Pierre le Tirant 1991)

Tableau I.5 : Résultats et recommandations selon l'API 1991

type de sol ( Classification selon USCS)	Densité relative (Dr) %		Frottement		Portance en pointe unitaire	
			$\delta$ (°)	$f_{lim}$ (kPa)	$N_q$	$q_{plim}$ (MPa)
Silt (ML)	moyennement dense	(35-65)	15	50	8	2
	Dense	(65-85)	20	70	12	3
Silt + sable (SW , SP )	Lache	(15-35)	15	50	8	2
	moyennement dense	(35-65)	20	70	12	3
	Dense	(65-85)	25	80	20	5
	Très dense	(85-100)	30	95	40	10
Sable pure (SW , SP )	Très lache	(0 -15)	15	50	8	2
	Lache	(15-35)	20	70	12	3
	moyennement dense	(35-65)	25	80	20	5
	dense	(65-85)	30	95	40	10
	Très dense	(85-100)	35	115	50	12
graviers ( GW ,GP , GM , GC )	Dense	(65-85)	35	115	50	12

Il faut noter que le tableau I.3 est a recommandé qu'on cas de pieux forés ou coulés sur place .

#### Cas de roches (seulement pieux forés et coulés):

Dans le cas de substratum rocheux , l'API et en terme de frottement latéral suggère que celle-ci est limitée par le résultat d'un simple essai de cisaillement triaxial . En sachant qu'en réalité , cette valeur est loin d'être retenue du fait que le mode d' installation fait diminué la résistance . En d'autres termes , et dans le cas de portance en pointe d'un pieu foré ou coulé , une valeur pessimiste est généralement prise pour 10 MPa, cependant on peut admettre une valeur de 30% de la résistance détenue d'un essai de cisaillement triaxial.

#### I.6.1.8) Méthode DNV :

DNV étant une abbréviation de Det Norske Veritas , organisation norvégienne qui établie les réglementation contre les risque naturels. La DNV est une méthode semi probabilistique qui utilise le principe de facteurs de sécurtiés appliqués sur le chargement et sur les matériaux sous la bannière de calcul à l'état limite. En effet , DNV insère la notion (Sd) qui est un facteur de chargement obtenue en multipliant la charge par un coefficient  $\gamma_f$  correspondant au cas le plus défavorable de chargement à l'état ultime ELU , Mais aussi , un facteur de résistance du pieu dit (Qd) obtenue en divisant les valeurs caractéristiques des termes de résistance du pieu par un coefficient  $\gamma_m$  . Le tableau II.4 illustre les valeurs de  $\gamma_f$  à prendre en compte :

Tableau I.6 : Coefficient  $\gamma_f$  pour les différent cas de chargement

Caractéristiques des chargements	Condition de chargement	
	Ordinaire	Extrême
Chargement dit mort ou dead load : Le propre poid de la structure et ses installations fixes Pression hydrostatique	1.3	1
Chargement dit actif ou live load : Hélicopter Personnels Produits stockés Equipement de forage etc	1.3	1
Déformation imposée par facteurs exterieur : Temperateur , écrouissage ,tassement différentiel	1	1
Chargement naturel : Vent Néige Pluie Ecoulement torrentiel Tremblement de terre	0.7	1.3

La fomule suivante doit etre justifier pour la méthode DNV :

$$S_d < Q_d$$

Cependant , les paramètres geotechniques prises pour cet méthode doivent etre en valeurs moyennes , et conservatrices respectant la distribution des contraintes dans la réalité. Ainsi dit , la DNV recommande selon l'appendix F 1977 de prendre en compte les valeurs de  $C, \phi$  depuis un essai CPT . Et enfin , l'analyse du tassement et de la déformation doit etre justifier en ELS en prennant  $\gamma_f=1$ . La résistance en terme de traction du pieu est automatiquement prise égale à la portance en frottement latéral selon Pierre Le Tirant 1991

#### Cas de sols argileux :

- ❖ Portance en frottement latéral:

La DNV utilise la formule suivante pour calculer la portance en frottement latéral :

$$F \leq C_u$$

Toute fois la DNV , exige de suivre les méthodes  $\alpha, \beta, \lambda$  comme décrite exactement dans les sections précédantes , seulement en divisant les termes  $Q_f$  par le coefficient  $\gamma_m$  à savoir :

Pour la méthode  $\alpha$  :  $F = \frac{\alpha \cdot C_u}{\gamma_m}$  ( $\gamma_m = 1.3$ )

Pour la méthode  $\beta$  :  $F = \frac{\beta \cdot \sigma'_v}{\gamma m}$  ( $\gamma m = 1.2$ )

Pour la méthode  $\lambda$  :  $F = \frac{\lambda}{\gamma m} \cdot (\overline{\sigma'_v} + 2 \cdot \overline{Cu})$  ( $\gamma m = 1.3$ ) à ne pas utiliser pour  $L > 15$

❖ Portance en pointe :

-La portance en pointe ultime dans un sol cohérent :

$$Q_p = \frac{9 \cdot Cu}{\gamma m} \quad \gamma m = 1.3$$

**Cas d'un sol granuleux ex sables :**

❖ Portance en frottement latéral :

La portance en terme de frottement latéral est calculer comme suit :

$$F = \frac{1}{\gamma m} \cdot \min ( Ki \cdot \sigma'_m i \cdot \tan \delta_i ; F_{lim} )$$

Avec :

$K_i$  : valeur moyenne de poussée des terres latéraux dans la couche  $i$ .

$\sigma'_m i$  : pression effective moyenne en couche  $i$ .

$\delta_i$  : angle de frottement d'interface sol/pieu moyenne toujours plus petite que l'angle de frottement interne du sol.

$F_{lim} = 100 \text{ kPa}$  , et  $\gamma m = 1.3$

❖ Portance en pointe :

La portance en pointe est donnée par l'appendix F du DNV 1977 suivant la formule :

$$q_p = \text{Min} ( (1 + \sin \phi_d) \cdot \sigma'_v \cdot N_{qd} ; \frac{q_{lim}}{\gamma m^2} )$$

Avec :

$\gamma m^2 = 1.3$

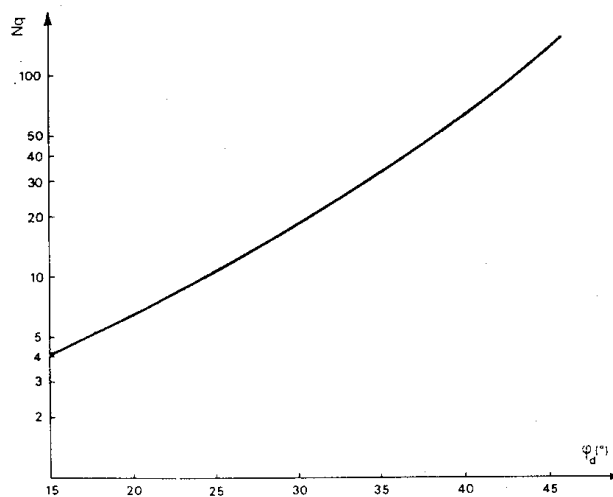
$q_{plim} = 10 \text{ Mpa}$

$N_{qd}$  : facteur de portance en fonction de  $d$  comme illustré par le graph I.12 .

$\phi_d$  : l'angle de frottement de conception qui est égal :

$$\tan \phi_d = \frac{1}{\gamma m^1} \cdot \tan \phi$$

Et  $\gamma m^1 = 1.1$ .



Graph I.12 : variation de  $N_{qd}$  en fonction de  $\phi_d$  (DNV 1980)

#### I.6.1.9) Méthode Navfac DM 7.2 :

Le terme Navfac signifie Naval Facilities Engineering Command.

##### Cas d'un sol cohérent:

❖ Portance en pointe :

-La capacité portante en pointe selon Chin Jia (2011) basé sur le code NAVFAC :

$$q_p = 9 \cdot C \cdot A_p$$

❖ Frottement latéral :

-Le frottement latéral d'un sol argileux est comme suit :

$$F = \alpha \cdot C_u \cdot A_p \cdot (\Delta L)$$

Avec :

$\alpha$ : facteur d'adhérence fonction de la cohésion comme illustré par le tableau I.7

$\Delta L'$  : Incrément d'encastrement du pieu.

##### Cas de sols granuleux ex sable :

❖ Portance en pointe :

La formule décrit la résistance en pointe d'un sol granuleux selon Chin Jia (2011) basé du document de NAVFAC dm 7.2 :

$$q_p = N_q \cdot \sigma'_v \cdot A_p$$

Tableau I.7 : Tableau donnant la variation de  $\alpha$  en fct de C.

Type de pieu	Consistance de sol	Cohésion KPa	$\alpha$
Pieux en bois et béton	Très compressible	0-12	0-1
	Compressible	12-24	1-0,96
	Moyennement rigide	24-48	0,96-0,75
	Rigide	48-96	0,75-0,48
	Très rigide	96-192	0,48-0,33
Pieux d'acier	Très compressible	0-12	0-1
	Compressible	12-24	1-0,96
	Moyennement rigide	24-48	0,96-0,75
	Rigide	48-96	0,75-0,48
	Très rigide	96-192	0,48-0,33

Tableau I.8 :  $N_q$  en fonction du type de pieu et angle de frottement  $\phi$

$\phi$	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
$N_q$ (for driven piles)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
$N_q$ (for bored piles)	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

(Source: NAVFAC DM 7.2)

Le tableau I.8 permet de voir la variation de  $N_q$  en fonction du type de pieu battu (drilled) ou foré (bored) mais aussi l'angle de frottement du sol.

❖ Portance en frottement latéral :

Le frottement latéral unitaire peut être calculé comme suit (43) Chin Jia (2011) :

$$F = K \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg } \delta \cdot \Delta L$$

A noter que  $\sigma'_v$  est prise au milieu du pieu.

Tableau I.9 : Valeurs de K pour différents types de pieux

Type du pieu	K (Pieu en compression)	K (Pieu en traction)
Pieu battu type H	0.5–1.0	0.3–0.5
Pieu battu refoulant (de section carrée ou circulaire)	1.0–1.5	0.6–1.0
Pieu battu refoulant de forme conique	1.5–2.0	1.0–1.3
pieu battu de type jett	0.4–0.9	0.3–0.6
Pieu foré avec un diamètre moins de 61 cm	0.7	0.4

(Source: NAVFAC DM 7.2)

### I.6.1.10) Méthode de Caquot et Kerisel:

Cette méthode admet des cercles de glissement en spirales logarithmiques qui se retournent la pointe au fut, d'où la formule suivante pour le calcul en pointe de la portance unitaire :

$$q_p = C \cdot N_{cmax} + \gamma \cdot D \cdot N_{qmax}$$

Plusieurs essais ont été réalisés par Skempton et al (1953) qui ont permis de retenir les lois suivantes :

$$N_{qmax} = 10^{3.04 \cdot \text{tg } \varphi}$$

$$N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\text{tg } \varphi}$$

Il faut aussi mentionner la stipulation des 2 auteurs, que dans un sol granuleux et pour un pieu refoulant le sol, un effort de butée se matérialise dans le massif en question. Ainsi Caquot et Kerisel, imagine l'effort de butée  $q_s$  qui se développe fonction d'un angle d'obliquité  $\bar{\delta}$  comme suit :

$$q_{butée} = K_{p\gamma} \cdot \gamma \cdot z \cdot \sin \bar{\delta}$$

D'où  $K_{p\gamma}$  coefficient de butée correspondant à un écran vertical dans un sol horizontal donnée par Caquot et Kerisel. L'intégration des efforts le long de la surface latérale du pieu permet d'obtenir la formule suivante :

$$Q_{butée} = (K_{p\gamma} \cdot \sin \bar{\delta}) \cdot \gamma \cdot \frac{D^2}{2} \cdot P$$

Le frottement unitaire moyen peut être écrit :

$$F_m = \frac{Q_{butée}}{P \cdot D} = (K_{p\gamma} \cdot \sin \bar{\delta}) \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} = \chi \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2}$$

Avec :

$\chi = (K_{p\gamma} \cdot \sin \bar{\delta})$  ce coefficient est déterminé d'après Caquot et Kerisel

Les valeurs de  $\bar{\delta} = \varphi$ , le frottement latéral était toujours le plus faible, et que pour une rugosité intermédiaire  $\bar{\delta} = \frac{2}{3} \cdot \varphi$ . Dans le cas d'un sol argileux, le concept utilisé le théorème des états correspondant avec introduction du terme de cohésion en addition avec le frottement latéral comme calculer pour un sol granuleux. La composante tangentielle de la contrainte due à la cohésion :

$$f_{pq}^{(c)} = k \cdot (C / \text{tg } \varphi) \cdot \sin \bar{\delta} = \bar{\chi} \cdot C$$

$$\bar{\chi} = (c/\text{tg}\varphi) \cdot \sin\bar{\delta}$$

Sachant que :  $K_{pq}$  est coefficient de butée du aux surcharges.

Et que pour  $\bar{\delta} = 2/3 \varphi$  on aura :

$$k_{pq} = \frac{\cos\left(\frac{2}{3}\varphi\right) + \sin\varphi \cdot \cos\Delta}{1 - \sin\varphi} e^{2 \cdot \text{tg}\varphi \cdot \left(\frac{\pi}{3} + \frac{\Delta}{2}\right)} \quad \text{et} \quad \sin\Delta = \frac{\sin\left(\frac{2}{3}\varphi\right)}{\sin\varphi}.$$

Or, dans le cas d'un sol ayant une cohésion et un certain angle de frottement, le frottement unitaire moyen s'écrit :

$$q_{fm} = \alpha \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} + \bar{\chi} \cdot C$$

Et que pour un sol purement cohérent, on aura :

$$q_{fm} = \bar{\chi} \cdot C$$

En fin, Caquot et Kerisel donnent une majoration à  $\bar{\chi}$  comme étant 1 qui exprime le frottement latéral maximal pour un sol purement cohérent, et ils offrent la relation suivante pour obtenir  $\bar{\chi}$ :

$$\bar{\chi} = \frac{1 + Cu^2}{1 + 7 \cdot Cu^2}$$

#### **I.6.1.11) Méthode de Rankine 1880 :**

Cette méthode est reconnue comme étant le début de la progression des théories de capacité portante, la capacité ultime se calcul comme suit :

$$q_u = \gamma \cdot D \cdot \frac{(1 + \sin\varphi)^2}{(1 - \sin\varphi)^2}$$

Le manque de connaissances géotechniques à l'époque n'a pas permis une formulation adéquate de cette méthode, ceci dit, après certaines recherches la formule suivante a été admise pour des sols purement cohérents :

$$q_u = \gamma \cdot D + 6 \cdot Cu$$

#### **I.6.1.12) Méthode de Janbu 1976 :**

Amit Prashant en (2007), décrit la capacité portante ultime en pointe de la méthode de Janbu(1976) comme suit :

$$Q_p = A \cdot (C \cdot N_c + N_q)$$

Avec  $N_q = (\text{Tan}\varphi + \sqrt{1 + \text{Tan}^2\varphi})^2 \cdot (e^{2 \cdot \eta' \cdot \text{tan}\varphi})$



La figure I.13 décrit l'angle  $\eta'$  selon Prashant(2007) d'après le mécanisme de rupture de Janbu (1976) :

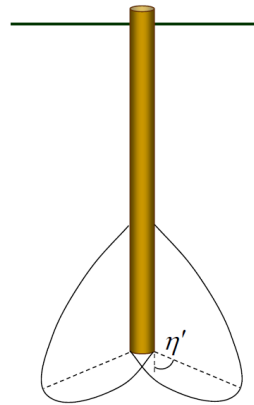


Figure I.13 : Identification de l'angle  $\eta'$  d'après Janbu 1976.

Aussi, Prashant (2007) désigne une variation de  $\eta'$  entre  $60^\circ$  étant une valeur typique pour les argiles, et  $90^\circ$  pour les sables. Au final,  $N_c$  se calcul suivant la formule suivante :

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \phi$$

Tableau I.10 : variation des paramètres en fonction de  $\eta'$  et  $\phi$

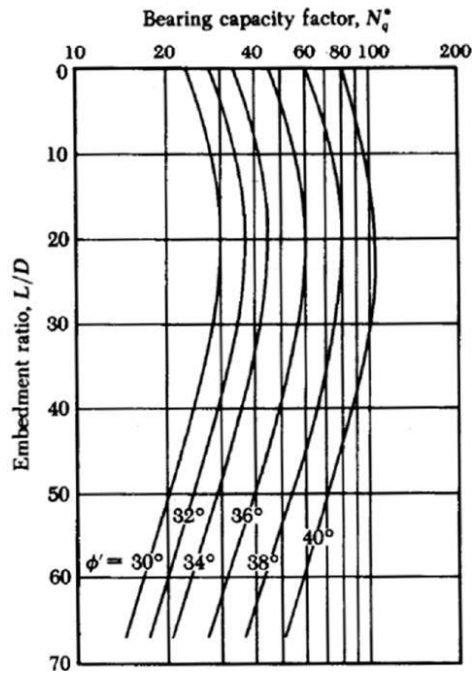
$\eta'$	$75^\circ$		$90^\circ$		$105^\circ$	
	$N_q^*$	$N_c^*$	$N_q^*$	$N_c^*$	$N_q^*$	$N_c^*$
$\phi^\circ$						
0	1.00	5.74	1.00	5.74	1.00	5.74
5	1.50	6.25	1.57	6.49	1.64	7.33
10	2.25	7.11	2.47	8.34	2.71	9.70
20	5.29	11.78	6.40	14.83	7.74	18.53
30	13.60	21.82	18.40	30.14	24.90	41.39
35	23.08	31.53	33.30	46.12	48.04	67.18
40	41.37	48.11	64.20	75.31	99.61	117.52
45	79.90	78.90	134.87	133.87	227.68	226.68

#### I.6.1.12) Méthode de Coyle et Costello 1981 :

- Selon Prashant, Coyle et Costello calcule la capacité portante en pointe unitaire :

$$q_p = A \cdot q \cdot N_q$$

Le graph suivant I.13 donne la variation de  $N_q$  en fonction de  $L/D$ , en sachant que  $L$  est définit ici comme étant la longueur de pieu au dessous du niveau de surface et  $D$  la fiche du pieu dans la couche portante.



Graph I.13 :  $N_q$  en fonction du rapport  $L/D$  d'après Coyle et Costello 1981.

#### I.6.1.13) Méthode de Goodman 1980 :

Goodman (1980) stipule que le calcul de la capacité portante en pointe d'un pieu fiché dans une roche est donné comme suit :

$$q_p = A \cdot q_u \cdot (N_\phi + 1)$$

Avec :

$$N_\phi = \tan^2 ( 45 + \phi/2 )$$

$q_u$  : Résistance en compression non confinée de la roche .

$\phi$  : angle de frottement effectif de la roche.

Pour des raisons liées à la mécanique des roches, Goodman (1980) recommande de diviser la valeur de  $q_u$  issu de l'essai de compression par un coefficient de 5. Le tableau I.11 offre des valeurs typiques pour les différentes formations de roches :

Tableau I.11 : Valeurs typique des roches

Type of rock	$q_u$		Angle of friction, $\phi'$ (deg)
	MN/m <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	
Sandstone	70–140	10,000–20,000	27–45
Limestone	105–210	15,000–30,000	30–40
Shale	35–70	5000–10,000	10–20
Granite	140–210	20,000–30,000	40–50
Marble	60–70	8500–10,000	25–30

### I.6.2) Méthodes empiriques :

Ce type de méthode se base sur une série de corrélation fais dans un cadre empirique issu des expériences d'essais in situ. L'utilisation des essais de laboratoire est fortement déconseillée la DTU 13-12 (Bouafia Ali 2009). On se contentera si après seulement des essais CPT, SPT, et PMT. Selon Yaich Achour (2004) , ce type de démarche jouie d'un double intérêt que présente la réalisation peu onéreuses des essais comparer aux chargement en vrai grandeurs , mais surtout leur aptitude à être réaliser sur place stimulant ainsi le comportement réel du sol .

#### I.6.2.1) Méthode pressiométrique :

LCPC a définie la capacité portante calculé à partir d'un essai pressiométrique d'après LCPC. Il décrit la portance en pointe se basant sur la formule communément admise :

$$Q_p = A \cdot q_p$$

Avec :

$$q_l = K_p \cdot P_{le}^*$$

D'autre part, la pression limite nette équivalente est une moyenne analytique des valeurs de pression déduites d'après une zone utile entre  $3a$  sous la pointe et  $b$  en dessus de celle-ci comme suit :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+31} P_l^*(z) Dz$$

La figure I.14 définit les paramètres du système en question :

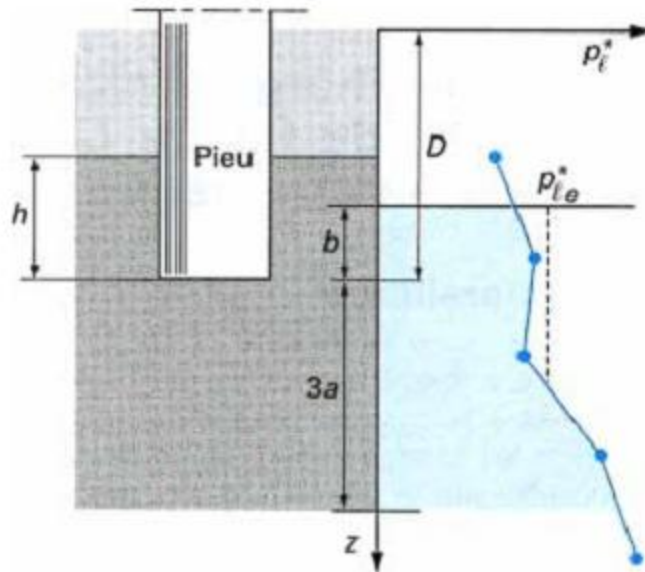


Figure I.14 : Illustration des paramètres relatifs à l'essai pressiométrique (Moufida 2007)

Sachant que :  $a = \max(B/2, 0.5\text{m})$  et  $b = \min(a, h)$ . En absence de couche résistante, h est égale à 0 et  $b=0$ , on aura aussi  $a=B/2$  pour des diamètres supérieurs à 1m, et enfin, la zone utile sera épaisse de 1.5 fois B sous la pointe (BOUAFIA ALI 2009).

L'équation précédente sera alors réduite et simplifiée en :

$$P_{ie}^* = \frac{1}{b+3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} P_i^*(z) Dz$$

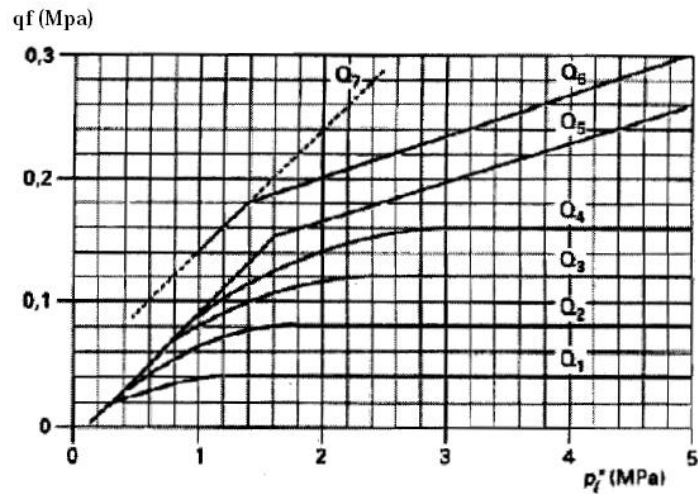
Tableau I.12 : Evaluation du facteur de portance pressiométrique.

Nature des terrains		Pieu ne refoulant pas le sol	Pieu refoulant le sol
Argile/Limon	A - mous	1.1	1.4
	B - ferme	1.2	1.5
	C - argiles très ferme à dures	1.3	1.6
Sable / Grave	A - Lâches	1.0	4.2
	B - moyennement compacts	1.1	3.7
	C - compacts	1.2	3.2
Craie	A - Molles	1.1	1.6
	B - Altérés	1.4	2.2
	C - compacte	1.8	2.6

Ceci dit, LCPC décrit aussi la portance par frottement latéral résultant d'un essai pressiométrique selon LCPC :

$$F = P \cdot \int_0^D qf \cdot dz$$

La contrainte de frottement latéral ultime augmente linéairement avec la pression limite nette, à la même profondeur. Elle est influencée par la nature du sol et le mode d'installation du pieu. Le graph I.14 et un tableau décrit dans le livre de Bouafi.Ali (2009) qui permettent l'identification du type de sol et type de pieu utilisé afin de choisir la courbe  $Q_i$  correspondante, aident à déterminer la contrainte de frottement latéral déduite en MPa.



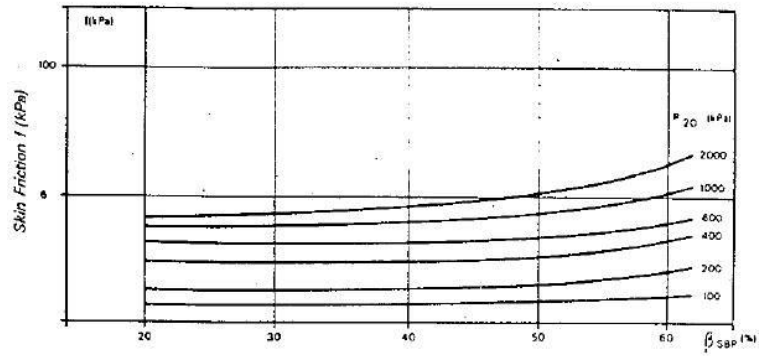
Graph I. 14: Variation de  $q_f$  en fonction de  $pl^*$

D'autres parts, Pierre Le tirant 1991 recommande dans son ouvrage *Offshore Pile Design* et dans le cas d'un pressiomètre auto-foreur (SBP), d'utiliser les formules suivantes issus des œuvres de Baguelin et Franck 1985 et Le Tirant et al 1986 :

La capacité portante en termes de frottement latéral s'écrit comme suit :

$$F = f(\beta_{SBP}, P_{20}^*)$$

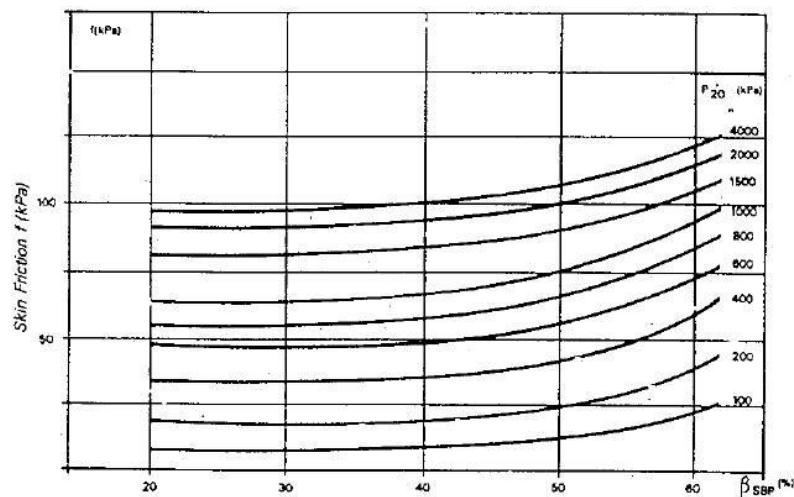
$\beta_{SBP}$ : facteur d'identification du sol,  $P_{20}^*$ : Pression correspondante à 20% de déformation volumique.



Graph I.15 : Valeurs de  $f$  en fonction de  $\beta_{SBP}$  dans le cas de pieux battus ouvert à sa base (Becue et al 1986)

Tableau I.13 : Valeurs de  $\beta_{SBP}$  d'identification de sol (Becue et al 1986)

Type de sol	$\beta_{SBP}$ %	$P^*_{20}$ (KPa)
Argile compressible et silt argileux	<35	>600
Argile moyennement dense et silt argileux	<40	600-1200
Argile dense et silt argileux	<40	>1200
Silt lâche	30-45	<600
Silt moyennement dense	35-50	600-1200
Silt dense	35-50	>1200
Sable lâche	40-55	<700
Sable moyennement dense à dense	45-60	700-1200
Sable très dense	>55	>2000

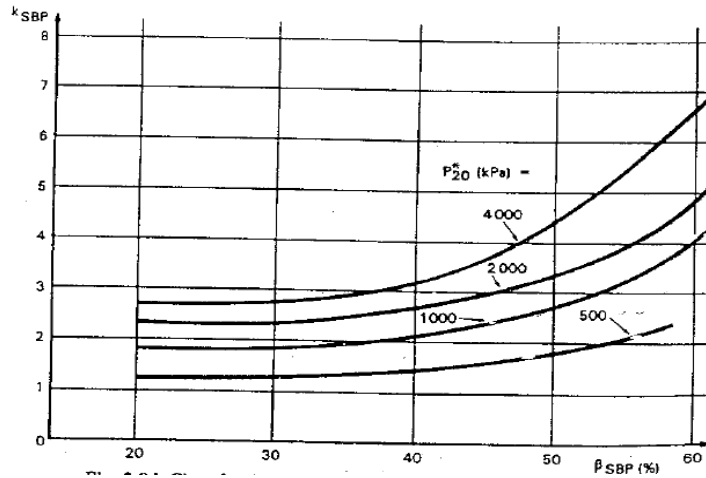


Graph I.16: Valeurs de  $f$  en fonction de  $\beta_{SBP}$  dans le cas d'un pieu battu obturé à sa base. (Becue et al 1986)

-La résistance en pointe peut être calculé selon Le Tirant (1991) par :

$$Q_p = K_{SBP} \cdot P_{20}^*$$

$K_{SBP}$  : Facteur de portance déterminé à partir du graph suivant en fonction de  $\beta_{SBP}$ .



Graph I.17 : Valeurs de  $K_{SBP}$  en fonction de  $\beta_{SBP}$  (Becue et al 1986)

### I.6.2.2) Méthode du pénétromètre statique :

On mentionne l'œuvre de Le Triant 1991, qui se base sur les recherches de Ruitter et Beringen 1979, et Bustemante et Gainselli 1981 (LCPC), Olsen et al 1984.

#### Bustemante et Gainselli

-Le calcul du frottement latéral depuis un essai CPT selon Le Tirant 1991 se fait comme suit :

$$F = \inf \left( \frac{q_c}{N_s}; F_{lim} \right)$$

Avec :

$N_s$  : Coefficient de frottement propre à l'essai CPT donné par le tableau I.14.

Les valeurs limites de frottement  $F_{lim}$  recommandées par Bustemante et al 1981 sont répertoriées dans le tableau I.14. Pour des sables très denses d'un pieu battu avec  $q_c > 30$  Mpa, ces valeurs ne sont pas valables.

Il faut noter que Le Tirant insiste sur le fait que pour des valeurs de  $N_s$  entre 200 et 400, le frottement déduit est presque toujours sous-estimé en comparaison avec les valeurs réelles. En effet, pour des sables denses la marge de sous-estimation varie de 40% à 65% comme mentionné par Beringen 1981. L'auteur cite comme exemple, un frottement latéral calculé 3 fois moins de son cas réel. Cependant, l'utilisation de la densité relative en corrélation avec les valeurs  $q_c$  et pour des sables très denses ayant un indice  $D_r$  entre 80 et 100%, n'est pas adéquate à cause de la limitation de la portée de  $q_c$  qui peut atteindre les 60Mpa seulement. Le graph I.18 offre la variation de  $F_{lim}$  en fonction de  $q_c$  d'après Le Tirant 1991 compilée à partir de plusieurs essais :

Tableau I.14 : Valeurs de  $N_s$  et  $F_{lim}$  selon les configurations (Bustemante et al 1981)

type de sol	$q_c$ (MPa)	pieu battu obturé		Pieu foré ou coulé	
		$N_s$	$f_{lim}$ (kPa)	$N_s$	$f_{lim}$ (kPa)
Argile molle	< 1	30	35	30	15
Sable dense à très dense	1 to 5	80	35	40	35
Silt et sable lache	≤ 5	120	35	60	35
Argile rigide à très rigide et silt dense	> 5	120	35	60	35
Sable moyennement dense et gravier	5 to 12	200	80	100	80
Sable dense à très dense et gravier	> 12	200	120	150	120

Dans le cas de la portance en pointe, la méthode de Bustemante ou dite LCPC est presque la même que celle utilisée avec l'essai PMT, seulement les valeurs à prendre pour  $q_c$  sont brutes et non pas nettes comme le cas échéant. La portance se calcul comme suit (Bouafia Ali 2009) :

$$Q_p = K_c \cdot q_{ce}$$

$K_c$  : Facteur de portance pénétrométrique,  $q_{ce}$  : résistance pénétrométrique équivalente.

-De ce fait, on procède avec la méthodologie suivante (Bouafia Ali 2009):

1. Calculer la moyenne analytique dans la zone utile, cette dernière est la même que dans un essai PMT :

$$q_{cm} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_c z (dz)$$

2. Ecrêter les valeurs supérieures à  $1.3 q_{cm}$ .
3. Recalculer la résistance équivalente : ( Les paramètres a et b se calculent comme pour un essai PMT)

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc} z (dz)$$



4. En pratique, On utilise la sommation des trapèzes limités par les N mesures de qc sur la tranche [D+3a, D-b] en considérant un pas de Δzi, se qui offre la formule suivante :

$$Q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \cdot \sum_{i=1}^{i=N} q_{ce} \cdot \Delta z_i$$

1. La fiche équivalente De peut être écrit comme suit :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \cdot \int_d^D q_c(z) dz$$

2. Le facteur de portance K<sub>c</sub> peut être identifié à partir du tableau I.15
3. La contrainte de cisaillement latéral Qf peut être calculé en divisant la valeur de résistance pénétrométrique brute à la profondeur z par un facteur β\*, d'où les valeurs appropriés peuvent être déduites du tableau I.16 :

$$Q_f(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta^*}; q_{fmax} \right\}$$

Tableau I.15 : Valeurs de portance pénétrométrique Kc

Type de sol	Pieu ne refoulant le sol	Pieu refoulant le sol
Argiles et limons	0,4	0,55
Sables et graviers	0,15	0,5
Craies A	0,2	0,3
Craies B	0,3	0,45

**Ruiter et al 1979 :**

En revanche la portance en pointe unitaire d'après Ruiter et al, pour un pieu battu obturé ou ouvert peut être calculée par :

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{I+II}{2} + III \right)$$

Tableau I.16 : Valeurs de  $q_f$  (Bouafia Ali 2009)

		Argile /limon			Sable / gravier			Craie	
		A	B	C	A	B	C	A	B
Foré	$\beta^*$	-	-	-	200	200	200	125	80
	$q_f^{\max}$	15	40	40	-	-	120	40	120
Foré tubé	$\beta^*$	-	100	-	250	250	300	125	100
	$q_f^{\max}$	15	40	40	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	$\beta^*$	-	120	150	300	300	300		
	$q_f^{\max}$	15	40	80	-	-	120		
Battu préfabriqué	$\beta^*$	-	75	-	150	150	150		
	$q_f^{\max}$	15	80	80	-	-	120		

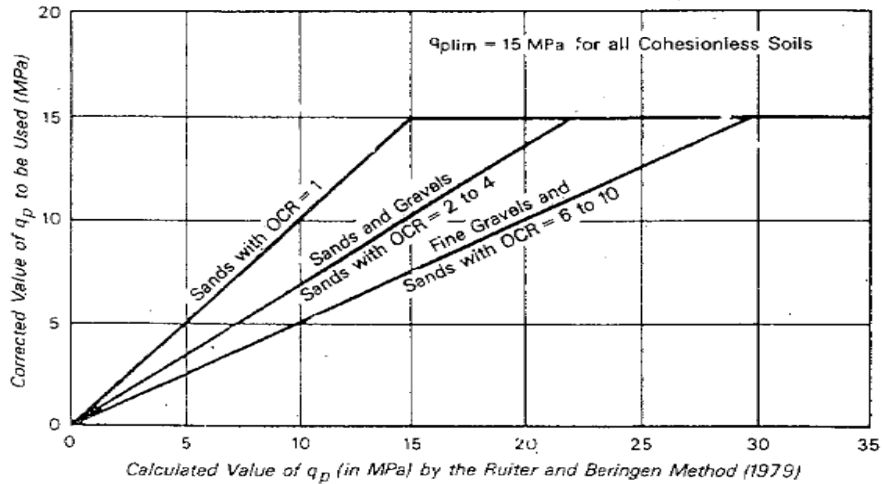
Avec :

I : La valeur moyenne de  $q_c$  au dessous de la pointe dans une profondeur entre  $0.7B-4B$ , en prenant le cas le plus défavorable

II : La valeur minimale de  $q_c$  dans la même profondeur précédente.

III : La moyenne des valeurs minimums en dessus de la pointe dans une profondeur entre  $6B-8B$ , toute valeur supérieure à II ne sera pas prise en compte.

Après avoir calculé  $q_p$ , celle-ci doit être corrigé suivant le degré de consolidation OCR décrit par le Graph I.18 d'après Ruitter et al 1979 :



Graph I.18 : Correction des valeurs de qc d'après Ruitter et al 1979.

En outre, et dans le cas d'un sol sableux, Ruitter et al 1979 donne le frottement unitaire latéral comme suit :

$$F = \begin{cases} \frac{qc}{300} (\text{Compression}) \\ \frac{qc}{400} (\text{Traction}) \\ 120 \text{ Kpa (Valeur maximale de frottement)} \end{cases}$$

Et dans le cas d'un sol argileux, Ruitter donne le frottement unitaire fonction d'un facteur  $\beta'$  multiplié par  $C_u$  :

$$F = \beta' \cdot C_u$$

Avec :  $\beta'$  facteur correcteur égale à 1 pour une argile normalement consolidée, et 0.5 pour une argile surconsolidé. (Hani et Mourad 1999)

### Bagulin et al :

Baguelin et al ont réalisé une série d'essais CPT afin de développer une nouvelle formulation. En effet, ces auteurs ont appliqué une autre configuration sur l'essai, on réalisant le chargement en 10 paliers successifs de 60 secondes ou bien avec une vitesse très lente jusqu'à atteindre la portance ultime. L'essai est dénommé CLT ou Cone loading test, et a été tester à Merville en France.

La formule élaborée par Ali et al pour l'essai CLT :

$$Q_p = [q_0 + k_p \cdot (q_{CLT})] \cdot \frac{\pi \cdot B^2}{4}$$

$$Q_f = \sum_i^n K_s \cdot F_{si} \cdot \pi \cdot B \cdot H_i$$

Avec :

$q_0$  : Charge vertical total appliquée

$K_p$  : facteur de portance.

$K_s$  : Facteur de cisaillement.

$F_{si}$  : Frottement latéral limite de la couche i.

$H_i$  : épaisseur de la couche i.

$Q_{clt}$  : résistance du cone limite obtenue en proximité de la pointe.

-La validation de l'essai CLT par rapport aux essais de chargement statiques, a donné une certaine divergence de résultats qui n'est néanmoins admissible, et que Bagulin et al ont fourni des facteurs correcteurs  $K_s$  et  $K_p$ , et expliquent l'influence que peut avoir la géométrie du CPT ainsi que le frottement latéral et l'effet d'échelle sur les résultats. Les recherches effectués en concordance avec l'essai CPT sont nombreuses, parmi ceux on cite la méthode de Schmertman 1975.(Hani et Mourad 1999) :

### **Schmertman 1975 :**

La capacité portante en pointe à partir d'un essai CPT se calcule comme suit :

$$q_p = \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{2}$$

Avec :

$Q_{c1}$  : Valeur moyenne minimum dans une zone entre  $0.7B$ - $4B$  au dessous de la pointe

$Q_{c2}$  : Valeur moyenne minimum dans une zone de  $8B$  au de dessus de la pointe.

Schmertman donne une borne supérieure de 15 MPa à la portance en pointe par cette équation.

Schmertman 1975 donne aussi le frottement latéral unitaire par l'équation :

$$F = \alpha_c \cdot f_s$$

Avec :

$\alpha_c$ : Facteur réducteur qui varie entre 0.2- 1.25 pour des sols argileux, et  $f_s$  le frottement latéral. Le graph I. 19 affiche la variation de  $\alpha_c$  en fonction de  $f_s$  (Hani et al 1999) :

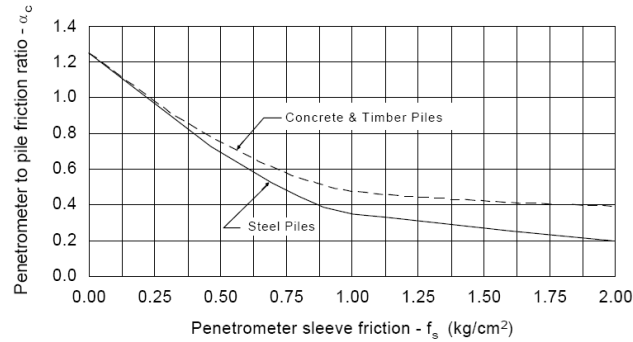
Ceci dit, et dans le cas d'un sol sableux la capacité portante en termes de frottement latéral se calcule comme suit (Schmertamn 1975) :

$$F = \alpha_s \cdot \left( \sum_{y=0}^{8B} \frac{y}{8B} \cdot f_s \cdot A_s + \sum_{y=8B}^L f_s \cdot A_s \right)$$

Avec :

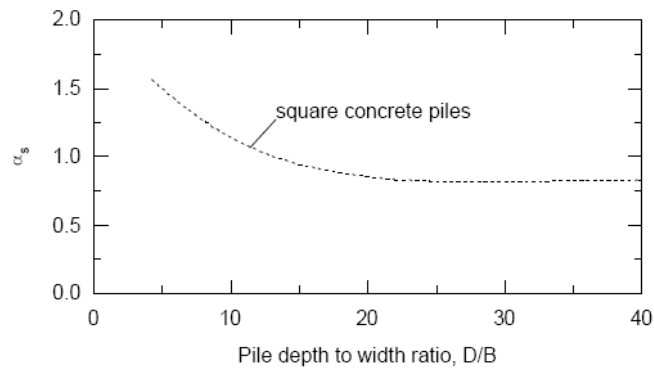
$\alpha_s$ : Facteur de correction pour les sables.

Y : Profondeur pour la quelle on calcul le frottement latéral



Graph I.19: Variation de  $\alpha_c$  en fonction du frottement latéral d'un essai CPT

A noter que Schmertamn 1975 limite le frottement dans ce cas à 120 KPa.



Graph I.20 : Variation de  $\alpha_s$  en fonction du rapport D/B (Schmertman 1975).

**Tumay et Fakhroo (Cone m method) :**

Ces auteurs utilisent la meme formule de Ruitter et al pour le calcul de la capacité portante en pointe dans un sol argileux. Tandis que pour le frottement latéral unitaire, Tumay et Fakhroo propose la formule suivante :

$$F = m \cdot f_{sa}$$

Avec :

M : facteur de sécurité :  $m = 0,5 + 9,5 \cdot e^{-9 \cdot f_{sa}}$

$F_{sa} = F_t/L$  d'où  $F_{sa}$  le frottement local moyen en ton/pieds<sup>2</sup> ou en multipliant par 0.107 MPa pour la conversion, et  $F_t$  le frottement total du cône déterminé pour une longueur de pieu  $L$ .

### Aoki et De Alencar :

Aoki et De Alencar Velloso ont proposé la formule pour le calcul de la portance en pointe unitaire

$$q_p = \frac{q_{ca}(\text{pointe})}{F_b}$$

D'où :

$q_{ca}$  : Valeur moyenne de portance autour de la pointe.

$F_b$  : Facteur empirique relatif au type de pieu comme exprimé à travers du tableau I.17

Tableau I.17 : Facteurs empiriques de la méthode de Tumay et Fakhroo (Hani et Mourad 1999)

Type de pieu	Fb	Fs
Foré	3,5	7
Franki	2,5	5
Acier	1,75	3,5
Béton préfabriqué	1,75	3,5

Le frottement unitaire latéral selon Tumay et Fakhroo est calculé comme suit :

$$F = q_c(\text{latéral}) \cdot \frac{\alpha s}{F_s}$$

D'où :

$q_c(\text{latéral})$  : est la résistance moyenne pénétrométrique pour chaque couche  $i$ .

$F_s$  : facteur empirique comme décrit d'après le tableau II.16, fonction du type de pieu.

$\alpha s$  est un facteur fonction du type de sol tableau I.18.

Tableau I.18 : Valeurs de  $\alpha s$  fonction du type de sol selon Tumay et Fakhroo (Hani et al 1999)

Type de sol	$\alpha s$ %	Type de sol	$\alpha s$ %	Type de sol	$\alpha s$ %
Sable	1,4	Silt sableux	2,2	Argile sableux	2,4
Silt sableux	2	Silt sableux et argile	2,8	Argile sableux et silt	2,8
Silt sableux et argile	2,4	Silt	3	Silt argileux et sable	3
Argile sableux et silt	2,8	Silt argileux et sable	3	Silt argileux	4
Argile sableux	3	Silt argileux	3,4	Argile	6

### Price et Wardle :

Ces auteurs proposent la formule suivante pour la portance en pointe :

$$q_p = K_b \cdot q_c$$

D'où :

$K_b$  : facteur dépende du type de pieu 0,35 pour les pieux battus et 0,3 pour les pieux à vérin. Ainsi dit, pour le frottement latéral unitaire, ils proposent la formule :

$$F = K_s' \cdot f_s$$

D'où :

$K_s'$  : facteur dépendant du type de pieu (0,53 pour les pieux battus, 0,62 pour les pieux à vérin, 0,49 pour pieux forés). Toute fois, Price et Wardle donnent une limite aux valeurs de  $Q_p$  (15MPa) et (120 KPa) au frottement latéral unitaire  $F$ .

### Méthode de Philipponnat :

La capacité portante unitaire peut être calculée par la formule suivante selon Philipponnat :

$$q_p = K_b \cdot q_{ca}$$

Avec :

$K_b$  : Facteur selon le type de sol comme montré par le tableau II.18.

$q_{ca}$  : est calculé par la formule :

$$q_{ca} = \frac{q_{ca(a)} + q_{ca(b)}}{2}$$

D'où :  $q_{ca(a)}$  la résistance moyenne en pointe dans une région de 3B au dessus de la pointe,  $q_{ca(b)}$  la résistance dans une région de 3B au dessous de la pointe [1]

Tableau I.19 : Valeurs de  $K_b$  selon Philipponnat (Hani et Mourad 1999)

Type de sol	$K_b$
Gravier	0,35
Sable	0,4
Silt	0,45
argile	0,5

Le frottement unitaire selon PHILIPONNAT est comme suit :

$$F = \frac{\alpha' s}{F_s} \cdot q_{cs}$$

---

<sup>1</sup> Philipponnat recommande d'ignorer les pics se trouvant dans un graph irrégulier (Hani et Mourad 1999)

$q_{cs}$  : la résistance moyenne le long du fut

$F_s$  : facteur dépendant du type de sol suivant le tableau II.19.

$A_s$  : Facteur dépendant du type de pieu, égale à 1,25 pour les pieux battus préfabriqués. [2]

Tableau I.20 : Valeurs de  $F_s$  selon Philipponnat (Hani et Mourad 1999)

Type de sol	$F_s$
Argile et argile calcaireux	50
Silt, argile sableux, et sable argileux	60
Sable lâche	100
Sable moyennement dense	150
Sable dense et gravier	200

### PenPile method :

Cette méthode a été proposée par Clisby et al pour le département de transport de Missisipi (Selon Hani et Mourad 1999). La portance en pointe peut être calculée comme suit :

$$q_p = \begin{cases} 0,25q_c & \text{Pointe dans l'argile} \\ 0,125q_c & \text{Pointe dans le sable} \end{cases}$$

D'où :

$q_c$ : Valeur moyenne de résistance en pointe autour du pieu.

Le frottement unitaire latéral est déduit par la formule suivante :

$$F = \frac{fs}{1,5 + 0,15fs}$$

$f_s$  : est le frottement latéral le long du fut.

### I.6.2.3) Méthode SPT :

En littérature géotechnique, le nombre de méthodes empiriques en corrélation avec l'essai SPT sont nombreuses. On propose de résumer la totalité des méthodes dans un tableau général pour des fins d'organisation.  $P_a$  dans le tableau signifie pression atmosphérique égale à 100 KPa et  $N_s$  Moyenne des nombres de coups  $N$  pour la couche  $i$ .  $N_{60}$  nombre de coup  $N$  corrigé par l'une des méthodes mentionnés dans le tableau I.22.

---

<sup>2</sup> Philipponnat aussi suggère une limite de frottement latéral égale à 1,2 fois la pression atmosphérique.



Tableau I.21 : Méthodes de conception par l'essai SPT selon Kudmetha et Dey 2012<sup>[3]</sup>

Méthode	Résistance en pointe $q_p$ unitaire et frottement latéral unitaire $f$	Remarques
MEYERHOF 1976 Conseillé pour le sable	$q_p(\text{Mpa}) = 40 \text{ Nb} \cdot (L/D) \leq 4 \cdot \text{Pa} \cdot \text{Nb}$  Nb : Valeur moyenne de N entre 10B au dessus et 5B au dessous de la pointe.  $q_f(\text{Kpa}) = ns \cdot Ns$	Critère de rupture : pente minimale de la courbe effort-déplacement.  Rapport d'énergie pour N : 55%  Pieu ne refoulant pas le sol $ns=1$  Pieu refoulant le sol $ns=2$
BRIAUD 1985	$q_p(\text{Mpa}) = 19,7 \cdot \text{Pa} \cdot \text{Nb}^{0,36}$  Nb : comme décrit par Meyerhof  $q_f(\text{Kpa}) = pl(0,01 \cdot \text{Pa} \cdot (N60)^{0,29}$	Critère de rupture : Tassement en tete du pieu de 10% B
AOKI et DE ALENCAR 1975	$q_p(\text{Mpa}) = \left(\frac{K}{1,75}\right) \cdot Nb$  Nb : Valeur moyenne entre 3 valeurs SPT autour de la pointe  $q_f(\text{Kpa}) = \left(\frac{a \cdot k}{1,75}\right) \cdot Ns$	Critère de rupture : VAN DER VEEN  Rapport d'énergie pour N : 70%  Pour les sables : $a=14$ , $K=1$ et pour les argiles : $a=60$ , $k=0,2$
SHIOI et FUKUI 1982	$q_p(\text{Mpa}) = (1 + 0,04 \cdot \frac{L}{D}) \cdot Nb \leq 0,3Nb$  $q_f(\text{Kpa}) = ns \cdot Ns$	Rapport d'énergie pour N : 55%  $ns=2$ pour les sables et 10 pour les argiles
BAZARRA et KURKUR 1986	$q_p(\text{Mpa}) = nb \cdot Nb$  Nb : Valeur moyenne de N entre 1B au dessus et 3,75 au dessous de la pointe, $Nb \leq 50$  $q_f(\text{Kpa}) = ns \cdot Ns$	$ns=2-4$  $nb= 0,06-0,2$

Cependant, Kudmetha et Dey 2012 souligne l'effet quatre inconvénients liés à la conception d'un pieu par essai SPT. En effet, les valeurs données par l'essai surestiment la portance du pieu en prenant en compte la géométrie et l'effet d'échelle présent. Ainsi, une correction doit être admise pour les raisons suivantes:

1. Correction sur la pression effective verticale.
2. Correction concernant l'efficacité de la masse tombante.
3. Correction au trou et appareil de forage.
4. Correction concernant la dilatance.

<sup>3</sup> Shariatmadri et al 2008 offrent certaines variantes aux méthodes mentionnées dans le tableau I.20

De ce fait, ces auteurs mentionnent le facteur de correction  $C_n$ , qui est égale au rapport de résistance SPT mesurée fonction d'une contrainte verticale effective, sur une contrainte de référence usuellement la pression atmosphérique ( $96\text{KN/m}^2$ ). Kudmetha et al 2012 précise l'importance de ce facteur, à cause de l'augmentation de la résistance à la pénétration en profondeur, et que pour une contrainte verticale effective constante, la résistance à la pénétration augmente d'après Meyerhof 1957 :

$$N = Dr^2 \cdot (a + b \cdot p')$$

Avec :

$Dr$  : densité relative du sol,  $a$  et  $b$  : facteurs de type de sol et  $p'$  la pression effective moyenne

-D'autres parts,  $C_n$  est égale à :

$$C_n = \frac{N_{cor}}{N} = \frac{Dr^2 \cdot (a + b \cdot 100)}{Dr^2 \cdot (a + b \cdot p')} = \frac{\frac{a}{b} + 100}{\frac{a}{b} + p'}$$

En raison du nombre important de correction présentée par plusieurs auteurs, le tableau I.21 retrace ces derniers. Certains auteurs ont réalisé des corrélations sur l'angle de frottement effectif du sol

Avec :

$D_{50}$  : Taille des grains à 50 % de tamis.

$\Phi'$  : angle de frottement effectif.

$P_a$  : pression atmosphérique.

$N_{cor}$  : Valeur corrigée du nombre de coups  $N$ .

Le tableau I.22 : Valeurs de  $N_{cor}$  en fonction de la densité relative  $Dr\%$

Valeur de $N_{cor}$	$Dr\%$
0 - 5	0-5
5-10	5-30
10-30	30-60
30-50	60-95

Tableau I.23 : Méthodes du facteur de correction  $C_n$  selon Kudmetha et al 2012

Méthode	Facteur Cn
LIOA et WHITMAN 1986	$C_n = 9,78 \cdot \sqrt{\frac{1}{\sigma'v}}$ ( $\sigma'v$ ): Kn/m <sup>2</sup>
SKEMPTON 1986	$C_n = \frac{n}{1+0,01 \cdot \sigma'v}$ ( $\sigma'v$ ): Kn/m <sup>2</sup> , n=2 pour sable lache et 3 pour sable dense
CURINOVSKI and ISHIHARA 1999	$Dr\% = \left[ N \cdot \left( 0,23 + \frac{0,06}{D50} \right)^{1,7} \cdot \left( \frac{98}{\sigma'v} \right) / 9 \right]^{0,5} \cdot 100$
WOLFF 1988 <sup>[4]</sup>	$\Phi' = 27,1 + 0,3 \cdot N_{cor} - 0,00054 N^2_{cor}$
PECK, HANSEN, and THORNBURN 1974	$C_n = 0,77 \cdot \text{Log}(2000/\sigma'v)$ ( $\sigma'v$ ): Kn/m <sup>2</sup>
TENG 1962	$C_n = \frac{50}{10 + \sigma'v} \cdot \sigma'v$
BAZARRA 1967	$C_n = \begin{cases} \frac{4}{1+2 \cdot \sigma'v} \cdot \text{Pour } \sigma'v \leq 1,5 \\ \frac{4}{3,25+0,5 \sigma'v} \cdot \text{Pour } \sigma'v > 1,5 \end{cases}$
SEED 1976	$C_n = 1 - 1,25 \cdot \text{Log}(10) \cdot \sigma'v$
TOKIMATSU and YOSHIMI 1983	$C_n = \frac{1,7}{0,7 + \sigma'v}$
CLAYTON 1993	$C_n = \frac{143}{43 + \sigma'v}$ (Valide seulement pour les sables denses)
KULHAWY et MAYNE 1990 <sup>[5]</sup>	$\Phi' = \tan^{-1} \left[ N / \left\{ 12,2 + 20,3 \cdot \left( \frac{\sigma'v}{Pa} \right) \right\} \right]^{0,34}$

#### Méthode de Shariatmadri et al 2008 :

Les auteurs en question ont proposé une méthode de prédiction de la portance d'un pieu par le biais d'un essai SPT. La méthode est fondée sur le mécanisme de rupture d'Eslami et Fellenuis 1997, qui est illustré dans la figure I.15 comme étant des surfaces de rupture logarithmiques en spirales partant de la base vers le fut. Ce mécanisme assume des surfaces entre 4B-9B au dessus de la base en termes de hauteur, et de 1B-1,5B au dessous de la base qui sont en fonction de l'angle de frottement du sol. Il faut aussi noter, que Shariatmadri et al admettent aussi le critère de rupture de Brinch Hansen 80 % qui se base sur l'utilisation des pentes de la courbe de chargement en fonction du tassement.

<sup>4</sup> Dérivée de la méthode de Peck et al 1974

<sup>5</sup> Dérivée de la méthode de Schmertmann 1975

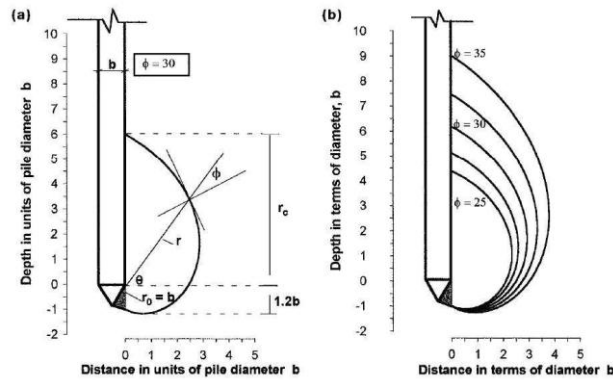


Figure I.15 : Mécanisme de rupture Eslami et Fellenius 1997 selon Shariatmadri et al 2008

La résistance ultime d'un pieu selon Shariatmadri et al 2008 est comme suit, la méthode est recommandée pour les sables :

$$Q_u = Q_p + Q_f = 385 \cdot N_{gb} \cdot A_p + 3,68 \cdot N_{gs} \cdot A_s$$

Avec :

$N_{gb}$  : Valeur géométrique de N dans une région spirale entre 4B au dessous de la base et 8B au dessus de celle-ci.

$N_{gs}$  : Valeur géométrique de N tout au long du fut .

$A_s$  : section transversale du pieu.

La moyenne géométrique st tout simplement la multiplication successive des nombres de coups N à la puissance  $\frac{1}{i}$  :

$$N_{geo} = (N_1 \cdot N_2 \cdot N_3 \cdot \dots \cdot N_i)^{1/i}$$

Cette méthode a été validé par analyse de 60 cas d'études historiques de pieux, le pourcentage d'erreur calculé est de l'ordre de 8 % ce qui est très intéressant vu que les autres méthodes mentionnées dans le Tableau II.20 affichaient des marges d'erreur plus de 18% (surestimation) ou moins de -17% (sous-estimation). Mais il est recommandé d'utiliser cette méthode pour les sables selon Shariatmadri et al (2008).

### I.6.3) Méthodes dynamiques :

Dans cette bannière, les méthodes de battage sont utilisées afin de permettre une corrélation entre l'énergie d'impact de la masse en fonction du tassement en tête du pieu. Ces méthodes sont très fréquentes pour les pieux battus. La charge de travaille est déterminée en utilisant un facteur de sécurité sur la capacité portante ultime, sachant que les méthodes dynamiques ne prennent pas en compte les caractéristiques du sol, en outre, elles ne prennent pas en compte le comportement du sol à long terme (Asclew Abebe et Ian ).

« Les formules dynamiques sont souhaitables pour les sols granuleux et pour des pieux travaillant en pointe, et sont déconseillées pour les sols cohérents du fait de l'absorption de l'énergie du battage » (Varghese 2006). D'autres parts, Andrew Hanz 2009 décrit les inconvénients de cette catégorie par les points suivants :

1. Les formules dynamiques se concentrent uniquement sur la loi cinétique et non pas sur le système de battage.
2. Ces mêmes formules assument une résistance du sol constante plutôt qu'une résistance qui dépende de la vitesse de propagation des ondes.
3. La longueur et la rigidité du pieu sont ignorées par cette catégorie.

La loi fondamentale utilisée par cette catégorie se base sur l'équation selon Chin Jia 2012 :

$$W_r H = R \cdot S_p$$

$W_r$  : le poids de la masse tombante.

$H$  : hauteur de chute de la masse ;

$R$  : Résistance du pieu ou bien capacité portante.

$S_p$  : pénétration du pieu sous chaque coup de masse

A noter que le terme à gauche est celui de l'énergie alimenté par la masse, le terme à droite signifie la facilité de pénétration du pieu. Ainsi dit, Sander 1850 a proposé l'équation suivante pour le calcul de la résistance :

$$Q_u = W \cdot H / S_p$$

**Méthode de Hiley :**

Chin Jia 2012 décrit cette méthode selon les lois suivantes :

$$Q_u = R + W_r + W_p$$

$$R = \frac{W_r \cdot h}{S_p + C/2} \cdot \eta$$

$$\eta = \frac{w_r + \eta^2 \cdot W_p}{W_r + W_p}$$

$R$  : résistance ultime du pieu au battage. KN

$\eta$  : efficacité de la masse :

-si  $W_r > W_p$  et le pieu est battu dans un sol facilement pénétrable :

$$\eta = \frac{(Wr + Wp.e^2)}{Wr + Wp}$$

-Si  $Wr < Wp.e$  et si le pieu est battu dans un sol difficilement pénétrable :

$$\eta = \frac{(Wr + Wp.e^2)}{Wr + Wp} - \left[ \frac{(Wr - Wp.e)}{Wr + Wp} \right]^2$$

e : coefficient fonction du type de matériau et peut être défini selon le rapport de  $Wp/Wr$

H : Hauteur de chute de la masse

h : Hauteur effective de chute. Il est égal à 90 % de H pour un moteur de vapeur et 80 % de H pour une masse attachée par corde.

C : compression temporaire du sol (Tableau I.24)

Tableau II.24 : Valeurs de C selon le cas rencontré (Chin Jia 2012)

Type de compression	Matériau	Penetration facile	Pénétration moyenne	Pénétration difficile	Pénétration très difficile
Tête du pieu Cc	Tete en bois	1	2,5	4	5
	Casque en avant pieu	1	2,5	4	5
	Tassement de 75 mm au dessous du casque	2	4	5,5	7,5
	25 mm tassement du tampon	1	1	2	2,5
Longueur du pieu $C_1$	Pieu en bois	0,33L	0,67L	L	1,33L
	Pieu en béton préfabriqué	0,25L	0,5L	0,75 L	L
	Pieu en acier ou tubé en acier	0,25L	0,5L	0,75 L	L
Tremblement Cq	Sol autour du pieu et au dessous du pieu	1	2,5-5	4-6	1-4

Tableau I .25 : Valeurs de  $\eta$  selon Civil Engineering Code 1953

Wp/Wr	e=0,5	E=0,4	e= 0,32	e=0,25	e=0
0,5	0,75	0,72	0,7	0,69	0,67
1	0,63	0,58	0,55	0,53	0,5
1,5	0,55	0,5	0,46	0,44	0,4
2	0,5	0,44	0,4	0,37	0,33
2,5	0,45	0,4	0,36	0,33	0,28
3	0,42	0,36	0,33	0,3	0,35
4	0,36	0,31	0,28	0,25	0,2
5	0,31	0,27	0,25	0,21	0,16
6	0,27	0,24	0,23	0,19	0,14

### Méthode PDA (Pile driving analyzer) 1960:

Développée en 1960 par la case institut Cleveland Ohio, elle se base sur les mesures électroniques des contraintes et ondes au cours du battage. Parmi ces avantages selon Ariel Perez 1998 :

1. Mesure de la capacité portante au moment du test, avec la possibilité de prédiction de la portance à long terme lors de la phase de rebattage ou de la répétition du battage.
2. Contraintes dynamiques dans le pieu lors du battage, afin de prévenir d'éventuel développement de contraintes de traction ou de compression pouvant endommager le pieu. Le phénomène de flambement peut être contrôlé via le PDA.
3. Intégrité du pieu, pour déterminer d'éventuelles discontinuités au sein du pieu.
4. Contrôle de la qualité de battage et de sa performance.

Selon Ariel Perez 1998 ; le dispositif consiste en 3 éléments : une paire de transducteurs de contraintes, une paire d'accéléromètres avec ces derniers placés en tête du pieu, une unité de calcul ou PDA. La capacité portante dynamique doit être séparée de la portance statique par le biais d'une valeur d'amortissement nommée  $J_c$ , et sachant la longueur du pieu, la vitesse de propagation des ondes après impact est issue comme suit :

$$C = \frac{2.L}{t}$$

Avec :

$C^*$  : vitesse de propagation des ondes.

$T$  : temps nécessaire à l'onde pour voyager 2 fois la longueur du pieu.

En autres, on peut déterminer le module dynamique du pieu par la formule :

$$E_d = \rho . C^2$$

$\rho$ : masse volumique du pieu

$E_d$  : module dynamique du pieu.

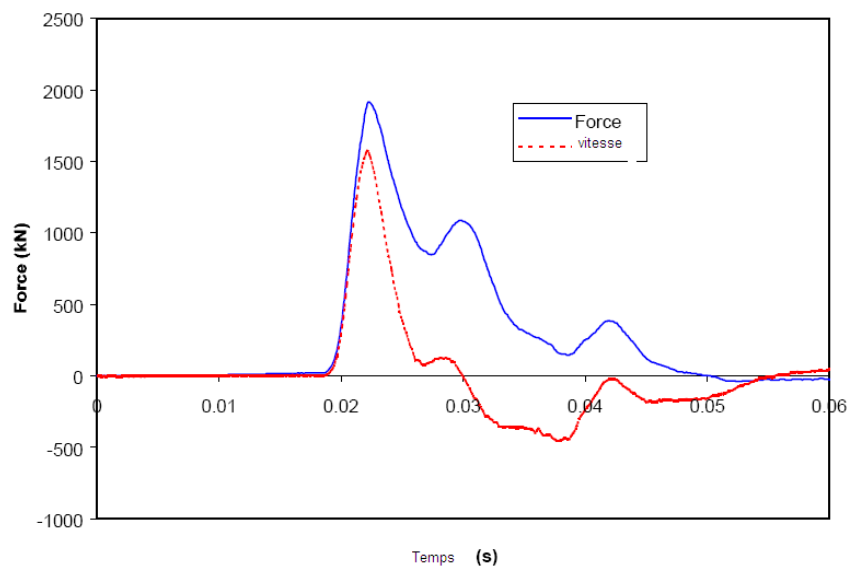
Dé lors, l'impédance  $Z$  peut être déduite par la formule :

$$Z = \frac{E_d \cdot A}{C}$$

Or, la force  $P$  le long du pieu peut être obtenue par les transducteurs de contraintes :

$$P = \varepsilon \cdot E \cdot A$$

Les accéléromètres aident à obtenir la vitesse de propagation des ondes après intégration de ces derniers. Ensuite, la vitesse  $C$  est convertit en force par multiplication avec l'impédance  $Z$ .



Graph I.21 : Réponse typique d'un coup de mouton d'un PDA selon Ariel Perez 1998

L'équation principale utilisée afin de déterminer la portance statique d'un pieu d'après le PDA, assume un comportement linéaire élastique du pieu et des sections transversales constantes le long du pieu :

$$RSP = (1 - J_c) \cdot \frac{P_1 - ZV_1}{2} + (1 + J_c) \cdot \frac{P_2 - ZV_2}{2}$$

Avec

$P_1, P_2$  : forces mesurés à temps  $T_1, T_2$ .

$V_1, V_2$  : Vitesses mesurés à temps  $T_1, T_2$ .

$J_c$  : Constante d'amortissement relative au cas.

$RSP$  : portance statique du pieu.



### **Méthode de Paikowski 1994 :**

Ariel Perez 1998 mentionne aussi cette méthode qui est sous le nom d'approche d'énergie . Le principe focalise sur la prédiction de la portance par le biais de mesures dynamiques au cours du battage. Paikowski 1994 admet un déplacement élasto-plastique de l'interface sol/pieu et joint l'énergie maximum transférée au déplacement maximum du pieu, à avec le nombre de coup réalisé suivant la formule :

$$R_u = \frac{E_m}{S_{et} + \left(\frac{D_{max} - S_{et}}{2}\right)}$$

Avec :

Set : pénétration permanent pour chaque coup

Em :Energie maximale transférée au pieu.

Ru : capacité dynamique du pieu.

La conversion depuis la portance dynamique vers la portance statique se fait par le biais de la formule :

$$Q_u = K_{sp} \cdot R_u$$

Ksp : facteur de corrélation traduisant la perte de l'énergie. Il est inférieur à 1 pour une pénétration facile et supérieure à 1 dans le cas inverse. (Ariel Perez 1998)

### **Méthode de Sakai et al 1996 :**

Ariel Perez 1998 décrit cette méthode qui se base sur la théorie de la propagation des ondes en fonction de la contrainte. Selon Sakai cette méthode est théoriquement correcte et offre une prédiction proche de la réalité et très simple. Un choc depuis un mouton élastique suit la formule suivante :

$$R_u = \frac{A \cdot E}{L_p} \cdot \left(\frac{W_p}{2 \cdot W_r}\right) \cdot (D_{max} - S)$$

Avec :

E : module d'élasticité du pieu.

Lp : Longueur du pieu.

Dmax : pénétration maximale du pieu pour chaque coup

S : tassement permanent.

Tableau I.26 : Résumé des méthodes dynamiques Hal Hunt (1979)

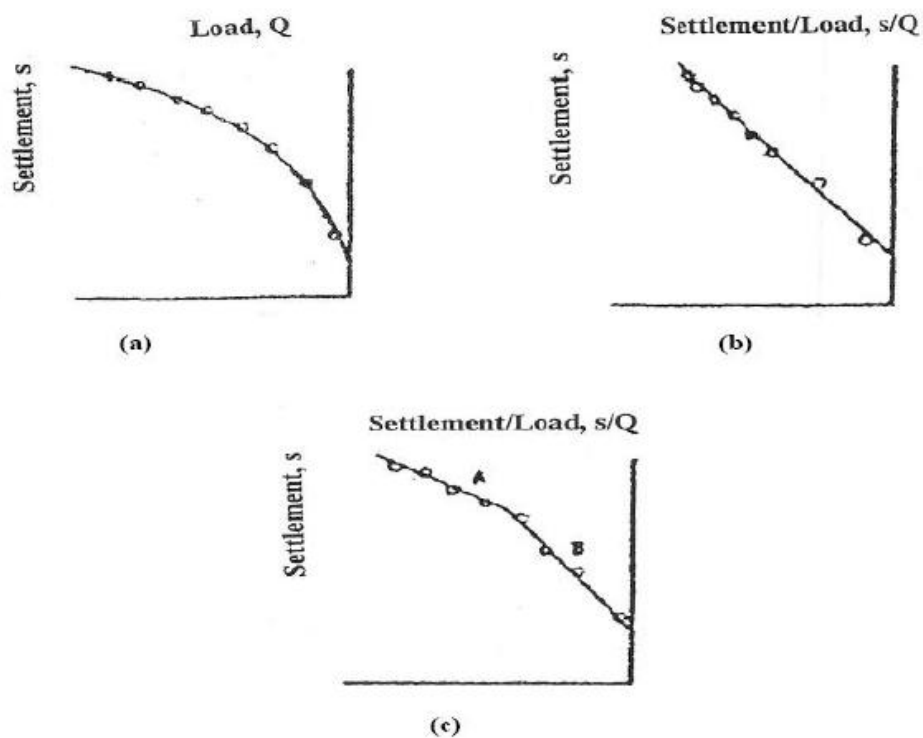
Nom de la méthode	Qu	Paramètres
<p>CANADIAN BUILDING CODE</p> <p>Coefficient de sécurité= 3</p>	$Qu = \frac{\eta \cdot Eh \cdot C1}{Sp + C2 \cdot C3}$	$C1 = \frac{Wr + n^2 \cdot (0,5 \cdot Wp)}{Wr + Wp}$ $C2 = \frac{3 \cdot Qu}{2 \cdot A}$ $C3 = \frac{L}{E} + C4$ <p>(C4=3,7*10<sup>-10</sup>KN/M<sup>3</sup>)</p>
<p>Méthode hollandaise OLSON ET FLAATE 1967</p> <p>Coefficient de sécurité= 3-6</p>	$Qu = \frac{\eta \cdot Eh}{Sp + C1}$	$C1 = \sqrt{\frac{eh \cdot Eh \cdot L}{2 \cdot A \cdot E}}$
<p>EYTELWEINET CHELLIS 1961</p> <p>Coefficient de sécurité= 6</p>	$Qu = \frac{\eta \cdot Eh}{Sp + C \left( \frac{Wp}{Wr} \right)}$	<p>C= 2,5 mm</p>
<p>NAVY MC-KAY</p> <p>Coefficient de sécurité= 6</p>	$Qu = \frac{\eta \cdot Eh}{Sp \cdot (1 + 0,3C1)}$	$C1 = \frac{Wp}{Wr}$
<p>PACIFIC COAST UNIFORME BUILDING CODE</p> <p>Coefficient de sécurité= 4</p>	$Qu = \frac{\eta \cdot Eh \cdot C1}{Sp + C2}$	$C1 = \frac{Wr + k \cdot Wp}{Wr + Wp}$ <p>K=0,25 pieu en acier K=0,11 pour tous autres types.</p> $C2 = \frac{Qu \cdot L}{A \cdot E}$
<p>Méthode de Gates</p>	$Qu = 6/7 \cdot \sqrt{\eta \cdot Er} \cdot \text{Log}(10 \cdot Nb)$	<p>Er: Energie alimenté par la masse .</p> <p>η: Efficacité du battage (0,75 pour les masses en chutes, 0,85 pour les autres types de moteurs)</p> <p>Nb : Le nombre de coup pour la pénétration du pieu pour chaque 2 ,54 cm</p>

Le nombre de méthodes qui existent sous cette catégorie est très important, on encourage la lecture de voir les références afin d'en apprendre plus.

#### I.6.4) Essais de chargement en vraie grandeur :

##### I.6.4.1) Méthode de Chin :

-Selon Chin Jia 2011, Chin 1970 assume que la forme de la courbe de chargement en fonction du tassement est hyperbolique, ainsi, ça méthode est empirique. L'auteur en question analysa la relation entre le tassement  $S$  et le rapport tassement sur la charge  $S/Q$ , qui est en outre linéaire en s'approchant au domaine de rupture. Les graphes suivants, expriment l'allure de la courbe d'un pieu travaillant uniquement en pointe ou par frottement (a et b), mais aussi le comportement conjugué dans les deux cas réunis, à savoir en pointe et par frottement(c).

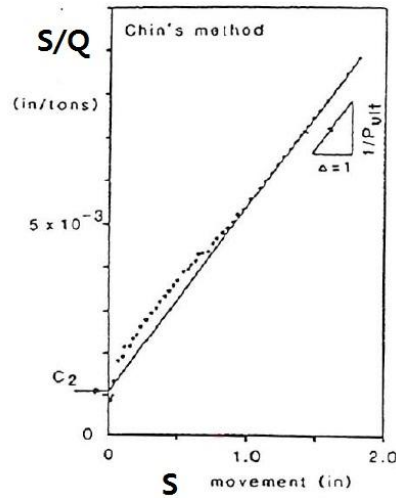


Graph I.22 : a et b : réponse d'un pieu travaillant en pointe ou par frottement. C : somme des 2 modes de fonctionnement

Le graph I.23 offre une autre perspective en donnant le rapport tassement sur charge en fonction de  $S$ . Dans cette courbe, l'inverse de la pente donne la capacité portante ultime.

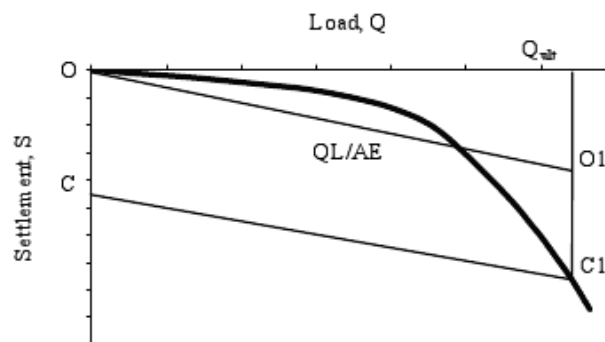
##### I.6.4.2) Méthode de Davidsson 1972 :

Selon Baligh et Abderahman, l'auteur de la méthode admettait que la portance ultime est atteinte après un petit déplacement de la pointe. En effet, la portance ultime est définie ici par la charge qui correspondait au tassement supérieur à la déformation élastique de compression du pieu par 3,8 mm plus un facteur égal à  $B/10$ .



Graph I.23 : Détermination de la portance d'après la méthode de Chin 1970(Chin Jia 2011)

D'autre part, cette méthode s'applique bien sur les pieux battus mais se trouve très conservative pour les pieux forés. Le chargement se fait d'une manière incrémentale par palier soutenue pour pas plus d'une heure. La figure jointe II.3.4.2.1 permet de voir la réponse du pieu pour une tel méthode. L'idée est simple , Baligh et al recommande l'utilisation d'un échelle qdéquat afin de tracer la ligne OO1 faisant un angle de 20° avec l'absicce de chargement. Cette ligne OO1 exprime la relation en le chargement et le raccourcissement élastique du pieu définie par la loi  $QL/E.A$ , puis , une autre ligne CC1 doit etre dessiner paralléle à OO1 , avec la distance  $OC1 = (3,8 + 0,08 .D)^{[6]}$ . Au final , l'intersection de la ligne CC1 avec le graph donne la portance ultime du pieu ou  $0,9 Q_u$ .



Graph I.24 : Réponse d'un chargement selon la méthode de Davidson 1972(Baligh et al)

Le tassement ultime est déduit par la formule :

$$S_{ult} = (3,8 + 0,08 .D) + ( Q_{ult}.L/A.E)$$

$S_{ult}$  : tassement à la charge ultime .

$Q_{ult}$  : portance ultime exprimé en tonnes .

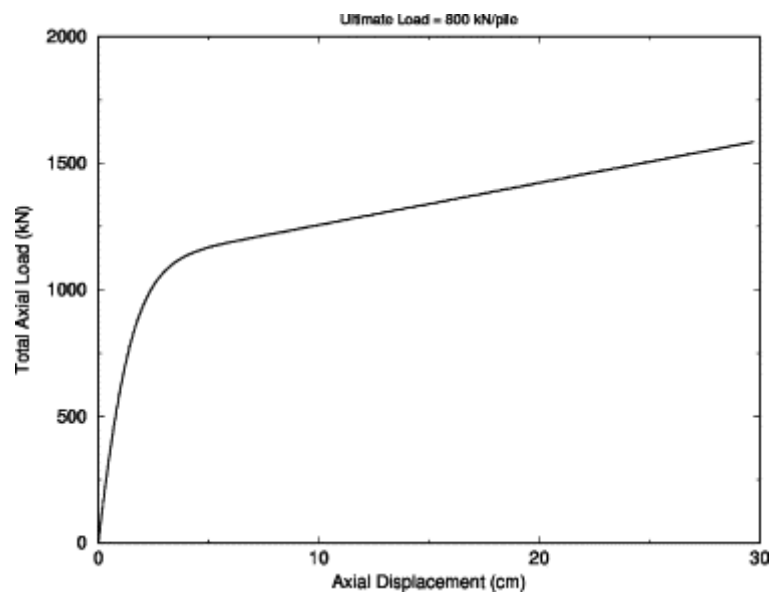
<sup>6</sup> D en cm

E : modules elastique du pieu ( 2 ton/ mm<sup>2</sup> ou 20 kn/mm<sup>2</sup>)

Néanmoins , la version original se trouve conservatrice et ne s'applique que étant en chargement proche de la rupture .

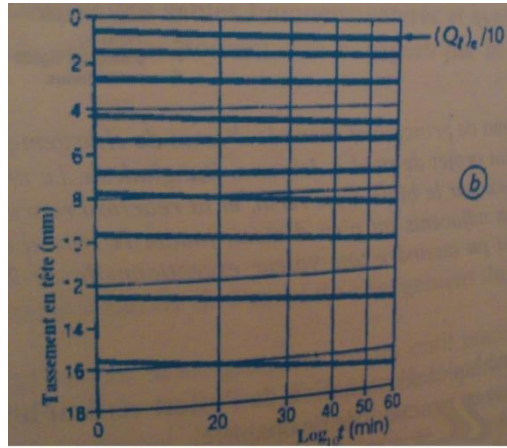
#### I.6.4.3) MLT (Maintained Load Test ) :

En outre, nommé aussi essai de chargement statique servant à évaluer la certitude des calculs de portance et de tassement déjà entrepris. De ce fait, l'essai est réalisé par chargement incrémentale constant jusqu'à stabilisation du tassement pour chaque palier, on donne le plus souvent un seuil de tassement de l'ordre de 0,343 mm/h afin de procéder à l'étape de chargement suivante [7] (Poulos et Davis 1980). La procédure usuelle est de charger jusqu'à 1,3 Q destiné en étapes, puis de décharger en étapes toujours et attendre le rebond du pieu sous l'effet de la réaction. Si le pieu est instrumenté par le biais d'extensomètres, le frottement latéral peut être déterminé individuellement. Dans le cas ou le pieu est équipé de comparateurs, la séparation des 2 termes de portance n'est pas possible et une interprétation de la courbe de chargement doit être faite. (Bouafia ALi 2009). L'interprétation ainsi dit, permet d'apprécier la charge critique Q<sub>c</sub>, la portance ultime Q<sub>u</sub>, mais aussi le tassement total sous la charge de service Q<sub>s</sub>. Les graphes 25, 26, et 27 permettent de mettre en évidence les résultats obtenus :

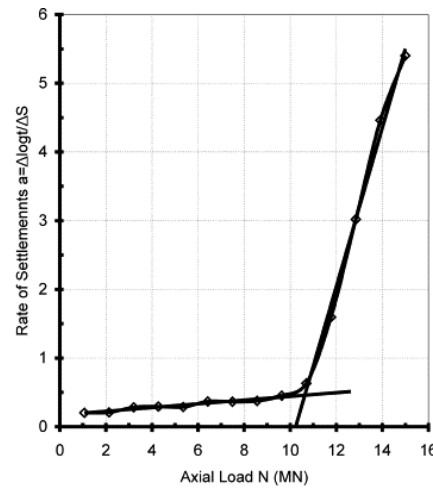


Graph I.25 : Tassement du pieu en fonction de la charge Q

<sup>7</sup> On trouve aussi 0,084 mm/hr, ou meme 0,305 mm / hr selon d'autres réglementations.



Graph I.26 : Tassement du pieu pour chaque charge en fonction de log de temps



Graph I.27 : Pente de la courbe de chargement  $\bar{\alpha}$  en fonction de chaque charge .

Depuis le graph 25 , on peut aisément calculer la portance ultime du pieu qui est par analogie , l'asymptote de la courbe . En autres , on peut aussi admettre la charge qui provoque un tassement en tete de  $B/10$ . D'autres parts , le graph 26 permet d'apprécier l'évolution du tassement en tete pour chaque charge en fonction du logarithme de temps , chaque courbe est linéaire faisant un angle  $\bar{\alpha}$ (mm/mn) par rapport à la verticale. Le graph 27 , trace la variation de la pente  $\bar{\alpha}$  en fonction de la charge , et on peut constater ainsi une augmentation brusque du tassement à une charge dite  $Q_c$  critique pour le quel , on entre dans le domaine d'instabilité de tassement. (Bouafia Ali 2009).

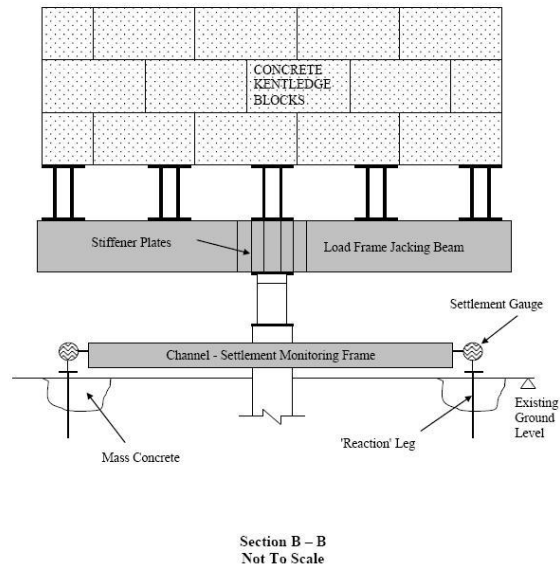


Figure I.16 : Schéma représentatif de l'essai de chargement statique

Dans le cas d'absence d'extensomètres et l'emploi de comparateurs, des corrélations doivent être faites par le biais de certaines méthodes aidant à séparer les 2 termes de portance.

Tableau I.27 : Méthodes d'interprétation d'un pieu non instrumenté (Bouafia Ali 2009)

Méthode	Procédure
Lissage hyperbolique DUNCAN et CHANG 1970	$V_0/Q=1/\bar{\alpha}+ V_0/Ql$ $V_0$ : Tassement en tête $\bar{\alpha}$ : pente de la courbe initiale $Ql$ : effort verticale limite
Critère de la tangente par BUTLUR et HOY 1977	Tracer la tangente de pente de 7KN/mm  $Ql$ est l'intersection des deux tangentes
Critère de 80% de HANSEN 1963	Tracer la courbe $V_0^{1/2}/Q= f(V_0)$ Ajuster l'allure linéaire par une droite : $a+b \cdot V_0$ $Ql= 0,5 / (a.b)^{1/2}$
Critère de la valeur limite par DAVIDSSON 1972	Tracer sur la courbe $Q-V_0$ et la droite de compression élastique du pieu. Tracer une droite parallèle à la première et passant par le point $(0,15 + B/120,0)$ L'intersection avec la courbe $Q-V_0$ donne $Ql$
Critère conventionnel	$Ql$ correspond à un tassement en tête de $B/10$

L'inconvénient majeur d'un tel essai est surtout le gout très exubérant mais aussi la durée de chargement relativement longue.

#### I.6.4.5) Hybridnamic :

L'essai en question consiste à battre le tête du pieu à l'aide d'un mouton, tombant sur un coussin et n'utilise pas de massif de réaction afin d'évaluer la portance. Ceci dit, le coussin est défini comme une nappe sous forme de nid d'abeilles composée d'une plate en acier, un élastomère, ainsi que des cellules remplies d'air (Figure I.16) :



Figure I.17 : Coussin installé au dessus de la tête du pieu.

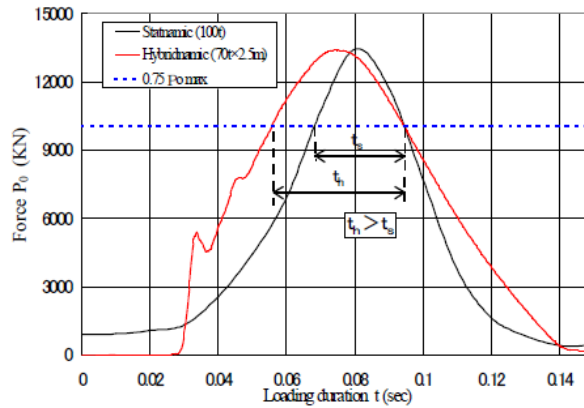


Figure I.18 : Essai hybridnamic 70 tonnes.

Cet essai entre dans la famille de Rapid Load test à savoir, test de chargement rapide. Dans cet essai, la propagation de l'onde est ignorée prenant en compte que les contraintes générées dans le pieu ce qui rapproche la méthode d'un simple essai statique. Le coussin a été développé par Jibanshikenjo aide à transférer la charge d'une manière rapide faisant apparaître les avantages suivants :

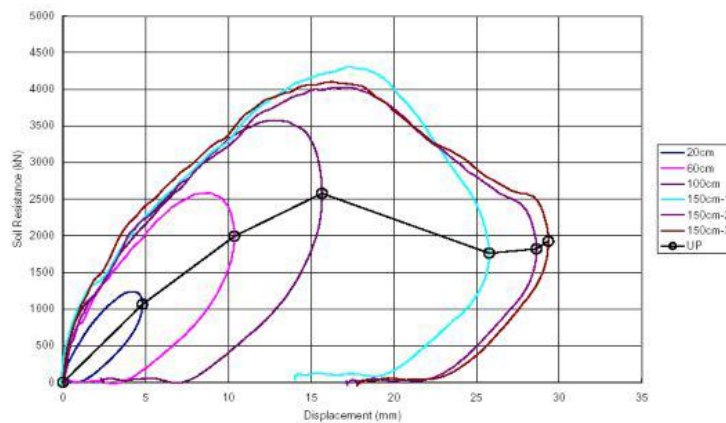
1. Temps de chargement amélioré
2. Répulsion après impacte amoindrit.
3. Cycles d'usage répétés.
4. Evite l'endommagement du pieu.





Graph I.28: Comparaison entre temps de chargement d'un essai statnamic et hybridnamic.

Au cours du déchargement, le retour à l'état initial est retardé du à la pression négative générée au sein des cellules , ce qui en résulte à un faible rebond du la masse tombante. En outre, la déformation latérale est restreinte par la présence de la plaque en acier, qui permet aussi à l'énergie de chargement dans le matériau de ne pas dépasser les contraintes critiques. D'autres parts, un camera PSD (positive sensitive detector) en synchronisation avec une cible LED permet de calculer le déplacement du pieu en tête. Deux accéléromètres sont installés sur le pieu en tête reliés à un PDA afin de calculer la portance et les contraintes générées. La courbe de la portance en fonction du déplacement est déduite en utilisant le principe du point de déchargement pour chaque impacte, puis, les relier pour former une courbe comme la figure suivante :



Graph I.29 : Courbe de résistance en fonction du tassement.

## II.6.5) Méthodes de calcul du tassement d'un pieu isolé :

### II.6.5.1) Méthodes empiriques :

On note, les recommandations de Vesic 1997 pour le tassement d'un pieu dans un sol pulvérulent :

$$V_0 = \frac{B}{100} + \Delta L$$

$$\Delta L = \frac{Q \cdot D}{S \cdot E_p}$$

$V_0$  : Tassement du pieu en mm

$\Delta L$  : raccourcissement élastique du pieu.

$E_p$  : module de Young du pieu.

$D$  : diamètre du pieu et  $S$  : section transversale.

Meyerhof 1956 de sa part, propose la formule suivante pour tout type de sol :

$$V_0 = \frac{B}{30 \cdot F_s}$$

Avec  $F_s$  : coefficient de sécurité pris égale à 3.

D'autres essais ont été réalisés par LCPC, et d'où Franck 1995 recommande de prendre un tassement de  $0,7 \cdot Q_c$  pour un pieu sous chargement axial.

$V_0/B = 0,6 \%$  pour les pieux forés.

$V_0/B = 0,9 \%$  pour les pieux battus.

### II.6.5.2) Méthodes de la théorie d'élasticité :

Selon Bouafia Ali 2009, on considère pour cette catégorie que le système sol/pieu se comporte d'une manière élastique isotrope. Parmi les nombreuses recherches réalisées dans cette thématique, citant Poulos 1968, Banerjee et al 1978, et Randolph 1978. Ces méthodes, sont basées sur le principe de Mindlin 1936, d'une force verticale agissant sur un massif élastique semi infini :

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E(D) \cdot B}$$

$I_v$  étant un facteur de tassement fonction de la compressibilité du système sol/pieu, du rapport  $E_p/E$  et de l'élancement  $D/B$  de ce dernier. La formulation suivante a été proposée par Randolph et Wroth 1978 valable pour un sol homogène ou avec un module élastique variable en profondeur.

$$I_v = 4 \cdot (1 + \nu) \cdot \frac{1 + \frac{8}{\pi \xi \lambda} \frac{D \tan h(\mu' \cdot D)}{(1 - \nu) \cdot B' \cdot \mu' \cdot D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \cdot \xi} + \frac{4 \cdot \pi \cdot \beta'' \cdot D \tan h(\mu' \cdot D)}{\alpha^* \cdot B' \cdot \mu' \cdot D}}$$

$\nu$  : coefficient de poisson.

$\beta'' = E(D/2)/E(D)$

$\lambda = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot E_p/E(D)$

$$\alpha^* = \text{Ln}[ 2. D/B. (0,25+(2,5.\beta^n (1-\nu)-0,25).\xi)]$$

$$\mu^* . D = \frac{2.\sqrt{2}.D/B}{\sqrt{\alpha\beta^n}}$$

Le facteur  $\xi$  est égal à 1 pour un sol semi infini, sinon pour un substratum élastique d'un module  $E_b$  on a :

$$\xi = E(D)/E_b$$

En outre, Poulos 1978 a recommandé la formule suivante pour un sol hétérogène ou multicouche qui consiste à calculer la valeur moyenne analytique du module d'élasticité  $E_{eq}$  :

$$E_{eq} = 1/D. \int_0^D E(z) dz$$

D'où une autre formulation :

$$E_{eq} = 1/D. \sum E_i.(Z_i - Z_{i-1})$$

Avec :

$E_i$  module de young dans le sol et dans une profondeur  $Z_i$ .

Bouafia Ali 2009 recommande la prudence en utilisant ces méthodes d'où le fait de la difficulté d'évaluation du module élastique fortement influencé par le chemin de contraintes, toute fois , des corrélations peuvent être envisager à partir de paramètres géotechniques locales comme la cohésion ou l'indice de densité .De ce fait , Franck et Christoulas 1991 recommande les corrélations suivantes avec le module pressiométrique :

$E = 4.E_m < 60 \text{ MPa}$  pieu travaillant en pointe.

$E = 5 .E_m < 50 \text{ MPa}$ . Pieu flottant.

Il faut aussi ajouter que Bouafia Ali 2009, exige de ne pas oublier le contexte géologique et niveau de technologie de pieu utilisées qui peuvent influencer ces mêmes corrélations. Dans le cas d'un sable sur consolidé avec  $OCR > 2$  , Lunne et Christofersen 1985 recommandent les corrélations suivantes :

$E = 5.q_c$  ,  $q < 50 \text{ MPA}$

$E = 250 \text{ MPA}$ ,  $q > 50 \text{ MPA}$

Bouafia Ali 2009 suggère d'utiliser un rapport  $E/q_c$  égal à 7 pour les argiles et à 2 pour les sables d'une manière très générale, et qu'une prudence exigée doit être prise d'où le fait d'utilisation de ces méthodes que pour une phase préliminaires.

### II.6.5.3) méthodes des courbes de transfert des charges t-z, q-z :

Le principe ici est de représenter l'interface sol/pieu en une série de ressorts reprenant les contraintes de frottement latéral  $\tau$  et celles au niveau de la pointe  $q_p$ , la continuité du sol est alors ignorée. Ainsi, ces contraintes à une profondeur donnée peuvent être écrites comme suit :

$$T(z) = B_0(z) v(z)$$

$$q_p = R_0 \cdot v(D)/B$$

En outre, l'équilibre d'une tranche infinitésimale se traduit par la formule :

$$\frac{d^2 v}{dz^2} - a^2 \cdot v = 0$$

$$a = \sqrt{\frac{4 \cdot B_0}{E_p \cdot B}}$$

Si le sol est caractérisé par un  $B_0$  constant en profondeur, on aura ainsi :

$$V(z) = a_1 \cdot \cosh(a \cdot z) + a_2 \cdot \sinh(a \cdot z)$$

Le tassement pour un pieu chargé axialement est alors :

$$V_0 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot B} \cdot \frac{1 + \frac{R_0 \cdot \tanh(a \cdot d)}{a \cdot B \cdot E_p}}{R_0 + a \cdot B \cdot E_p \cdot \tanh(a \cdot d)}$$

Dans le cas, d'un pieu incompressible on prend  $E_p/E = \infty$  ainsi on aura :

$$V_0 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot B} \cdot \frac{1}{(R_0 = 4 \cdot D \cdot B_0)}$$

Il est recommandé de subdiviser le sol en tranches suffisamment minces dans le cas d'un sol multicouche ou monocouche non homogène, ou le profil  $B_0(z)$  quelconque. Les tranches doivent afficher un profil  $B_0$  constant, et que ces segments peuvent être intégrés par la méthode de différences finies. Il est intéressant de présenter aussi des corrélations faites par certains auteurs entre les paramètres de transfert des charges  $R_0$  et  $B_0$  et le module d'élasticité, par exemple Cassan 1978 a proposé l'équation suivante se basant sur une sphère infiniment rigide comme analogie de la zone autour de la pointe :

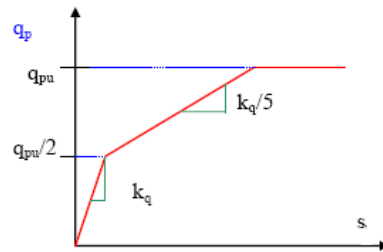
$$R_0/E = 6 / (1 + \nu)$$

$$B_0 = \frac{E}{B(1,53 \cdot \log\left(2 \cdot \frac{D}{B}\right) + 0,95)}$$

En revanche, Christoulas (1976) c'est basé sur un disque infiniment rigide pour la pointe et à développer l'équation :

$$R_0/E = \frac{32 \cdot (1-\nu)}{\pi(1+\nu) \cdot (3-4\nu)}$$

Ce même auteur, a suggéré une formule enveloppe  $B_0 = 0,45 E$ , avec  $B_0$  Kpa/m et  $E$  en Kpa  
 Au final, Bouafia Ali (2009) cite que ces recommandations doivent respecter une condition d'application à des charges inférieures à  $0,7 Q_c$ . Une autre méthode mérite d'être évoquer celle de Franck et Zhao 1982 (B. Azzedine 2008). Cette méthode se focalise sur les lois de mobilisation de contrainte de cisaillement le long du pieu, avec celle de la en pointe en utilisant l'essai pressiométrique. En utilisant un facteur correcteur  $K_q$  et  $K_\tau$  en fonction du type de sol, mais aussi la valeur de la charge pour la quelle on veut calculer le tassement on peut aisément aboutir à nos fins.



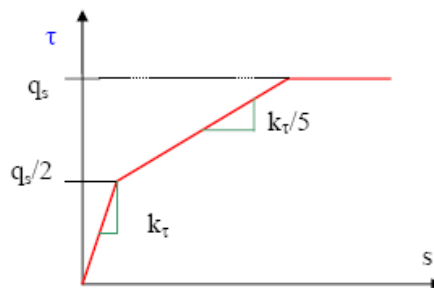
Graph I.30: Variation de la portance en pointe en fonction du tassement (loi de mobilisation de la portance)

Pour une charge  $q : 0 < q < \frac{qu}{2}$  on aura un tassement  $S = \frac{q}{Kq}$

Pour une charge  $q : \frac{qu}{2} < q < qu$  on aura un tassement  $S = \frac{(5q - 2 \cdot qu)}{Kq}$

$Kq = \frac{11 \cdot Em}{B}$  dans le cas d'un sol fin

$Kq = \frac{4,8 \cdot Em}{B}$  dans le cas d'un sol pulvérulent



Graph I.31 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du tassement (loi de mobilisation du frottement latéral)

Pour un tassement  $s : 0 < S < \frac{qs}{2 \cdot K\tau}$  on aura une contrainte  $\tau = K\tau \cdot S$

Pour un tassement :  $\frac{qs}{2.K\tau} < S < \frac{3qs}{K\tau}$  on aura une contrainte  $\tau = \frac{2.qs + K\tau.s}{5}$

$K_\tau = \frac{2.E_m}{B}$  pour un sol fin

$K_\tau = \frac{0,8.E_m}{B}$  pour un sol granuleux.

Il faut citer que  $E_m$  est le module pressiométrique et que  $Q_u = K_p \cdot P_{le}^*$  ( $K_p$  facteur de portance pressiométrique,  $P_{le}^*$  pression limite nette équivalente). Enfin, cette méthode obéit à la même règle de charges inférieures à  $0,7Q_c$ . La méthode de Poulos et Davis 1980 selon (Christoulas 1988) divise le pieu en  $n$  éléments avec la contrainte de cisaillement le long de la circonférence considéré uniforme. C'est en utilisant la formule de Mindlin et en supposant la validité de la théorie d'élasticité linéaire, que cet auteur a pu donner le tassement en fonction des caractéristiques suivantes :

$$S = \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot d}$$

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \quad (\text{pieu flottant})$$

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v \quad (\text{pieu travaillant en pointe})$$

Avec : [8]

$I_0$  : coefficient de tassement en supposant le pieu incompressible  $\nu=0,5$

$R_k$  : facteur correcteur pour la compressibilité du pieu

$R_h$  : facteur correcteur pour la profondeur du substratum.

$R_v$  : facteur correcteur pour le coefficient de poisson.

$R_b$  : facteur correcteur pour la rigidité du substratum.

La méthode de Campfort utilise 2 lois de mobilisation pour le pieu :

$$P_b = q \cdot d_b + R \cdot S_b / d_b \quad \text{loi de mobilisation de la pointe}$$

$$P_s = A^* + B^* \cdot \rho \quad \text{loi de mobilisation d'effort latéral dans le domaine élastique.}$$

$P_b$  : contrainte verticale en pointe.

$d_b$  : diamètre de la pointe (éventuellement élargie )

$S_b$  : Tassement de la pointe

$A^*, B^*$  : coefficient de frottement latéral

$\rho$  : déplacement vertical en ce point de fut

$P_s$  : contrainte de cisaillement autour du fut

---

<sup>8</sup> Ces facteurs peuvent être tirés d'abaques spécifiques.

$P_s = G + f \cdot Z$  loi de frottement latéral entre le fut et sol après glissement

$G=0$  pour les sols purement granuleux

$F=0$  pour les sols purement cohérents

$Z$  : profondeur du point considéré

### **I.7) Etude comparative des méthodes de calcul de la portance axiale d'un pieu isolé :**

L'un des objectifs de cette thèse, est de réaliser une étude comparative des méthodes de calcul de la portance axiale d'un pieu isolé. De ce fait, 3 cas d'études ont été utilisés avec des profils d'essais in situ et en comparant avec un chargement en vraie grandeur. Faute d'un manque cruel de paramètres nécessaires à l'application de toutes les méthodes, il a été décidé d'utiliser uniquement les méthodes empiriques et quelques méthodes statiques.

#### **I.7.1) Cas de l'ESOPT II :**

Lors du symposium à Amsterdam en 1982, un congrès international a eu lieu pour essayer de valoriser l'applicabilité des essais in situ en termes de prédiction de la portance axiale d'un pieu isolé. Le choix a été porté sur le site RAI à côté du congrès qui présente la stratigraphie suivante (Figure I.32).

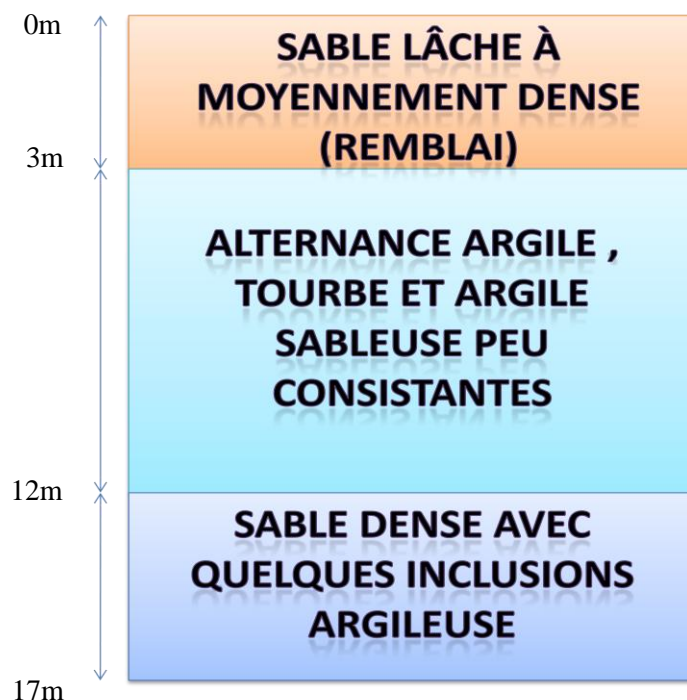


Figure I.19 : Configuration du site de RAI (Samuel et al 1985)

-D'autres parts, le pieu utilisé était de section carrée (0,25m) et de longueur total de 14,8 m et en béton précontraint. Ceci dit, une série d'essais pénétrométrique a été réalisée comportant :

- Essai de pénétration au cône CPT.
- Sondage au pénétromètre dynamique DPA et DPB (A signifie frottement latéral neutralisé par injection de la bentonite, B frottement latéral non neutralisé).
- Essai au carottier battu SPT normalisé.

Au cours du symposium, les essais adoptés pour la prédiction de la portance étaient celles du DPA, De ce fait on se propose uniquement d'utiliser les autres essais CPT et SPT dans notre étude.

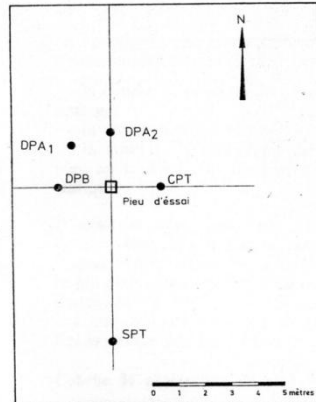
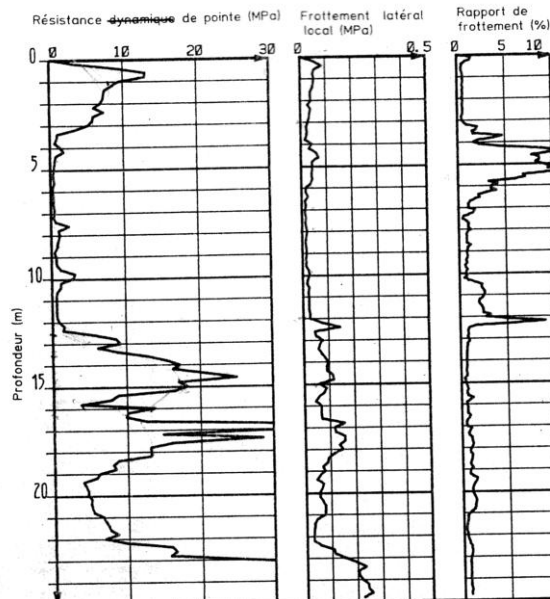
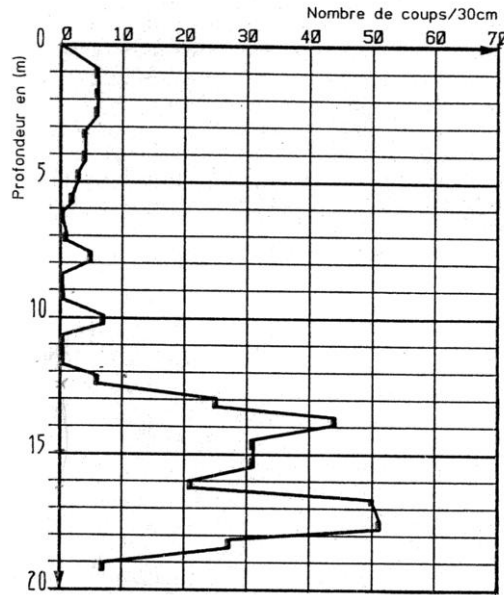


Figure I.20 : Localisation des essais autour du pieu (Samuel et al 1985)



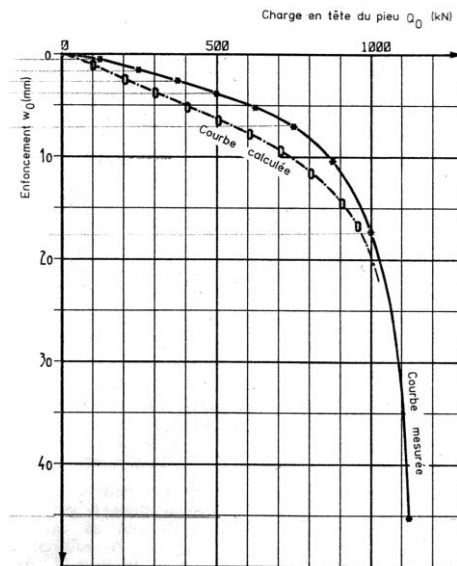
Graph I.32 : Profils pénétrométrique de l'essai CPT. (Samuel et al 1985)





Graph I.33 : Profil de l'essai SPT (Samuel et al 1985)

En outre , un essai de chargement de vrai grandeur a été réaliser en parallèle. Le dispositif de chargement constitué d'une cuve disposée sur un chevrete métalliques . la charge sur le pieu était imposée par un vérin d'une capacité de 2000Kn . Tandis que le déplacement en tete était mesuré par un nivellement optique de haute précision. Le mode opératoire du chargement se définit par un chargement par paliers de 1h-3h avant de passer au palier suivant ,il est procédé à trois cycles de chargement et déchargement , chaque cyle dure 10 mintures et le déchargement et total.



Graph I.34 : Courbe de chargement de l'essai de chargement statique

Un calcul de la portance ultime a été fait par les organismes en question, la résistance ultime est égale à :

$$Q_u = Q_p + Q_s = 594 + 519 = 1113 \text{ KN}$$

D'après Samuel et al 1985, il a été décidé que la résistance ultime est égale à 1100 KN et que le tassement final est égal à 3cm. Pour ce cas d'étude, seulement les méthodes empiriques des essais CPT et SPT ont été utilisées pour l'étude comparative et que les résultats sont répertoriés dans le tableau I.28 et I.29. (Le calcul sera présent en annexe, et que pour des raisons d'organisations on a introduit la notion de coefficient d'efficacité  $CE = \frac{Qu_{calculé}}{Qu_{mesuré}}$  )

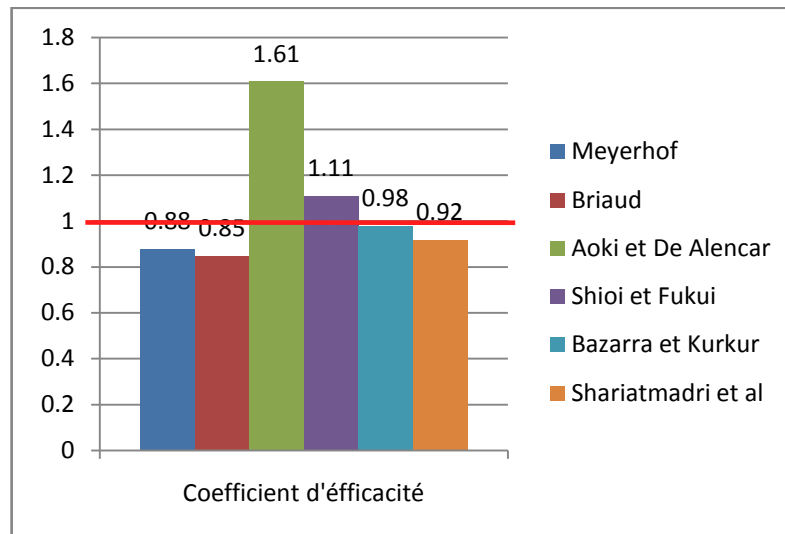
Tableau I.28 : Résultats des essais SPT pour le cas de l'ESPT II

Méthodes SPT	Résistance ultime calculée(KN)	Coefficient d'efficacité CE
Meyerhof 1976	984	0,88
Briaud 1985	956	0,85
Aoki et De Alencar 1975	1800	1,61
Shioi et Fukui 1982	1242	1,11
Bazarra et Kurkur 1986	1093	0.98
Shariatmadri et al 2007	1029.5	0.92

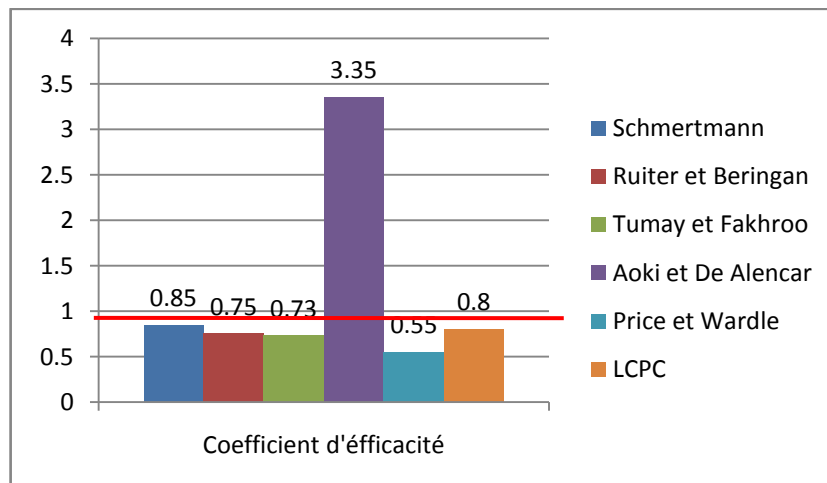
Tableau I.29 : Résultats des essais CPT pour le cas de l'ESOPT II

Méthodes CPT	Résistance ultime calculée(KN)	Coefficient d'efficacité CE
Schmertmann	940.85	0.85
Tumay et Fakhroo	834.38	0.75
De Ruitter et Beringen	815	0.73
Aoki et De Alencar	3303	3.35
Price et Wardle	615.7	0.55
LCPC	900.8	0.8

Les graphes ci-jointes montrent pour chaque méthode, le coefficient CE par rapport sous forme de colonne. Le trait rouge présenté dans les graphes en colonnes représente un degré de précision 100% correcte.



Graph I.35 : Comparaison des résultats des essais SPT (Cas d'étude de l'ESOPT II)



Graph I.36 : Comparaison des résultats des essais CPT (Cas d'étude de l'ESOPT II)

### I.7.2) Cas de San Francisco :

Sous la supervision d'ingénieurs connus comme J.L Briaud et Tucker des états unis , l'université de Texas a réaliser une recherche comportant une campagne expérimentale par des essais in situ, sur un group de 5 pieu et un pieu isolé en parallèle avec un chargement de vrai grandeur pour chaque un. Le choix a été porté sur un site en San Francisco présentant la stratigraphie suivante :



Figure I.21 : Configuration du site de San Francisco (Briaud et al).

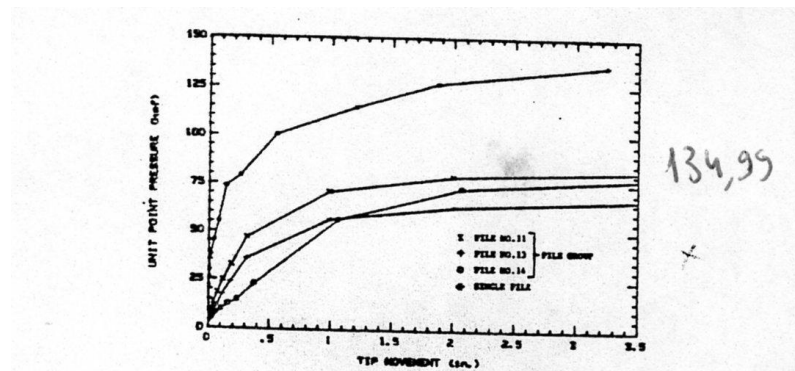
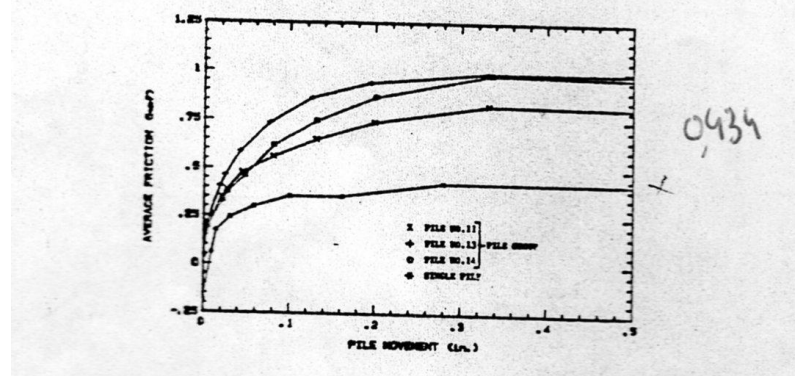


Figure 9. Point resistance curve. ( $l_{in}=2.54\text{cm}$ ;  $l_{ksf}=47.8\text{kPa}$ )



Graph I.37 : mobilisation des contraintes de cisaillement et de pression en pointe

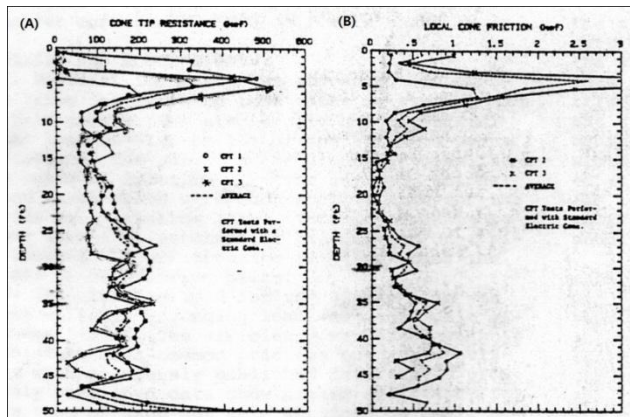


Figure 2. CPT profiles. (lft=0.305m; lksf=47.8kPa)

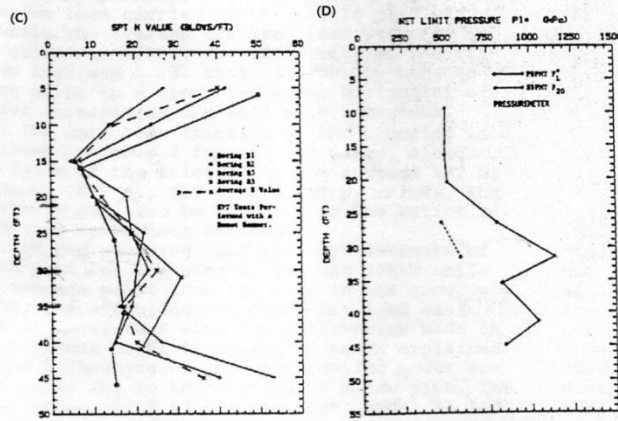


Figure 3. SPT profiles.

Figure 4. PMT profile.

Graph I.38 : différents courbes pénétrométrique et SPT ainsi que pressiomètre

Ainsi dit, la capacité portante a été calculée à 6473,3 KPa. On a réalisé une étude comparative des méthodes faisable dans ce cadre, de ce fait, on aura :

Tableau I.30 : Résultats des essais SPT pour le cas de San Fransisco

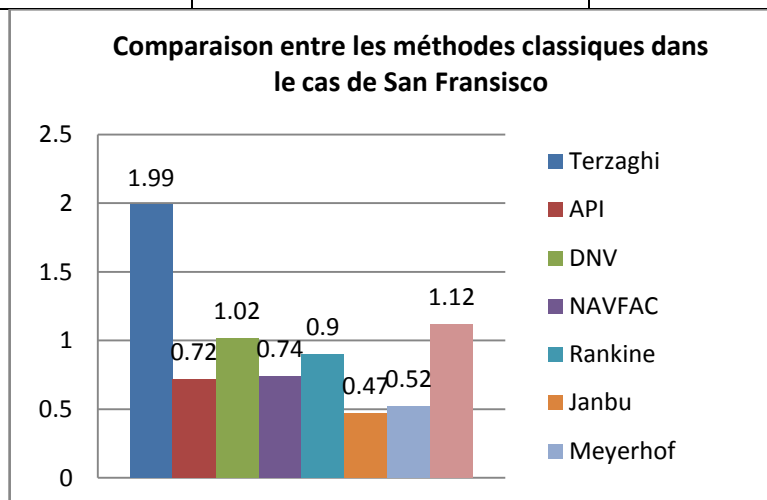
Méthodes SPT	capacité ultime calculée(KPa)	Coefficient d'efficacité CE
Meyerhof 1976	8100	1,25
Briaud 1985	5894,75	0,91
Aoki et De Alancar 1975	13788,4	2,13
Shioi et Fukui 1982	7236	1,11
Bazarra et Kurkur 1986	4976	0,76
Shariatmadri et al 2007	5825,97	0,9

Tableau I.31 : Résultats des essais CPT pour le cas de San Francisco

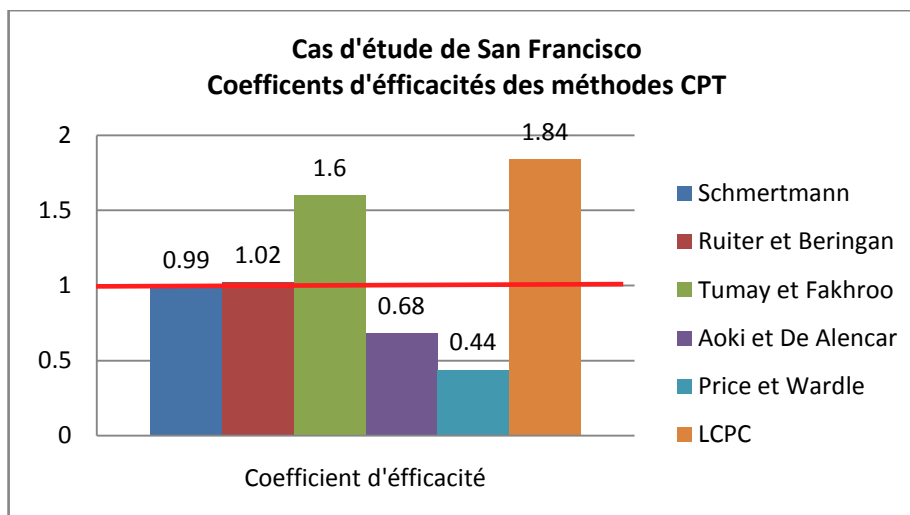
Méthodes CPT	capacité ultime calculée(Kpa)	Coefficient d'efficacité CE
Schmertmann	6666,957	0,99
Tumay et Fakhroo	10388,75	1,6
De Ruitter et Beringen	3165,64	0,48
Aoki et De Alencar	4402,98	0,68
Price et Wardle	2880,22	0.44
LCPC	12391,112	1,84

Tableau I.32: résultats des méthodes classiques basés sur C et  $\phi$

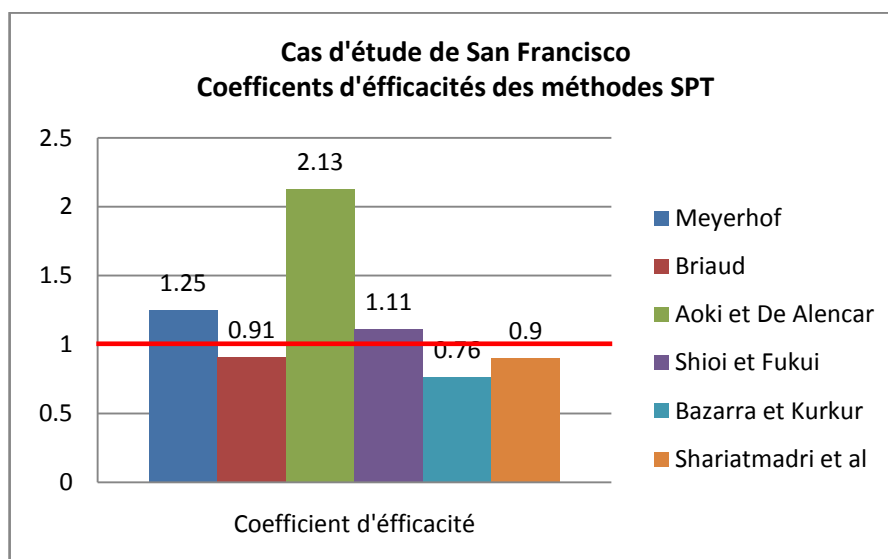
Méthodes classique	capacité portante ultime calculée(KPa)	Coefficient d'efficacité CE
Terzaghi	12352,5	1,99
API	4614,3	0,72
DNV	6532,271	1,02
NAVFAC	4848,696	0,74
Rankine	5858,841	0,9
Janbu	3165,121	0 ,47
Meyerhof	3375,65	0,52
Caquot et Kerisel	7272,95	1,12



Graph I. 39 : Comparaison entre les méthodes classiques dans le cas de San Francisco



Graph I.40 : Comparaison entre les méthodes CPT dans le cas de San Francisco

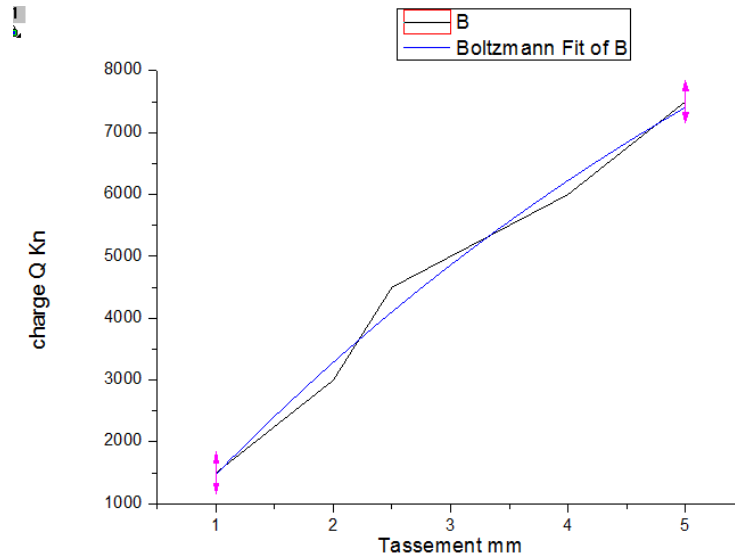


Graph I.41 : Comparaison entre les méthodes SPT dans le cas de San Francisco

### Cas de la mosquée d'Alger :

Pour la réalisation de la grande mosquée d'Alger, une campagne d'investigation poussée a été élaborée. La grande mosquée abrite plusieurs bâtiments dont le minaret et la zone A2 qui seront le centre de notre attention ici. En revanche, l'exposition des données ici n'est pas admissible d'où le caractère confidentielles de ces derniers, et on propose de voir seulement l'étude comparative des méthodes. Tous les pieux ont un diamètre de 1m.

La mosquée comprend 5 pieux verticaux, 2 pour le minaret et 3 pour la zone A2 dite la cour. Le minaret est tout simplement une haute tour de 250 m tandis que, la zone A2 est la zone de prière abritant aussi d'autres activités.



Graph I.42 : ajustement hyperbolique pour la détermination de la résistance ultime avec Origine 8

Ils existent 2 sondages carottés pour le minaret, chaque un doté d'un essai pressiométrique et essai SPT, en plus des données de laboratoire. L'estimation de la résistance ultime d'après les courbes de chargement tassement accompagnant le rapport géotechnique à l'aide de la méthode de moindre carrée dans le logiciel Origin pro 8 à 15000 KN versus 14500 KN mentionnée dans le rapport pour la zone du minaret. La longueur des pieux est de 52 m pour ces deux forages.

**Sondage SC91 (Minaret) :**

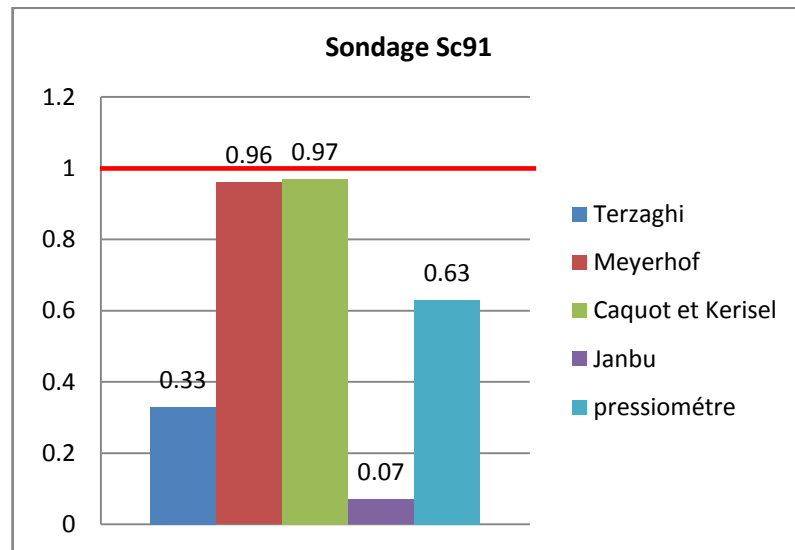
Tableau I.33 : Comparaison des résultats classiques et pressiometre dans le cas de la mosquée d'Alger(SC91)

Méthodes classiques + pressiometre	Résistance ultime calculée(KN)	Coefficient d'efficacité CE
Pressiometre	9154	0,63
Terzaghi 1943	11280	0,77
Meyerhof	13960	0,96
Caquot et Kerisel	14065	0,97
Janbu	4218,59	0,3

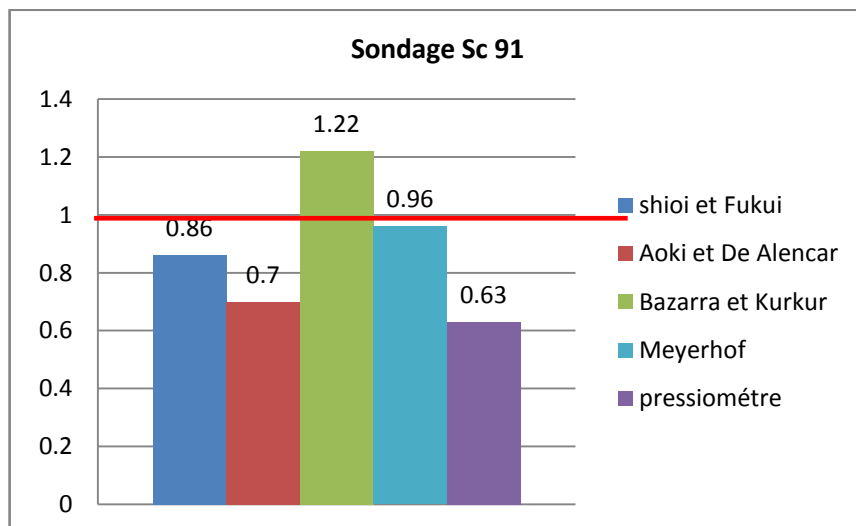


Tableau I.34 : Comparaison des résultats de SPT dans le cas de la mosquée d'Alger(SC91)

Méthodes SPT	Résistance ultime calculée(KN)	Coefficient d'efficacité CE
Aoki et De Alancar 1975	13788,4	0,95
Shioi et Fukui 1982	12470	0,86
Bazarra et Kurkur 1986	17400	1,2



Graph I.43 : Comparaison des méthodes classiques dans le cas de la mosquée d'Alger(SC91)

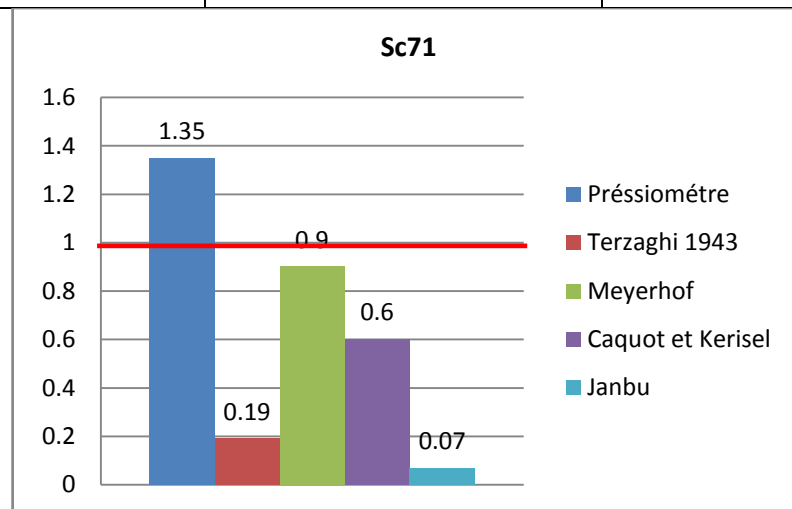


Graph I.44 : Comparaison des méthodes SPT + pressiomètre dans le cas de la mosquée d'Alger. (SC91)

**Sondage Sc71(Minaret) :**

Tableau I.35 : comparaison des résultats pressiométrique et classiques dans le cas de la mosquée SC71.

Méthodes classiques + pressiometre	Résistance ultime calculée(KN)	Coefficient d'efficacité CE
Pressiometre	19710	1.35
Terzaghi 1943	3805	0,26
Meyerhof	13120	0,9
Caquot et Kerisel	8800	0,6
Janbu	1125	0,07



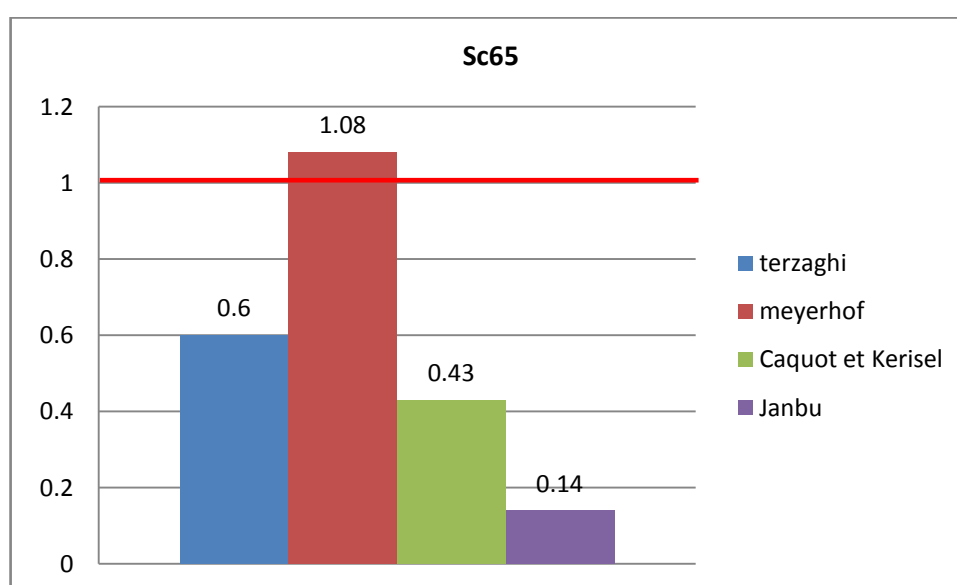
Graph I.45 : comparaison des résultats pressiométrique et classiques dans le cas de la mosquée SC71.

**Sondage Sc 65(Zone A2) :**

La coure regroupe un nombre important de sondages. N'ayant pas pu réaliser un ajustement hyperbolique de la courbe de chargement on suit la déclaration dans le rapport géotechnique comme étant, la résistance ultime du pieu pour ce forage est de 9,53 MN.

Tableau I.36 : comparaison des résultats classiques dans le cas de la mosquée SC65.

Méthodes classiques + pressiometre	Résistance ultime calculée(KN)	Coefficient d'efficacité CE
Terzaghi 1943	5760	0,6
Meyerhof	10300	1.08
Caquot et Kerisel	4175	0,43
Janbu	1400	0,14



Graph I.46 : Comparaison entre les résultats des méthodes classique dans le cas de la mosquée d'Alger Sc65.

### I.8) Conclusions :

Dans ce premier chapitre, on a pu voir un résumé des méthodes de la capacité portante ainsi que du tassement des pieux isolés sous charges axiales. La variété des méthodes est expliquée par les différentes approches proposées par chaque auteur, mais surtout du fait que, le comportement des pieux est dominé par une multitude de paramètres.

L'influence du mode d'installation des pieux et de la nature elle-même du sol donne de différents résultats. La divergence des résultats a été mise en évidence lors de nos études comparatives. Les méthodes classiques sont souvent moins précises, ce qui est le contraire des méthodes in situ tel que la méthode de Bazarra et Kurkur et Shariatmadri et al de l'essai SPT, qu'on a démontré leur efficacité en matière de prédiction de portance. L'essai CPT est lui aussi important avec la méthode de Schmertman la plus efficace.

## CHAPITRE II : PRESENTATION SOMMAIRE DU LOGICIEL PLAXIS

### II.1) Introduction à la méthode des éléments finis :

En ingénierie civile, comme dans d'autres domaines, le besoin de méthodes développées permettant de résoudre des problèmes complexes a été important. De ce fait, on note en génie civil la présence de plusieurs méthodes afin de simplifier le calcul d'équations à plusieurs inconnus. En effet, un système sol/structure peut admettre des degrés de liberté importants d'où la résolution de ces équations différentielles peut prendre des mois. Ainsi, la méthode des éléments finis, d'éléments discrets ou de différence finis ont vu le jour.

La méthode d'éléments finis consiste à discrétiser le système en question en éléments géométriques triangulaires ou rectangulaires, articulé par des nœuds dans chaque coin. Chaque élément est défini par 2 matrices : une matrice de rigidité  $[K]$  et une matrice de déplacement  $[\delta]$ , le choix des matrices permet d'apprécier la disposition en trois dimensions de ces modules et suivent la règle simple suivante :

$$[F] = [K] \cdot [\delta]$$

La méthode d'éléments finis consiste à :

1. Numérotation des nœuds des frames, le frame en anglais est synonyme d'élément structural.
2. Introduction des caractéristiques physiques et géométriques des frames.
3. Evaluation de la matrice de rigidité de chaque frame.
4. Formation de la matrice de rigidité globale.
5. Introduction des conditions aux limites.
6. Résolution des systèmes d'équations  $[F] = [K] \cdot [\delta]$ .
7. Déterminations des éléments de réductions dans les frames.
8. Déterminations des réactions aux supports.
9. Déterminations des déplacements et des contraintes.

### II.2) Définition du logiciel plaxis :

Plaxis 8 a été le logiciel utilisé dans le cadre de notre thèse. Il s'agit d'un outil très populaire de modélisation numérique dans le domaine, qui utilise la méthode d'éléments finis afin de modéliser un système, calculer et tracer les résultats voulus. Les modules de modélisation se composent de trois phases:

1. Module input :

C'est une phase initiale permettant d'introduire les dimensions du modèle étudié tant pour le sol que pour la structure, mais aussi de choisir le type d'étude adopté que ce soit axisymétrique ou déformation plane. Dans cette partie, on est aussi censé introduire les caractéristiques géotechniques et physiques de notre modèle pour chaque élément tout en sélectionnant le type de chargement souhaité, de générer les conditions aux appuis et d'ordonner le logiciel de faire un maillage de notre modèle. Le choix du maillage variant de grossier jusqu'à très fin est laissé à l'utilisateur, ceci va de même pour la génération des conditions initiales, qui signifie, la génération des contraintes effectives et des pressions interstitielles ainsi que les conditions de drainage. Dans cette phase, l'utilisateur aura la chance de choisir le modèle de comportement de chaque élément qui sera l'objet d'une discussion ultérieure.

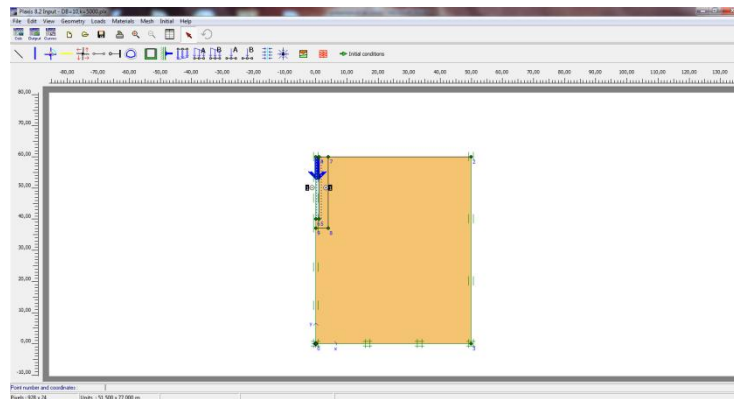


Figure II.1 : Vue sur le module input du pre-processus

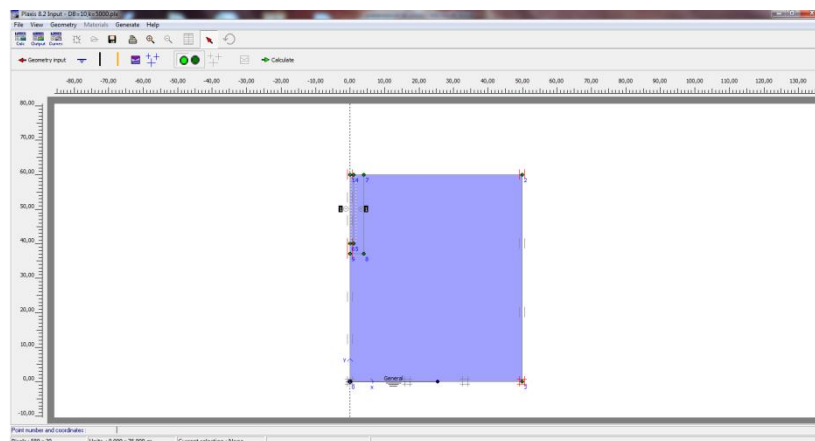


Figure II.2 : Insertion des conditions aux limites du pre-processus

## 2. Module calcul :

Dans cette phase, l'utilisateur aura l'opportunité de sélectionner l'étude désiré à savoir : étude plastique, étude de la réduction de  $C$  et  $\phi$ , de consolidation, ou d'analyse dynamique. Le logiciel permet d'ajouter des phases de calculs synonymes de changement géométrique du modèle étudié, d'ajout de tirants d'ancrage ou d'éléments structuraux nouveaux ou même de remblai, ainsi qu'un changement de chargement. Cette phase se distingue aussi par la possibilité de sélectionner des nœuds et autres points de contraintes afin de générer les courbes respectives dans la phase curves. Les paramètres de calcul peuvent être modifiés à souhait pour chaque phase de calcul.

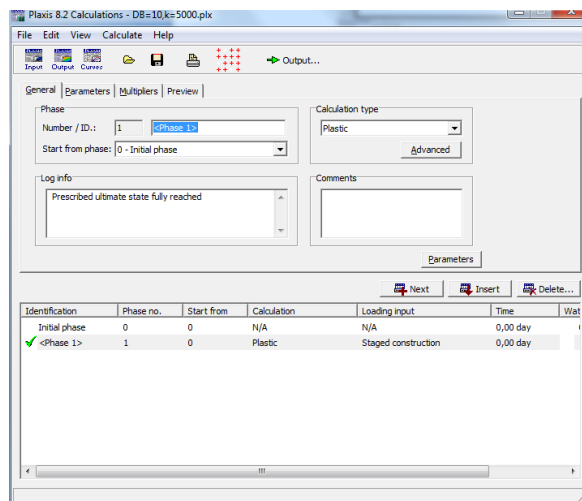


Figure II.3 : Aperçu du module de calcul

### 3. Modules output et courbes :

Dans le module Output, tous les déformations et contraintes ainsi que les pressions inertielles peuvent être supervisé. L'utilisateur peut ainsi changer le mode d'affichage de ces paramètres soit par contours, de flèches de déplacements ou de shading (Zone d'influence en couleur). En outre, on pourra aussi réaliser une coupe transversale de l'élément voulu afin d'étudier la répartition des contraintes.

-le module curves permet de tracer les courbes de variations des différents paramètres et de constater leur évolution, chaque courbe est ainsi créer après avoir sélectionner les nœuds et points de contraintes dans la phase calcul. (voir figure III.4 et III.5)

Les modèles de comportement retenus dans notre étude sont :

Comportement élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ , l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G\nu = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des

modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométrique. On passe de G à E par la relation :

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (\text{M.Moufida})$$

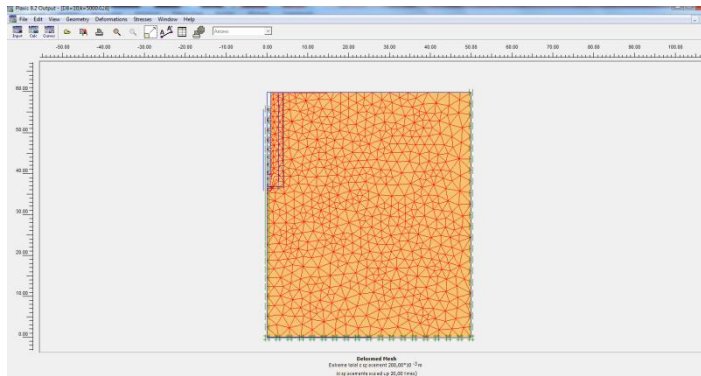


Figure II.4 : Module Output présentant plusieurs résultats.

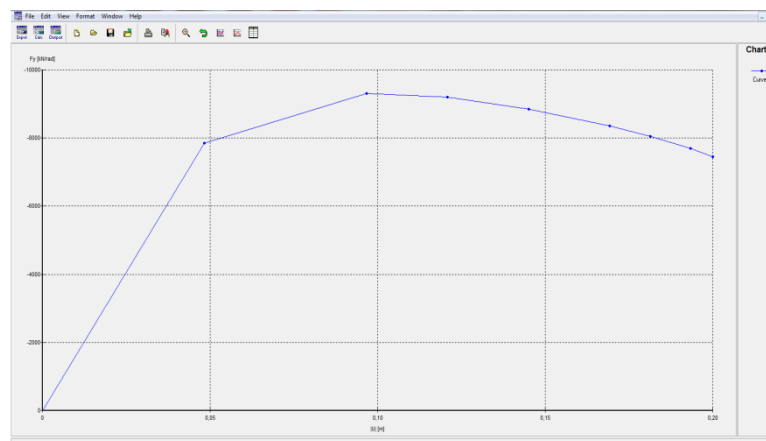


Figure II.5 : Module Curves permettant de tracer les courbes

Modèle Mohr- Coulomb :

Modèle classique très souvent utilisé pour simuler le cas élasto-plastique, la loi fameuse adopté par l'auteur est la suivante :

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + C$$

Dans ce modèle, on es censé introduire les paramètres C et  $\varphi$  , ainsi que le module de young de sol le coefficient de poisson  $\nu$  , mais aussi d'autres paramètres qui ne sont pas nécessaires pouvant être modifier par l'utilisateur . On a choisit ce modèle pour cette thèse qui convient dans notre cadre d'étude.

## **CHIPTRE III : MODELISATION NUMERIQUE PAR ELEMENTS FINIS D'UN PIEU CHARGE AXIALEMENT**

### **III.1) Introduction :**

L'essor mondial qu'a connu la modélisation numérique ne cesse d'augmenter. En effet, l'efficacité en termes de temps et de précision des résultats ainsi que son prix relativement bas, la rendent indispensable pour tout projet géotechnique. Ceci dit, la modélisation des pieux chargés axialement joue un rôle majeur et est donc très souvent utilisée. Parmi les objectifs de cette thèse, l'élaboration d'une modélisation par éléments finis d'un pieu chargé axialement. Dans ce contexte, notre travail est plutôt une continuation des travaux effectués par Yaich Achour (Thèse de magistère soutenu en 2004 à Saad Dahleb) et Khouaouci Mohamed (de magistère soutenu en 2009 à Saad Dahleb). La méthode d'éléments finis se base sur la discrétisation du système en un nombre d'éléments géométriques triangulaires ou rectangulaires articulés par des nœuds, chaque élément est représenté par un ressort de raideur  $K$  et déplacement  $U$  et des degrés de liberté  $\theta$ . Pour ainsi dire, chaque élément dispose d'équations à plusieurs inconnus dont l'utilisation d'un ordinateur par le biais d'un logiciel comme Plaxis s'avère très utile.

Yaich Achour avec sa thèse intitulée : Paramètres de transfert de charges, analyse d'une banque de données, a réussi à poser le premier modèle utilisé pour notre modélisation qui est basé sur un pieu circulaire encastré dans un massif de sol cylindrique semi infini. Aussi, elle a effectué une étude paramétrique afin de dimensionner le modèle étudié. Cependant, la modélisation élaborée s'est basée sur le logiciel SAP 2000, logiciel qui n'est pas performant pour ce genre de travail sachant qu'il n'admet que le comportement linéaire, or, chose qui ne concorde pas avec le comportement réel d'un pieu chargé axialement connu pour être non linéaire.

Khouaouci a contribué par son thèse : Modélisation monotone et cyclique d'un pieu chargé axialement par éléments finis, à utiliser le logiciel plaxis 8. Même si, cette thèse se focalise beaucoup plus sur la modélisation cyclique en comparant avec un essai en chambre d'étalonnage, il a tout de même fait une comparaison entre les deux types de modélisation monotone et cyclique. Dans cette thèse, on a effectué la modélisation en question afin d'étudier la variation des paramètres de transferts de charges  $B_0$ ,  $R_0$ ,  $q_{slim}$ ,  $q_l$  en fonction de l'élancement et la compressibilité. Le type de sol étudié sera dans un premier temps sableux puis une argile saturée, et les rapports d'élancement choisis sont  $D/B=10, 20, 30$ . Ceci dit, les valeurs de compressibilité d'interface  $K$  sont :  $100, 300, 500, 5000, 10^4, 5 \cdot 10^4, 10^5, 10^7$  Pour chaque élancement. Le but étant de tracer les courbes de transfert de charges puis rédiger des tableaux donnant la variation des paramètres adimensionnels :  $B_0 \cdot B/E_s$ ,  $R_0/E_s$ ,  $q_l/\sigma_v(D)$ ,  $q_s(z)/\sigma_v(Z)$ .



### III.2) Présentation du modèle de chargement vertical du pieu :

Le modèle adopté, comme souligné précédemment, est celui d'un pieu de section circulaire encastré dans un massif de sol semi infini. Ayant l'axe de symétrie partagé entre le pieu et le massif de sol, le problème se réduit en une étude axisymétrique.

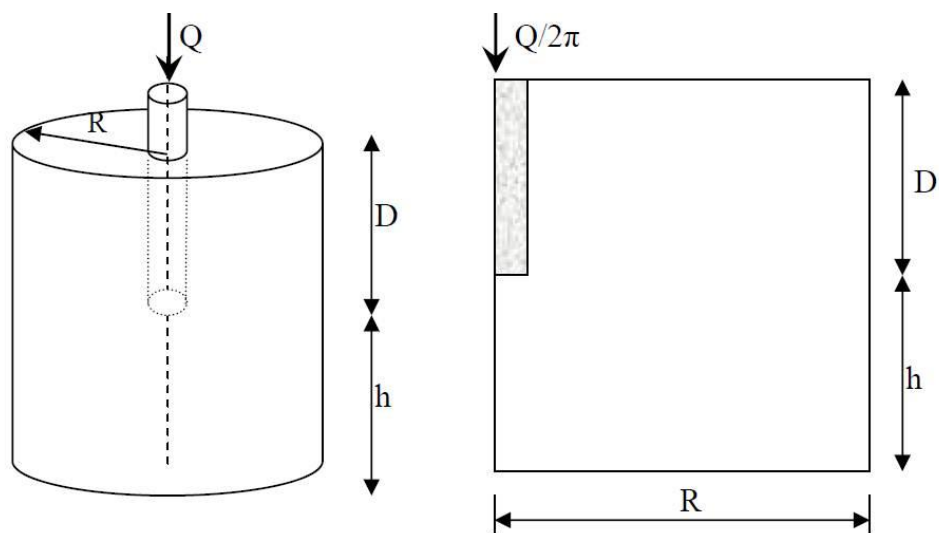


Figure III.1 : Modèle de chargement adopté dans notre étude (Nabila yaich 2004)

D'autre part, la configuration du système comme indiqué dans la figure a pour dimensions :  $D$  fiche d'encastrement du pieu,  $B$  diamètre du pieu,  $h=2 D$  donc la profondeur totale est de  $3D$ ,  $R=25.5B$ . Puisque le système étudié est axisymétrique, la charge apportée par le logiciel est radiale de l'ordre de  $Q/2\pi$ . En outre, le maillage choisi dans tous les cas est très fin, mais l'ajout d'une zone raffinée dans la zone immédiate du pieu se voyait importante. La zone raffinée autour du pieu est de  $4B$  horizontalement à côté et  $3B$  verticalement sous la pointe. Au final, une activation d'éléments d'interfaces a été entreprise pour mieux simuler le déplacement relatif entre le pieu et le sol d'où l'utilisation d'une valeur de  $R_{inter}=0.7$  pour le sol, excluant ainsi l'hypothèse d'une parfaite adhérence entre le pieu et le sol. Un déplacement prescrit en tête a été sélectionné égale à  $B/10$  respectant ainsi, l'hypothèse communément admise de la rupture atteinte pour cette valeur en littérature.[<sup>9</sup>]

<sup>9</sup> Le diamètre  $B$  choisit pour toute les modélisations est égale à  $2 m$ , sauf Dans le cas  $D/B=30$  à cause de difficultés rencontrés avec le logiciel, le diamètre a été réduit de  $2$  à  $1m$

En ce qui concerne les conditions aux appuis , la génération des conditions a été automatique depuis la barre des tâches du logiciel . En outre, la génération de contraintes effectives et des pressions interstitielles se fait par le biais du logiciel idem puis on procède à la phase de calcul

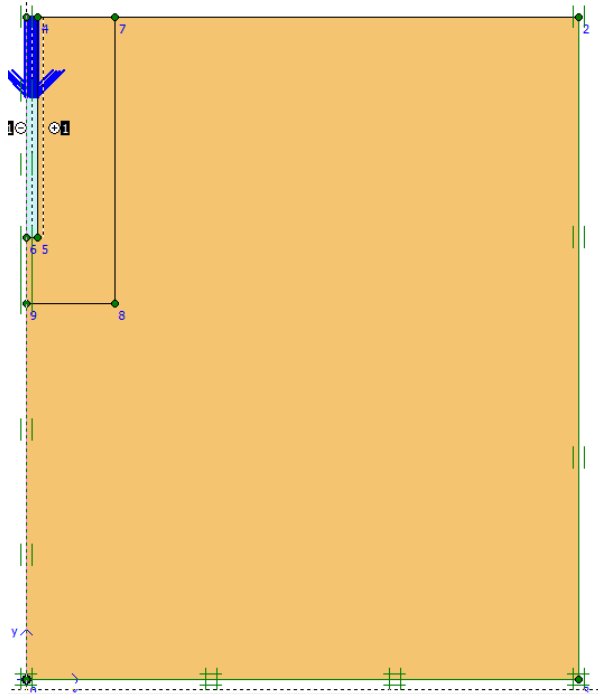


Figure III.2 : Exemple du modèle étudié pour le cas de sable  $D/B=10$

Les caractéristiques du pieu utilisé sont :

1. Modèle de comportement élastique linéaire.
2. Matériau non poreux.
3. Poids volumique  $25 \text{ kn/m}^3$  et module de young variable selon la rigidité  $K$  choisie avec  $K=E_p/E_s$ . D'où  $E_p$  module de pieu. Coefficient de poisson  $\nu=0.15$ .

### III.3) Etude paramétrique dans un sol monocouche pulvérulent :

-Les caractéristiques des sols sableux utilisés sont les suivantes:

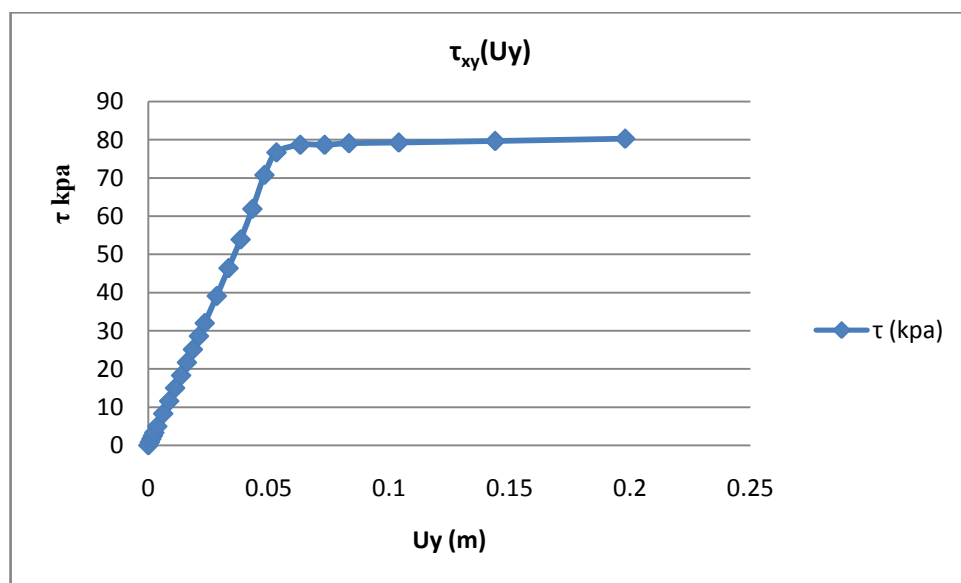
1. Modèle de comportement Mohr Coulomb.
2. Poids volumique sec  $17 \text{ Kn/m}^3$  et poids humide  $20 \text{ Kn/m}^3$
3. Model de Young  $E_s=15 \text{ mpa}$  , Cohésion  $C=1$  par défaut et  $\phi=30^\circ$  ainsi que  $\psi =0$  et  $\nu=0.33$ .
4. Rugosité d'interface  $R_{\text{inter}}=0.7$ .

### III.3.1) Présentation des résultats :

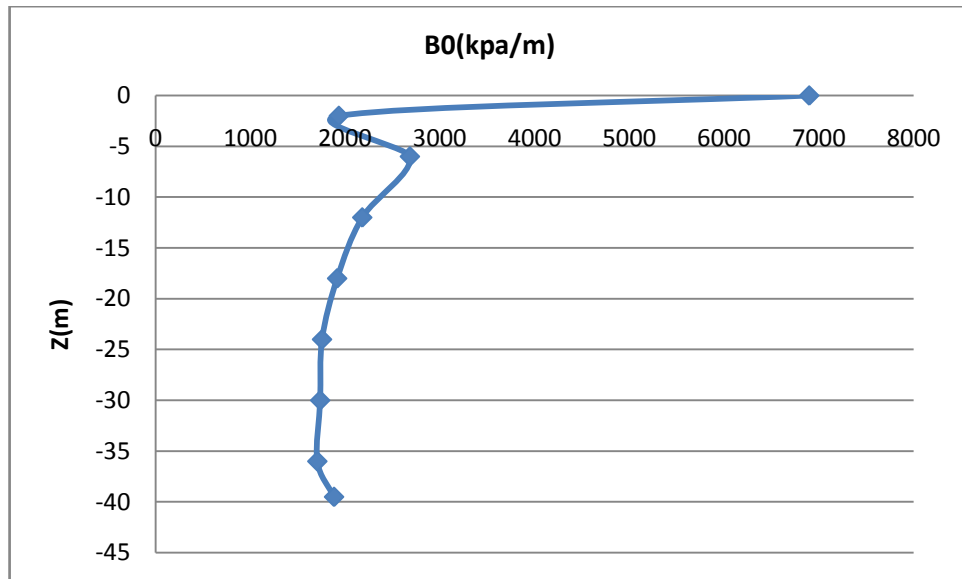
Les résultats comportement :

1. les courbes de frottement latéral  $\tau_{xy}=f(U_y)$  et la variation de  $B_0(z)$
2. les courbes de pression en pointe  $q_p=f(V/B)$  et la variation de  $R_0/E_s$ .
3. D'autre part, on a aussi les courbes de variation du facteur de portance  $Nq=q_l/\sigma_{v_0}(D)$  et le facteur  $\beta=q_s(z)/\sigma_{v_0}(z)$  , mais aussi la variation du frottement unitaire  $q_s(z)$ .
4. Contour de déformations, et état de contraintes effectives verticales  $S_{yy}$ , et état de contraintes de cisaillement  $\tau_{xy}$  autour du pieu.
5. D'autres parts, on présente deux synthèses de résultats de variation de  $B_0.B/E_s$  ,de  $q_l/\sigma_{v_0}(D)$  mais aussi la variation  $R_0/E_s$  le tout , en fonction  $K$  et  $D/B$  .

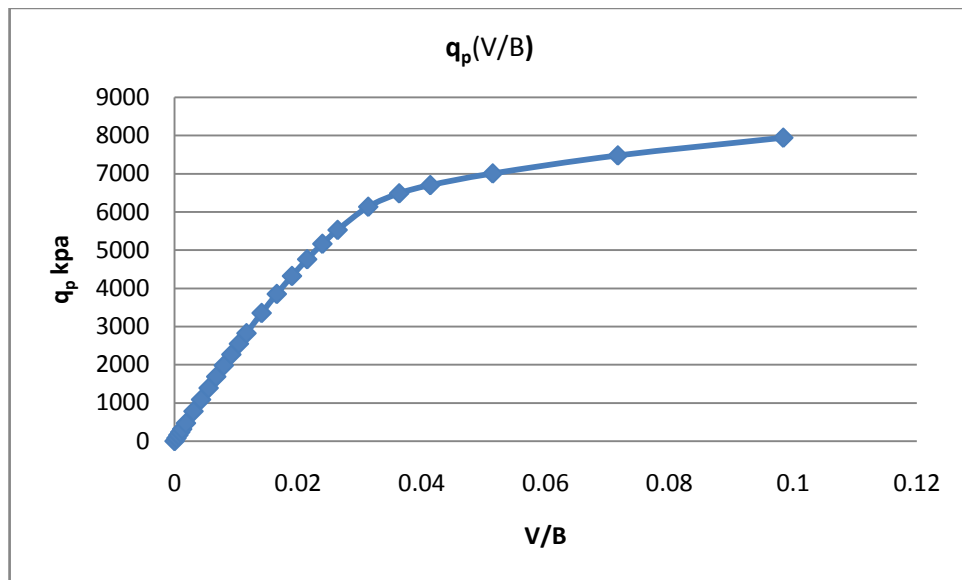
On se propose ainsi de voir quelques exemples, tout en encourageant le lecteur à voir la synthèse des résultats se trouvant en annexe A.



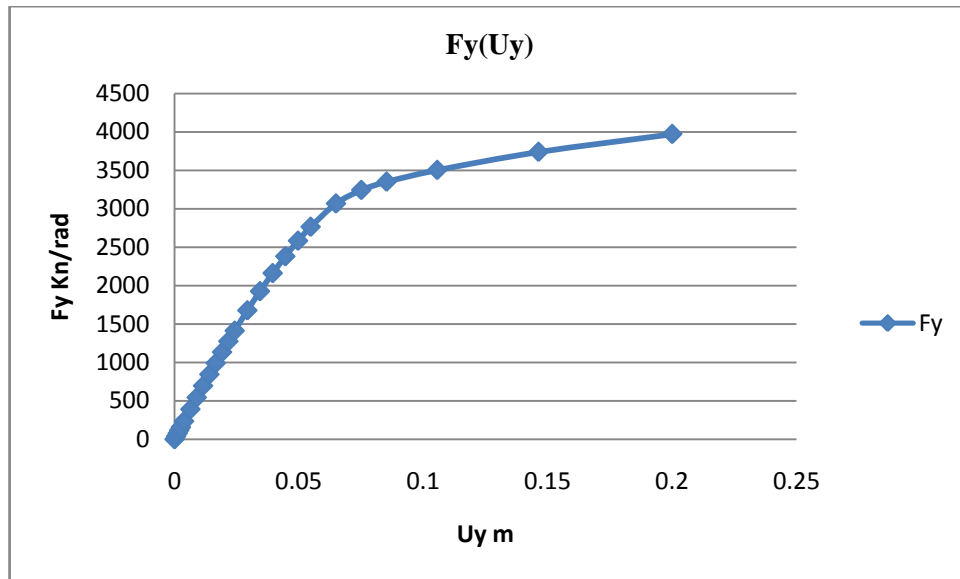
Graph III.1 : Courbe typique de transfert de charge  $\tau(U_y)$  donnant  $B_0$  dans le cas de sable ( $D/B=20$ ,  $K=5000$ )



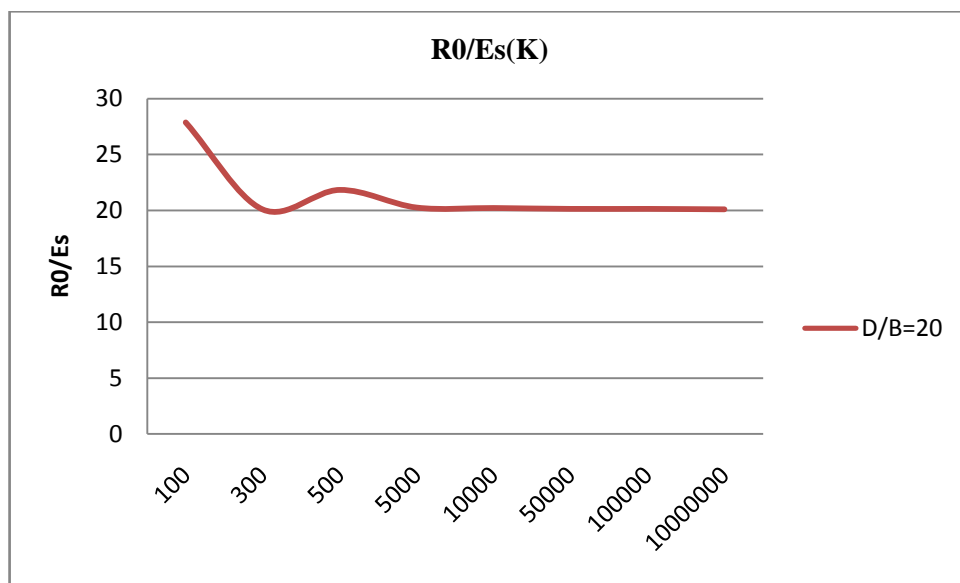
Graph III.2 : Courbe typique de transfert de charge  $B_0(Z)$  dans le cas de sable ( $D/B=20$   $K=5000$ )



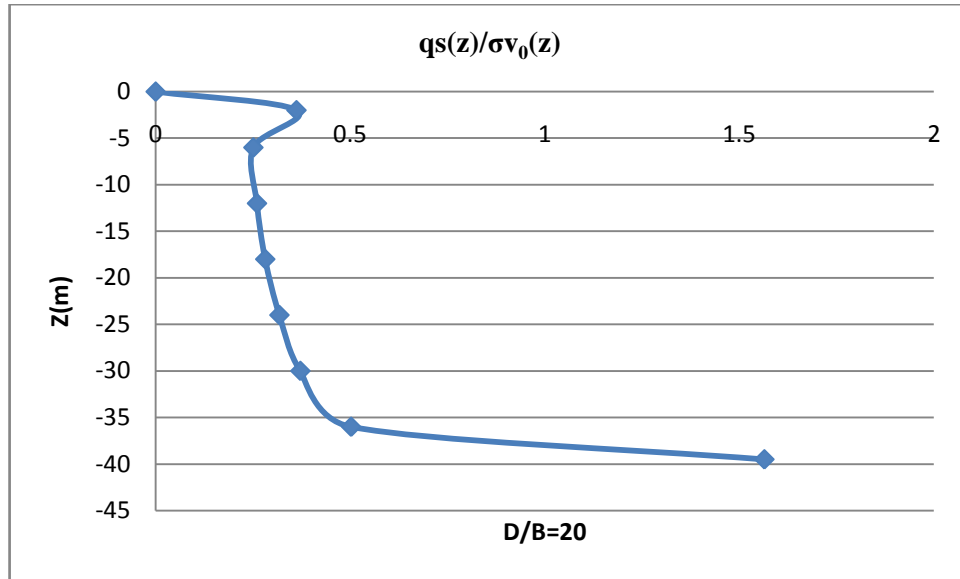
Graph III.3 : Courbe typique de chargement/tassement de la pointe donnant  $R_0$  dans le cas de sable ( $D/B=20$   $K=5000$ )



Graph III.4 : Courbe de chargement tassement en tête du pieu dans le cas de sable (D/B=20  
K=5000)



Graph III.5 : Variation du rapport R0/Es en fonction de K pour le sable D/B=20



Graph III.6 : Variation du facteur  $\beta$  en fonction de  $Z$  pour le sable  $D/B=20$ ,  $K=5000$

Tableau III.1 : Variation de  $B_0 \cdot B / E_s$  en fonction de  $D/B$  et  $K$  pour le sable.

$D/B \backslash K$	10	20	30
100	0.33	0.19	0.15
300	0.31	0.21	0.18
500	0.3	0.21	0.23
5000	0.34	0.24	0.23
$10^4$	0.31	0.24	0.24
$5 \cdot 10^4$	0.33	0.24	0.24
$10^5$	0.33	0.24	0.22
$10^7$	0.33	0.24	0.24

Tableau III.2 : Variation de  $q_l / \sigma_v(D)$  en fonction de  $D/B$  et  $K$  pour le sable

$D/B \backslash K$	10	20	30
100	11.43	11.51	19.6
300	9.11	11.16	16.98
500	9.26	12.05	16.64
5000	9.19	12.95	17.04
$10^4$	9.19	12.85	17.67
$5 \cdot 10^4$	9.19	12.87	17.67
$10^5$	9.32	12.87	17.67
$10^7$	9.32	12.87	17.67

Tableau III.3 : Variation de R0/Es en fonction de K et D/B pour le sable

	K=100	k=300	k=500	K=5000	k=10 <sup>4</sup>	K=5.10 <sup>4</sup>	K=10 <sup>5</sup>	K=10 <sup>7</sup>
D/B=10	17,16	13,08	12,93	13,26	12,88	13,49	12,92	12,91
D/B=20	27,87	20,08	21,83	20,25	20,21	20,13	20,13	20,09
D/B=30	56,94	35,24	35,8	33,2	33,5	33,48	33,43	33,4

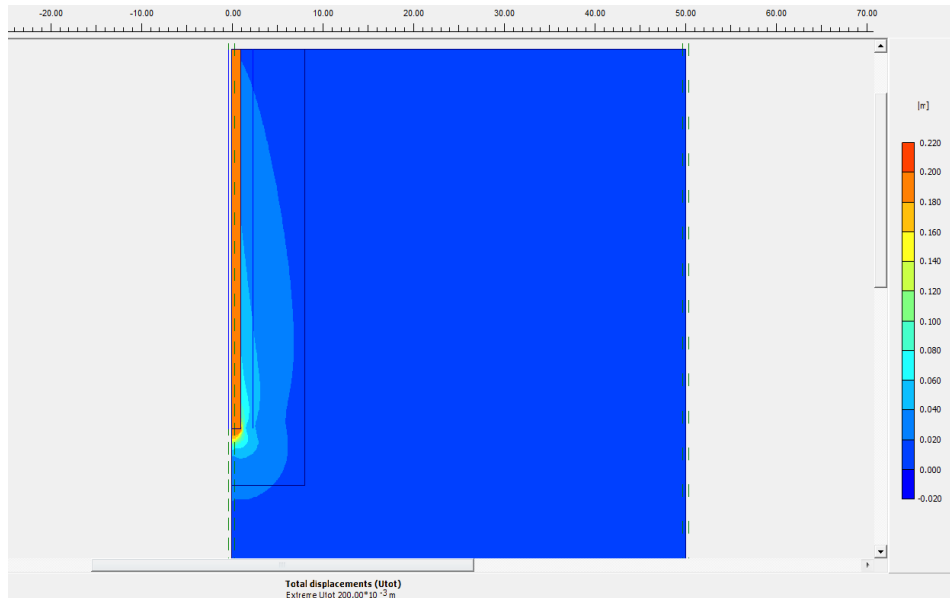


Figure III.3 : Déformation totale autour du pieu pour le sable D/B=20 , K=5000

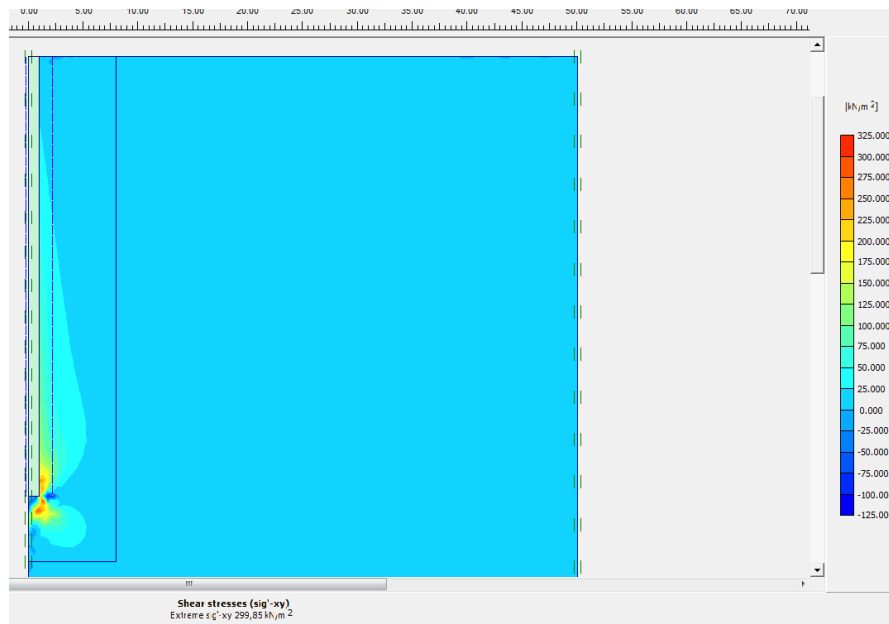


Figure III.4 : Etat de contraintes de cisaillement  $\tau_{xy}$  le long du pieu pour le sable D/B=20, K=5000

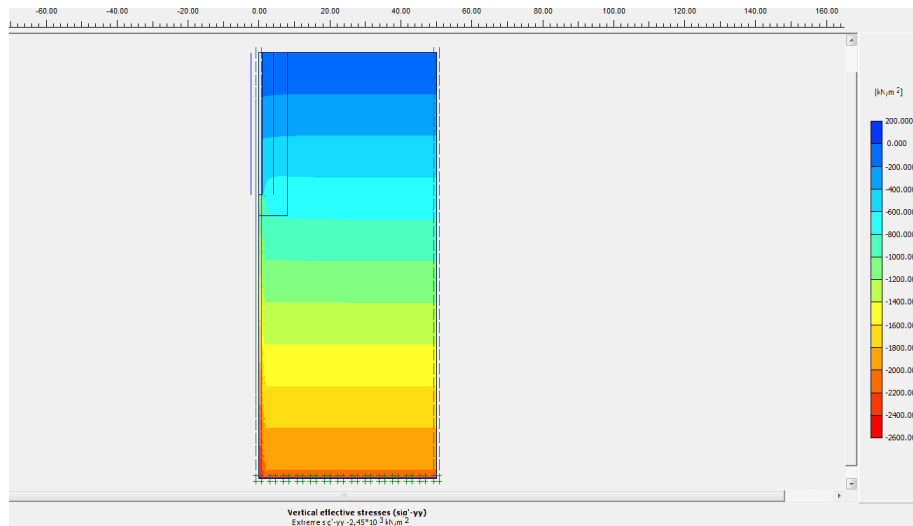


Figure III.5 : Etat de contraintes verticales effectives  $\sigma_{yy}$  autour du pieu pour le sable  $D/B=20$  , $K=5000$

### III.3.2) Interprétations des résultats :

En comparant la totalité des résultats obtenus pour ce modèle et dans le cas du sable , on a tiré les remarques suivantes :

1. Pour tous les paramètres, le cas d'un pieu très souple  $K=100$  est un cas singulier .
2. Le rapport  $B_0 \cdot B / E_s$  ne varie pas avec compressibilité, mais il varie en fonction de  $D/B$ .
3. Le facteur de portance  $N_q = q_t / \sigma_{v0}(D)$  ne varie que peu ou pas avec compressibilité mais varie en fonction de  $D/B$ .
4. A l'exception toujours du cas  $K=100$ , le facteur  $\beta = q_s(z) / \sigma_{v0}(z)$  n'est que faiblement affecté par la compressibilité, il varie en fonction de  $D/B$  d'une manière négligeable .
5. Le rapport  $R_0 / E_s$  ne varie que peu ou pas en fonction de  $K$  mais augmente en fonction de  $D/B$ .
6. L'étendue de la zone déformée autour du pieu est égale à  $1.85B$  pour  $D/B=10$ ,  $3.4 B$  pour  $D/B=20$  et  $2.9B$  pour  $D/B=30$ ,
7. La contrainte de cisaillement  $\tau_{xy\max}$  ou extrême que subi l'interface augmente proportionnellement avec l'élançement. Cependant, le volume de sol subissant cette contrainte  $\tau_{xy}$  suit des lignes spirales démarrant de la pointe et retournant au fut à une profondeur en dessous de la tete.

### III.4) Etude paramétrique dans un sol monocouche cohérent :

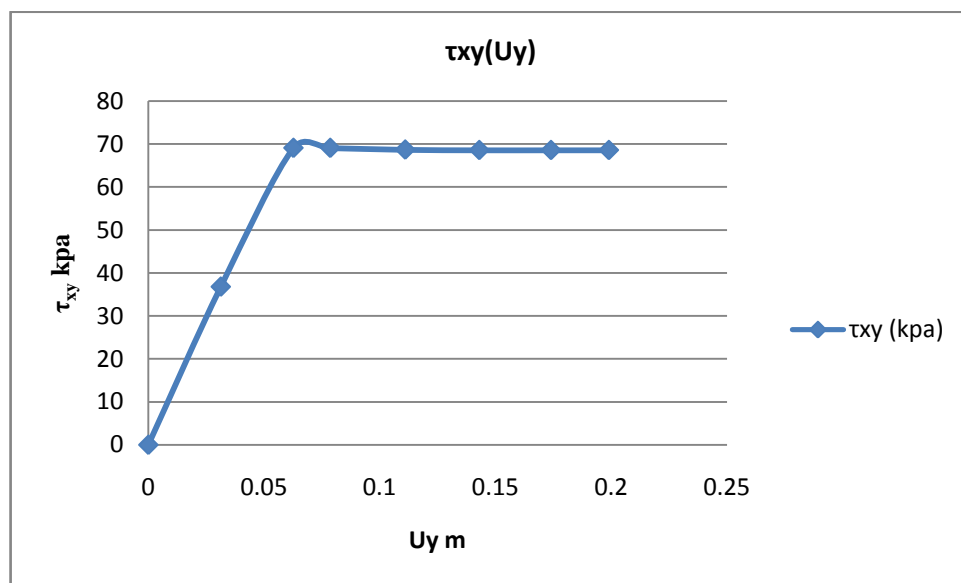
Les caractéristiques du sol argileux saturé utilisés sont les suivantes:



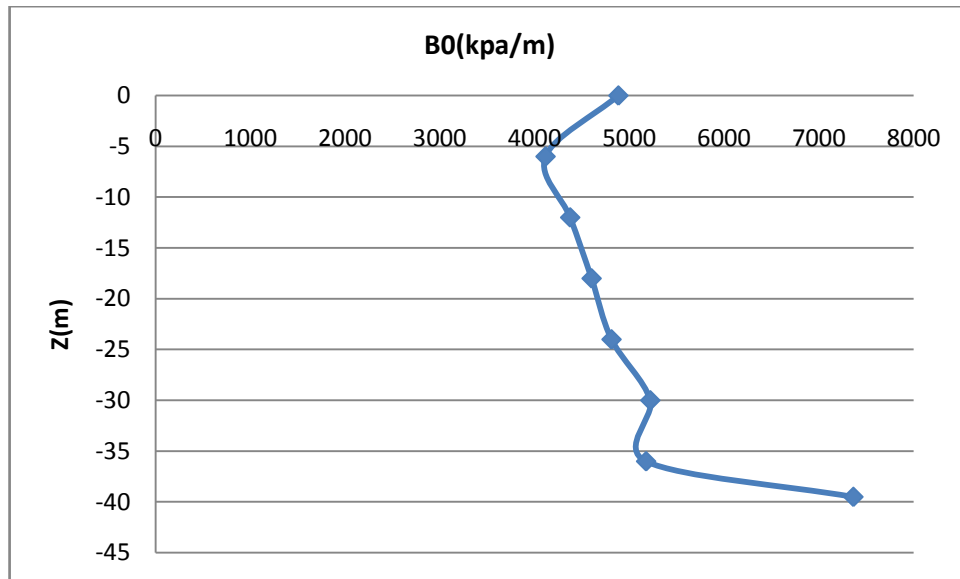
1. Modèle de comportement Mohr Coulomb.
2. Poids volumique sec  $17 \text{ Kn/m}^3$  et poids humide  $20 \text{ Kn/m}^3$
3. Model de Young  $E_s=15 \text{ mpa}$  , Cohésion  $C=100$  par défaut et  $\phi=1^\circ$  ainsi que  $\psi =0$  et  $\nu=0.49$ .
4. Rugosité d'interface  $R_{\text{inter}}=0.7$ .
5. Saturation du sol à partir de la surface.

### III.4.1) Présentation des résultats :

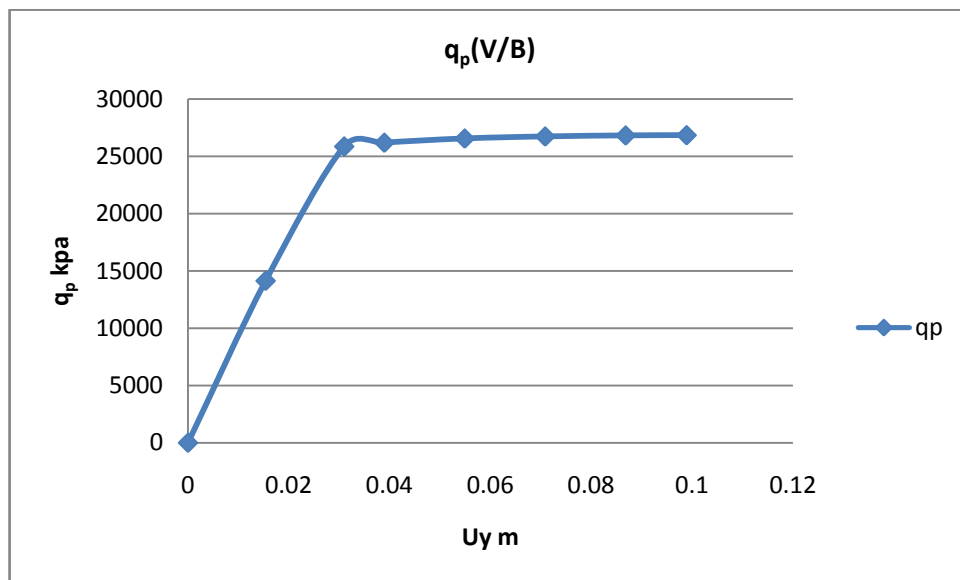
Ce modèle partage les mêmes graphes et courbes présentés précédemment. On exposera uniquement quelques exemples, la synthèse des résultats est affichée en annexe B.



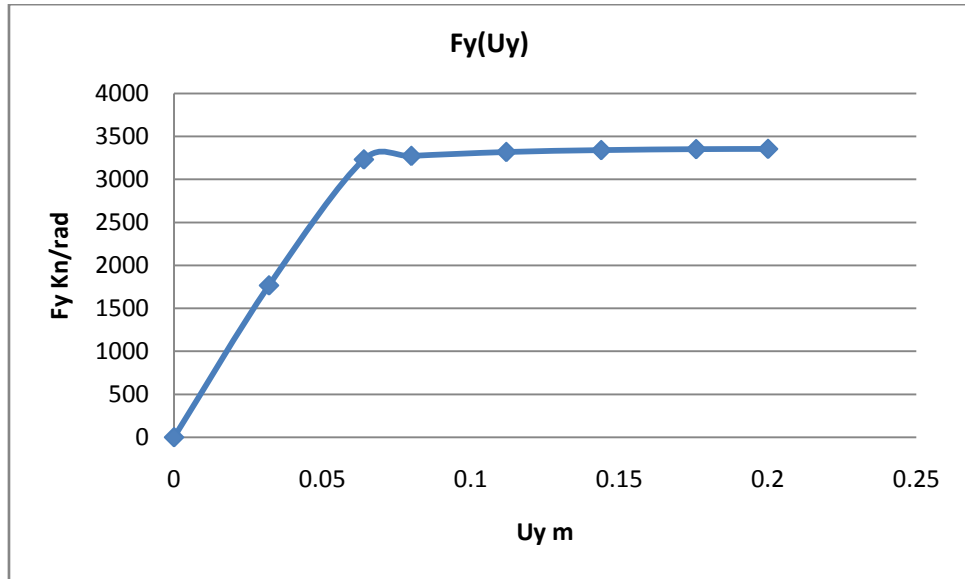
Graph III.7 : : Courbe typique de transfert de charge  $\tau(U_y)$  donnant B0 dans le cas de l'agile saturée ( $D/B=20$   $K=5000$ )



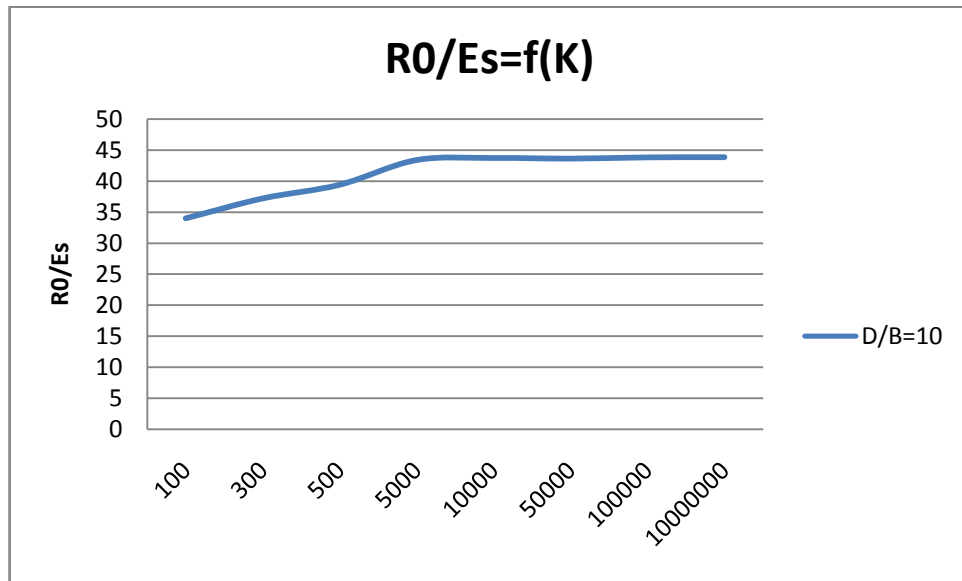
Graph III.8 : Courbe de transfert de charge  $B_0(Z)$  dans le cas de l'argile saturé ( $D/B=20$   $K=5000$ )



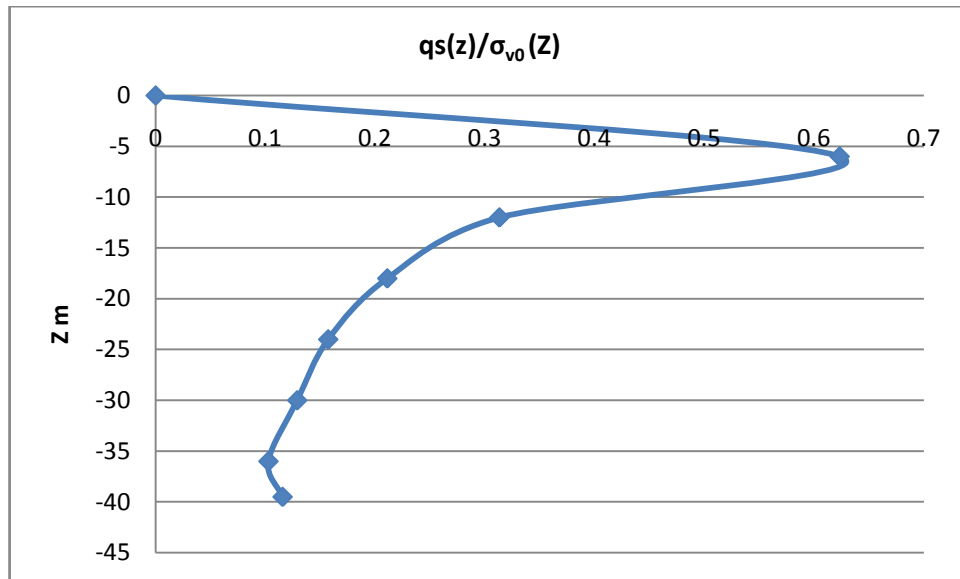
Graph III.9 : Courbe typique de chargement/tassement de la pointe donnant  $R_0$  dans le cas de l'argile saturée ( $D/B=20$   $K=5000$ )



Graph III.10 : Courbe de chargement tassement en tête du pieu dans le cas de l'argile saturé (D/B=20 K=5000).



Graph III.11 : Variation du rapport R0/Es en fonction de K pour l'argile saturée D/B=20



Graph III.12 : Variation de facteur  $\beta$  en fonction de  $Z$  pour l'argile saturée  $D/B=20$  ,  $K=5000$

Tableau III.4 : Variation de  $B0*B/Es$  en fonction de  $D/B$  et  $K$  pour l'argile

D/B K	10	20	30
100	0.55	0.2	0.03
300	1.08	0.31	0.06
500	1.34	0.56	0.07
5000	1.66	0.62	0.11
$10^4$	1.51	0.62	0.11
$5 \cdot 10^4$	1.67	0.63	0.11
$10^5$	1.51	0.63	0.1
$10^7$	1.51	0.64	0.12

Tableau III.5 : Variation de  $q_l/\sigma_v(D)$  en fonction de  $D/B$  et  $K$  pour l'argile

D/B K	10	20	30
100	38.25	33,6	7
300	38,13	33,46	7,75
500	38,27	33,55	8,09
5000	38,3	33,64	8,56
$10^4$	38,38	33,6	8,59
$5 \cdot 10^4$	38,24	33,6	8,61
$10^5$	38,33	33,6	8,6
$10^7$	38,33	33,6	8,61

Tableau III.6 : Variation de R0/Es en fonction de K et D/B pour l'argile

	K=100	k=300	k=500	K=5000	k=10 <sup>4</sup>	K=5.10 <sup>4</sup>	K=10 <sup>5</sup>	K=10 <sup>7</sup>
D/B=10	34	37,2	39,4	43,37	43,7	43 ,6	43,8	43,83
D/B=20	38,7	36,7	52,7	51,5	51,5	51,38	51,4	51,44
D/B=30	7,88	11,23	12,7	16,33	16,58	16,9	15	16,66

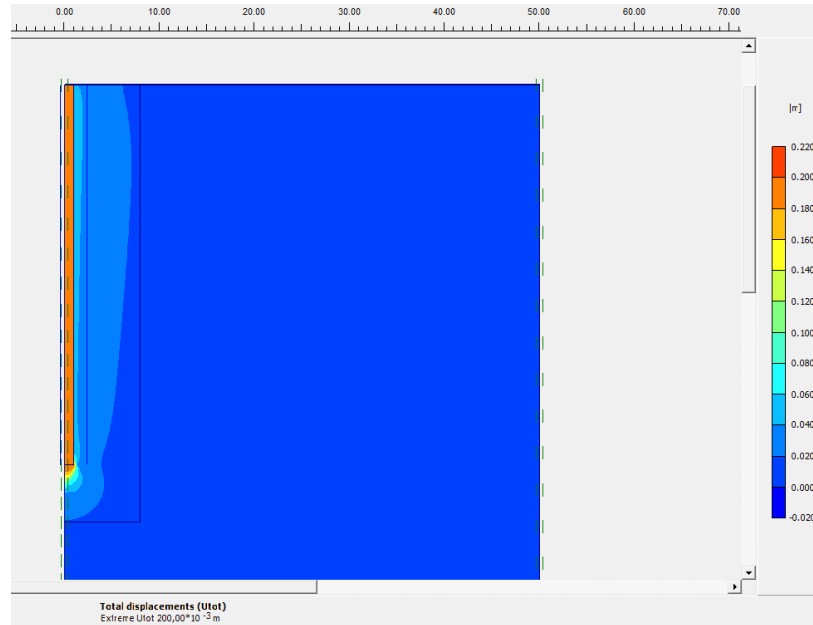


Figure III.6 : Etat de déformation totale autour du pieu pour l'argile saturée D/B=20 , K=5000

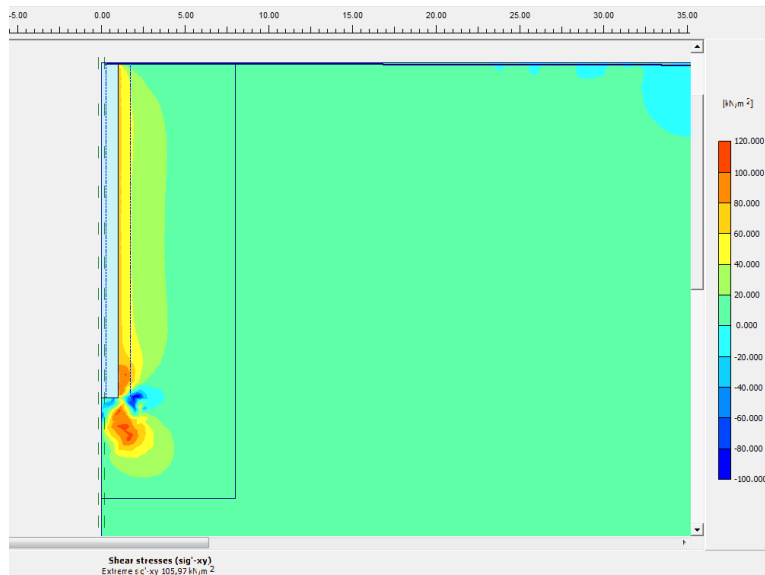


Figure III.7 : Etat de contraintes de cisaillement  $\tau_{xy}$  le long du pieu pour l'argile saturée D/B=20, K=5000

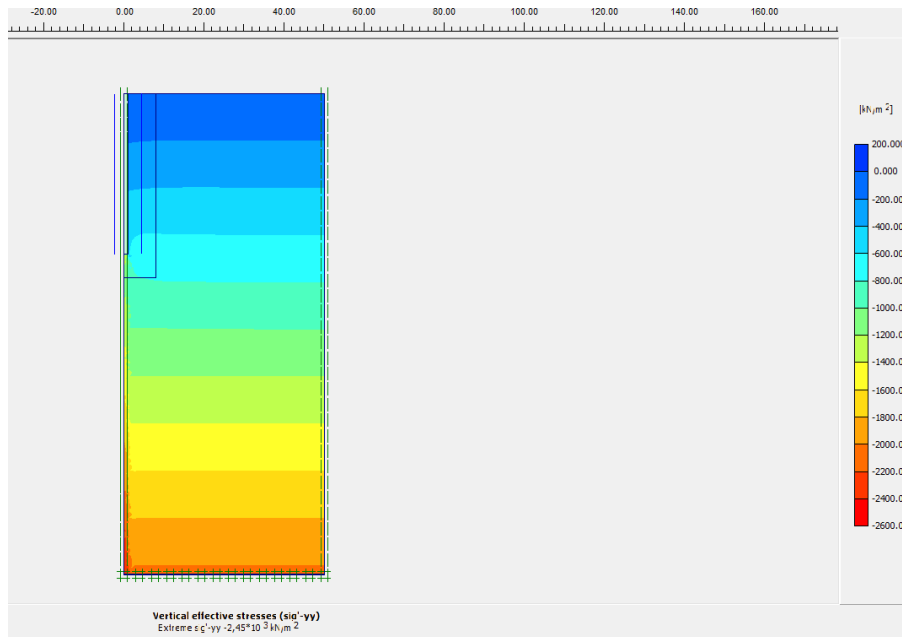


Figure III.8 : Etat de contraintes verticales effectives  $\sigma_{yy}$  autour du pieu pour l'argile saturée  
 $D/B=20$ ,  $K=5000$

### III.4.2) Interprétations des résultats :

En comparant la totalité des résultats obtenus pour ce modèle et dans le cas de l'argile, on a tiré les remarques suivantes :

1. Le rapport  $B_0 \cdot B / E_s$  varie considérablement avec la compressibilité et l'élançement pour une argile saturée.
2. Le facteur  $q_l / \sigma_{v0}(D)$  ne dépend pas de la compressibilité et mais varie avec l'élançement  $D/B$ . Cependant, celui ne représente pas  $N_q$  comme dans le sable mais plutôt  $(\frac{C \cdot N_c}{\sigma_{v0}(D)} + 1)$ .
3. Pour le facteur  $\alpha = q_s(z) / \sigma_{v0}(z)$  et mise à part le rapport  $D/B=10$ , on remarque qu'il ne varie peu en fonction de la compressibilité. le rapport  $\alpha$  diminue linéairement en augmentant  $D/B$ .
4. Le rapport  $R_0 / E_s$  dépend de  $D/B$ , et varie pour de faible compressibilité inférieur à 5000 au delà duquel le rapport devient plus ou moins constant.
5. L'étendue de la zone déformée autour du pieu pour  $D/B=10$  est égale à  $2.5 B$ , pour un rapport  $D/B=20$  presque toute la zone raffinée définit dans notre modèle subisse une déformation à savoir  $4 B$  horizontalement et  $3 B$  verticalement. En revanche, pour  $D/B=30$ , la zone déformée atteint les  $15 B$ .
6. La contrainte  $\tau_{xy\max}$  augmente en fonction de l'élançement comme dans le sable, mais le volume de sol mobilisant ces contraintes  $\tau_{xy}$  diminue avec  $D/B$ .

### III.5) Conclusions :

Il est aussi important de citer, que nos conclusions se concordent à ceux de Yaich Achour (2004) dans certains cas. En effet, dans le sable le rapport  $B_0.B/E_s$  diminue en fonction de l'élancement pour devenir constant après un rapport  $D/B=20$ . Dans le cas, d'une étude à court terme de l'argile nos résultats suivent le même chemin que ceux de Nabila Yaich, en outre,  $B_0.B/E_s$  diminue avec l'augmentation  $D/B$ . En matière de modules, le rapport  $B_0.B/E_s$  dans notre sable est légèrement supérieur à celui de Yaich et devient plus important pour l'argile.

Tandis que, le rapport  $R_0/E_s$  pour notre sable augmente avec l'élancement, ceci ne va pas de même que dans la thèse de Nabila Yaich, où le rapport mentionné diminue pour atteindre un palier constant. Cependant, pour l'étude de l'argile à court terme nos résultats se convergent du fait que,  $R_0/E_s$  augmente pour certains élancement puis diminue en augmentant  $D/B$ , tous fois le rapport  $D/B$  pour le quel  $R_0/E_s$  touche son pique dans notre cas est de 20 au lieu de 10 pour Yaich Achour. En matière de modules, nos rapports  $R_0/E_s$  sont très importants comparés à ceux de Yaich Achour.

On a pu remarquer d'après nos études, que la compressibilité du pieu influe directement sur la quasi-totalité des paramètres pour l'argile saturée ceci peut être expliqué par le caractère compressible et sensible de l'argile mais surtout de l'action de la pression interstitielle. En revanche, pour du sable, on peut dire que la compressibilité n'est pas un facteur influant le transfert de charge. Cependant, le cas de pieu très souple  $K=100$  reste un cas singulier nécessitant une recherche supplémentaire d'où les valeurs uniques qu'il en résulte en l'utilisant.

On conclut aussi, que la zone déformable autour d'un pieu est faible dans le sable comparé à de l'argile saturée. Le facteur  $N_q$ ,  $\beta$ ,  $R_0/E_s$ ,  $B_0.B/E_s$  pour du sable varie en fonction de  $D/B$ . Tandis que, pour l'argile ces paramètres ont deux variables à savoir la compressibilité et l'élancement, toute fois, la variation en fonction de  $K$  suit très globalement des allures typiques comme on va voir dans le chapitre suivant.

## CHAPITRE IV : FORMULATION DES PARAMETRES DE TRANSFERT DE CHARGES

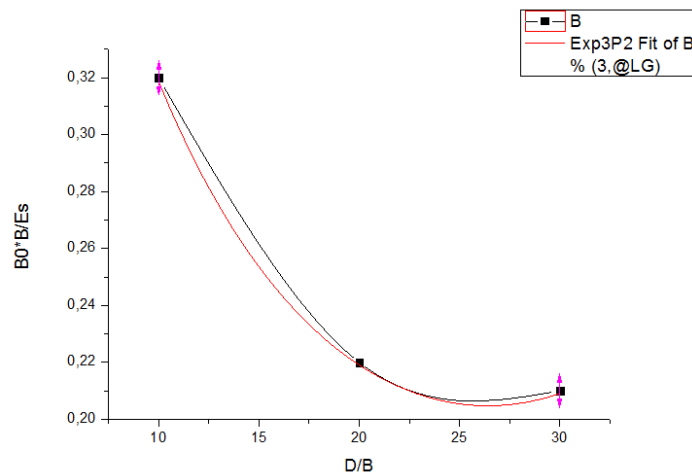
### IV.1) Formulation de paramètre B0 :

On rappelle que pour notre formulation de tous les paramètres, on a eu la chance d'avoir accès au logiciel Origine pro 8 qui nous a considérablement facilité la tâche.

#### IV.1.1) Dans le cas du sable :

On a  $B_0.B/E_s$  ne variant qu'avec  $D/B$ , une moyenne arithmétique pour chaque élancement a été calculée. La formule adoptée est la suivante :

$$\frac{B_0.B}{E_s} = e^{a+bx+cx^2}$$



Graph IV.1 : Formule de la courbe  $B_0.B/E_s=f(D/B)$  pour le sable

Après itérations effectués pour déterminer les constantes, on a la formule suivante :

$$\frac{B_0.B}{E_s} = e^{-0.44-0.086(\frac{D}{B})+0.001(\frac{D}{B})^2}$$

#### IV.1.2) Dans le cas de l'argile saturé:

Pour chaque élancement, une courbe a été tracer donnant la variation de  $B_0.B/E_s = f(\log K)$ , ainsi cette courbe augmente pour de faible compressibilité  $K$  jusqu'à atteindre un palier plus ou moins constant. Néanmoins, on n'a pas pu trouver une formule simple pour ce paramètre surtout qu'il est en fonction de deux paramètres, et donc on propose d'utiliser le tableau suivant pour l'interpolation :



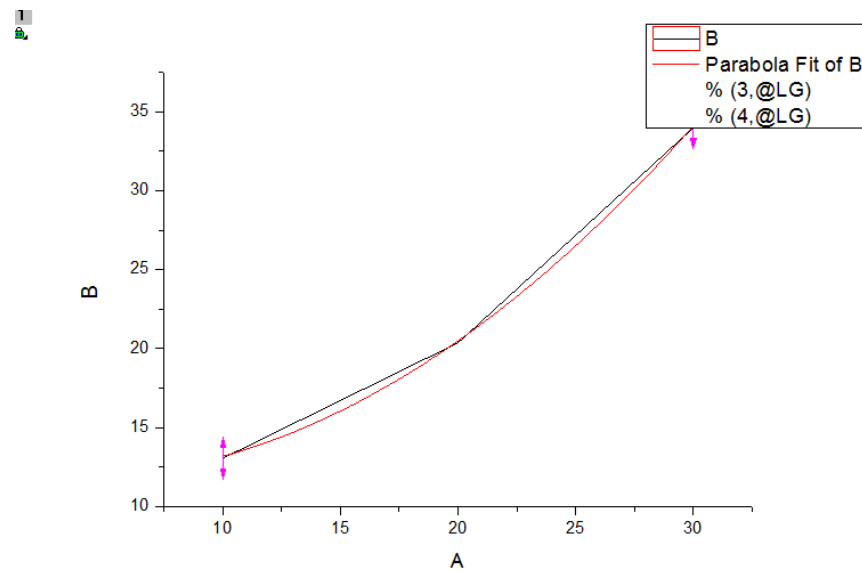
Tableau IV.1 : Variation de  $B_0.B/E_s$  pour l'argile saturée

D/B \ K	10	20	30
100	0.55	0.2	0.03
300	1.08	0.31	0.06
500	1.34	0.56	0.07
5000	1.66	0.62	0.11
$10^4$	1.51	0.62	0.11
$5.10^4$	1.67	0.63	0.11
$10^5$	1.51	0.63	0.1
$10^7$	1.51	0.64	0.12

## IV.2) Formulation de paramètre $R_0$ :

### IV.2.1) Cas du sable :

Ayant conclu, que pour le sable le rapport  $R_0/E_s$  ne varie pas très peu en fonction de  $\log K$  mise à part le point singulier  $K=100$ , On peut donc aisément formuler le rapport étudié en fonction de  $D/B$  en prenant une moyenne pour chaque élanement. Ainsi, on aura la courbe suivante :



Graph IV.2 : Variation de  $R_0/E_s$  en fonction de  $D/B$  pour le sable .

La formule la plus rapprochée dans ce cas, est dite parabolique de 2<sup>ème</sup> degré :

$$Y = A + B.X + C.X^2$$

Origine Pro 8 a permis de discerner les constantes dans la formule, donc  $R_0/E_s$  pour le sable :

$$\frac{R_0}{E_s} = 12,16 - 0,21 \cdot \left(\frac{D}{B}\right) + 0,031 \cdot \left(\frac{D}{B}\right)^2$$

La formule a été testée pour les élancements étudiés, et est efficace toute fois pour de valeurs intermédiaires elle peut afficher une légère sous estimation.

#### IV.2.2) Cas de l'argile saturée :

Dans le chapitre précédant, on a abouti à l'idée que  $R_0/E_s$  varie en fonction de  $\log K$  pour l'argile saturée. La formulation dans ce cas a été complexe, on propose d'utiliser le tableau pour faire une interpolation des données :

Tableau IV.2 : Variation de  $R_0/E_s$  dans le cas de l'argile saturée.

	K=100	k=300	k=500	K=5000	k=10 <sup>4</sup>	K=5.10 <sup>4</sup>	K=10 <sup>5</sup>	K=10 <sup>7</sup>
D/B=10	34	37,2	39,4	43,37	43,7	43,6	43,8	43,83
D/B=20	38,7	36,7	52,7	51,5	51,5	51,38	51,4	51,44
D/B=30	7,88	11,23	12,7	16,33	16,58	16,9	15	16,66

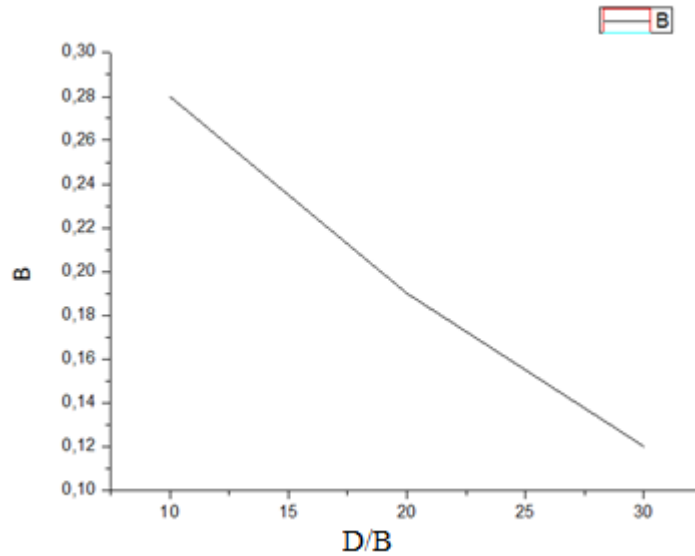
#### IV.3) Formulation du frottement latéral $q_{slim}$ :

##### IV.3.1) Cas du sable :

Le facteur  $\beta = q_s(z)/\sigma_{v0}(z)$  ne variant ni fonction de  $D/B$ , ni en fonction de  $K$ . En effet,  $\beta$  est égale en moyenne à 0,27 pour  $D/B = 10, 30$  ; et 0,29 pour  $D/B = 20$  on peut ainsi dire que  $\beta$  est une constante égale 0.28 en moyenne.

##### IV.3.2) Cas de l'argile saturée :

On a remarqué comme cité dans le chapitre précédant que le rapport  $\alpha = q_s(z)/\sigma_{v0}(z)$  prise en moyenne pour chaque élancement ne varie que très peu en fonction de  $\log K$ . En effet, ce paramètre suit une droite décroissante en augmentant  $D/B$  comme dans le graph suivant :



Graph IV.3 : Variation de  $q_{slim}(z)/\sigma_{v0}(z)$  en fonction de  $D/B$  pour une argile saturée.

En dépit de l'aspect très simple de la courbe, elle n'est néanmoins pas linéaire mais légèrement parabolique d'où l'incapacité du logiciel Origine Pro 8 de déterminer une formule rapprochée.

Ainsi, on note que :

$$\alpha = 0.28 \text{ pour } D/B = 10$$

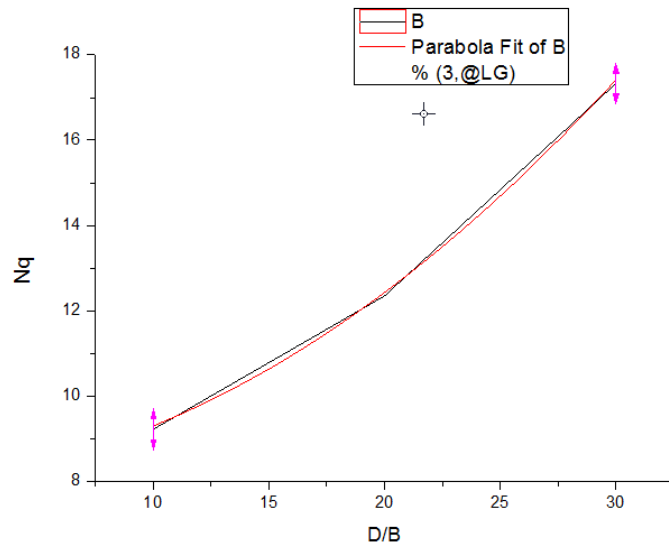
$$\alpha = 0.18 \text{ pour } D/B = 20$$

$$\alpha = 0.12 \text{ pour } D/B = 30$$

#### IV.4.4) Formulation de la résistance en pointe $q_t$ :

##### IV.4.1) Cas du sable :

Comme cité dans le chapitre précédant,  $N_q = q_t/\sigma_{v0}(D)$  augmente proportionnellement avec l'élancement suivant une allure plus proche d'une parabole.



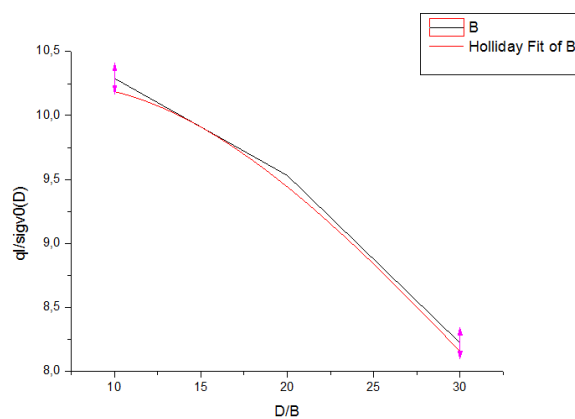
Graph IV.4 : Variation de Nq en fonction D/B pour le sable

On propose la formule suivante :

$$N_q = 8,74 - 0,01 \cdot \left(\frac{D}{B}\right) + 0,01 \cdot \left(\frac{D}{B}\right)^2$$

#### IV.4.2) Cas de l'argile saturée :

La compressibilité n'ayant que très peu d'effet sur le facteur  $q_i/\sigma_{v0}(D)$ , celui-ci diminue en fonction de l'élanement D/B. On cite que,  $q_i/\sigma_{v0}(D)$  est égale en moyenne à (10,29, 9,53, 8,22) pour des rapports D/B = (10, 20, 30) respectivement dans le cas de l'argile.



Graph IV.5 : Variation de  $q_i/\sigma_{v0}(D)$  avec l'élanement pour l'argile saturée

La formule suivante représente celle de la courbe  $q_i/\sigma_{v0}(D)$  :

$$Y = (a + b \cdot x + c \cdot x^2)^{-1}$$

Les constantes (a, b, c) sont (0,099,  $-5,7 \cdot 10^{-4}$ , 0). Donc la formule sera :

$$q_i/\sigma_{v0}(D) = 0,1 - 5,7 \cdot 10^{-4}(D/B)$$

#### **IV.4.5) Conclusions :**

On a essayé dans ce chapitre de formuler les paramètres étudiés dans cette thèse. On a pu voir, des formulations assez simples permettent d'estimer les paramètres de transfert de charge, en l'occurrence :  $B_0$ ,  $R_0$ ,  $q_{sim}$ , et  $q_i$ .

## CHAPITRE V : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE

### V.1) Capacité en pointe :

#### V.1.1) Cas du sable :

Afin de comparer les résultats élaborés dans notre thèse avec ce qu'il ya dans la littérature, et dans le cas du sable  $\varphi=30^\circ$  et les rapports D/B sélectionnés on a eu  $N_q=(9, 12, 17)$ . Le tableau suivant intègre toutes les valeurs de  $N_q$  pour le sable choisi dans notre étude.

Tableau V.1 : Valeurs  $N_q$  dans la littérature suivant le cas étudié de sable

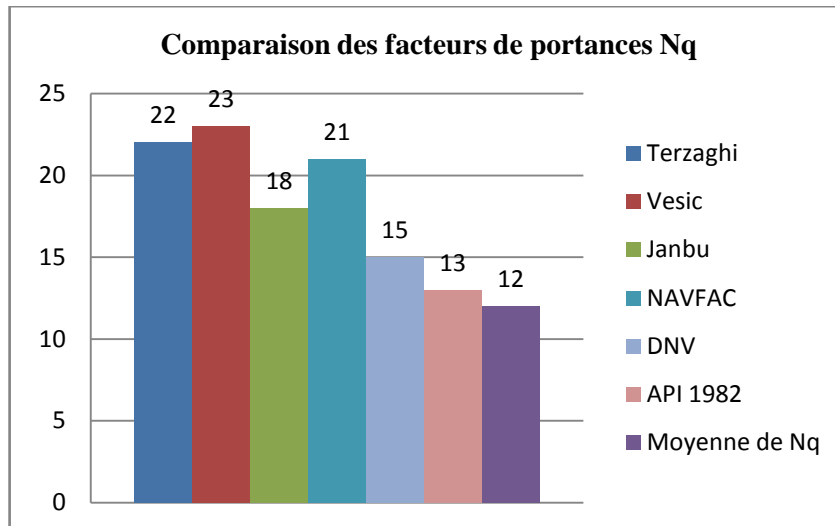
Auteur	$N_q(\varphi=30)$
Terzaghi 1943	22
Vesic 1977	23
Berzentsav 1961	30
Meyerhof 1976	45-70 <sup>[10]</sup>
Debeer 1970	90
Janbu 1976	18
NAVFAC	10-21 <sup>[1]</sup>
DNV 1980	11-15 <sup>[1]</sup>
Caquot et Kerisel	57
Coyle et Costello 1981	26-30-29 <sup>[11]</sup>
API 1982	13
Nordlund 1963	50

Donc nos valeurs ne sont pas très lointaine de celle de : Terzaghi, Vesic , Janbu , Navfac , DNV , et API 1982. En effet, en prenant seulement les valeurs  $N_q$  dans le cas battus de ces méthodes et en le comparant avec la moyenne des  $N_q$  aboutis dans nôtre thèse on aura le diagramme en colonne suivant :

---

<sup>10</sup> Ces valeurs sont fonctions du type de pieux forés ou battus.

<sup>11</sup> Ces valeurs sont fonctions de l'encastrement (L/B).



Graph V.1 : Comparaison entre les valeurs Nq.

### V.1.2) Cas de l'argile :

Pour l'argile le rapport  $q/\sigma_{v0}(D)$ , on a eu des valeurs décroissantes prise en moyenne ici : (10,29, 9, 53, 8,22) pour  $D/B = (10, 20, 30)$ . Le rapport étudié en revanche ne représente pas  $N_q$  et n'est qu'un rapport adimensionnel.

### V.2) Frottement latéral limite :

#### V.2.1) Cas du sable :

Bien évidemment, le rapport  $q_s(z)/\sigma_{v0}(D)$  pour du sable pour être défini comme étant  $\beta$  dans la méthode de contrainte effective élaborée Burland. Rappelons la méthode de contrainte effective pour le calcul du frottement des sables :

$$q_s = \beta \cdot \sigma_v = K \tan \delta \cdot \sigma_v$$

Le coefficient  $K$  varie beaucoup dans la littérature, celui-ci change avec le type de matériau et l'installation du pieu. D'autres parts, l'angle de frottement interne de l'interface sol/pieu et tirer directement d'après le coefficient  $R_{inter} = 0,7$ , car selon le manuel de Plaxis on a :

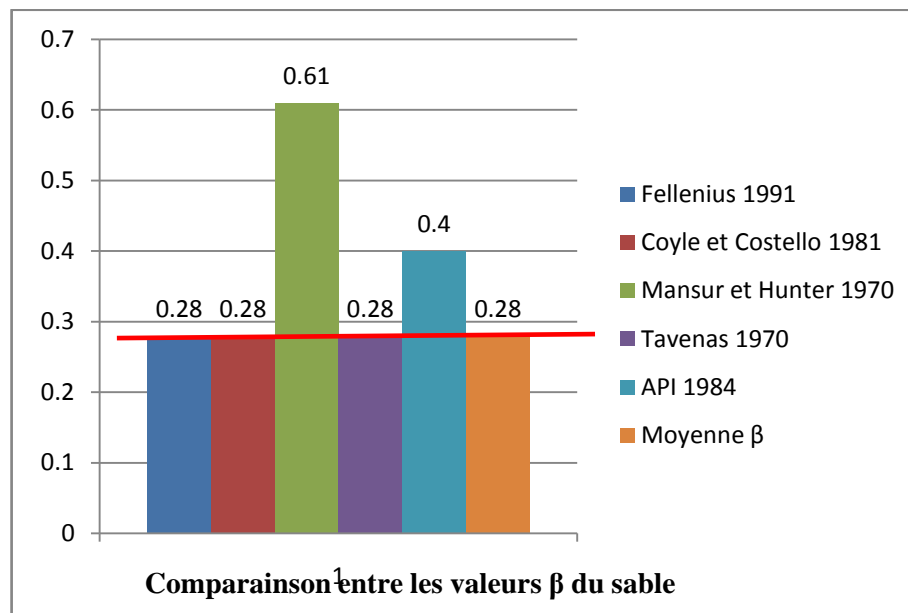
$$\tan \delta = R_{inter} \cdot \varphi$$

Avec :  $\delta$  angle de frottement de l'interface. Donc on aura  $\tan \delta = 0,4$ . Ci-joint le tableau V.2 mentionne les différentes valeurs de  $\beta$  calculés d'après les méthodes de  $C$  et  $\varphi$  sachant que  $\beta$  varie sensiblement avec  $\varphi$  du sol.

Tableau V.2 : Valeurs de  $\beta$  calculés d'après d'autres méthodes

Auteur	$\beta$
Fellenius 1991	0,28
Coyle et Costello 1981	0,36-0,28-0,2
Mansur et Hunter 1970	0,58-0,64
Tavenas 1970	0,28
API 1984	0,4
Moyenne de nos valeurs	0,28

Ceci dit, on remarque que notre moyenne de  $\beta$  concorde avec la majorité des valeurs calculés d'après les autres méthodes à l'exception de celle de : Mansur et Hunter 1970 et API 1984.



Graph V.2 : Comparaison des valeurs de  $\beta$  calculés pour le sable

### V.2.2) Cas de l'argile saturée :

Le rapport  $q_s(z)/\sigma_{v_0}(z)$  pour de l'argile, peut être exprimé comme étant les paramètres  $\alpha, \beta, \lambda$  déjà mentionnés dans l'étude bibliographique. Malheureusement, ces paramètres sont affectés par le degré de consolidation de l'argile et nos valeurs du rapport  $q_s(z)/\sigma_{v_0}(z)$  ne peuvent pas suivre cette dépendance.

Ces paramètres ont été calculés d'après les méthodes connus dans la littérature et sont regroupés dans le tableau V.3



Tableau V.3 : Comparaison entre les différents méthodes de calcul  $q_s(z)/\sigma_{v_0}(z)$

Méthodes	Paramètres	D/B=10	D/B= 20	D/B=30
Alpha (Randolph et Murphy 1985)	$\alpha$	1	1	0,8
API 1986	$\alpha$	0,5	0,5	0,5
API 1991	$\alpha$	1	1	0,65
Méthode $\beta$	$\beta$	0,28	0,18	0,22
Méthode $\lambda$	$\lambda$	0,16	0,13	0,14
Valeurs calculés	$q_s(z)/\sigma_{v_0}(z)$	0,28	0,18	0,12

On peut constater d'après ce tableau, que nos valeurs concordent avec ceux des méthodes  $\beta$  et sont aux alentours des valeurs de la méthode  $\lambda$ .

### V.3) Conclusions :

Il est clair que nos résultats trouvent une concordance par rapport aux résultats déduites depuis les méthodes connus. Pour le facteur  $N_q$  du sable, les méthodes Terzaghi, Vesic, Janbu, Navfac, DNV, et API 1982 suivent de très près nos facteurs.

Pour le coefficient  $\beta$  des sables, on trouve que les recommandations de Fellenius et Tavenas, ainsi que certaines valeurs de Coyle et Costello coïncident avec nos valeurs. Pour l'argile, nos valeurs sont presque égales à celle de la méthode  $\beta$  et dans un moindre degré avec celle de  $\lambda$ .

Toute fois, nos valeurs de  $\beta$  pour le sable sont fixes et une étude doit être poussée afin de voir la variation de ce dernier en fonction de  $\phi$  du sol et type de pieu utilisé. Les valeurs de  $q_s(z)/\sigma_{v_0}(z)$  qu'on a obtenue sont certes encourageantes puisqu'ils suivent ce qu'il ya dans la littérature, mais les facteurs  $\alpha, \beta, \lambda$  sont en fonction du degré de consolidation du sol et peuvent varier en fonction du degré de saturation, or choses qui n'étaient pas étudiés dans notre thèse.

## CHAPITRE VI : ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DU TASSEMENT

### VI.1) Etude du paramètre $B_0$ :

#### VI.1.1) Cas du sable :

Dans l'étude bibliographique menée au premier chapitre, les méthodes de Cassan 1978, de Christoulas 1976, et Franck et Zhao 1982 permettent de calculer  $B_0$  et  $R_0$ . Le tableau suivant affiche les résultats de calculs  $B_0$  et de comparaison avec nos valeurs. La colonne précision exprime le rapport de la valeur calculée par les méthodes sur la valeur issue de notre modélisation.

Tableau VI.1 : Comparaison entre les méthodes de calcul de  $B_0.B/Es$  pour sable

Methodes	$B_0.B/Es$			Précision	Précision	Précision
	D/B=10	D/B=20	D/B=30	D/B=10	D/B=20	D/B=30
Cassan 1978	0,34	0,29	0,27	1	1,2	1,125
Christoulas 1976	0,9	0,9	0,9	2,72	3,75	3,75
Franck et Zhao 1982	0,2 0,16 <sup>[12]</sup>	0,2 0,16	0,2 0,16	0,6-0,48	0,83	0,6
Moyenne de nos valeurs	0,32	0,23	0,22	/	/	/

La conclusion à tirer est que la méthode de Cassan est en bonne concordance avec nos valeurs, les autres méthodes soit trop petites soit trop grandes. Ceci dit, la méthode de Cassan stipule que  $B_0$  diminue indéfiniment avec l'élancement, ce qui est l'inverse de nos conclusions de l'existence d'un seuil pour le quel,  $B_0$  devient constant.

#### VI.1.2) Cas de l'argile :

Bien évidemment, les mêmes calculs se répètent, sauf qu'on sait que pour l'argile le rapport étudié varie sensiblement avec la compressibilité. Ainsi, on se permet d'utiliser une moyenne de nos valeurs à l'exception de  $K=100$ . Donc le tableau devient comme suit :

Tableau VI.2 : Comparaison entre les méthodes de calcul de  $B_0.B/Es$  pour l'argile.

<sup>12</sup> La 1ere valeur est celle d'un pieu travaillant en pointe , la 2eme pour un pieu flottant

Methodes	B <sub>0</sub> .B/Es			Précision D/B=10	Précision D/B=20	Précision D/B=30
Cassan 1978	0,34	0,29	0,27	0,23	0,5	3
Christoulas 1976	0,9	0,9	0,9	0,6	1,57	10
Franck e Zhao 1982	0,5	0,5	0,5	0,34	0,87	5,55
	0,4 <sup>[1]</sup>	0,4	0,4	0,27	0,7	4,44
Moyenne de nos valeurs	0,32	0,23	0,22	/	/	/

## VI.2) Etude du paramètre R<sub>0</sub> :

### VI.2.1) Cas du sable :

La même démarche est répétée pour ce paramètre, le tableau suivant résume les résultats.

Tableau VI.3 : Comparaison entre les méthodes de calcul de R<sub>0</sub> pour le sable

Methodes	R <sub>0</sub> /Es			Précision D/B=10	Précision D/B=20	Précision D/B30
Cassan 1978	4,51	4,51	4,51	0,35	0,22	0,13
Christoulas 1976	3,06	3,06	3,06	0,25	0,14	0,09
Franck e Zhao 1982	1,2	1,2	1,2	0,1	0,05	0,03
	0,96 <sup>[1]</sup>	0,96	0,96	0,07	0,04	0,02
Moyenne de nos valeurs	13,57	17,66	34	/	/	/

Ayant trouvé des valeurs importants de R<sub>0</sub> dans cette thèse, le rapport avec les méthodes conventionnelles se voit très faible .Comme cité précédemment, les très grandes valeurs de R<sub>0</sub> peuvent être en relation avec le raisonnement utiliser en 1<sup>er</sup> lieu, à savoir ces auteurs utilisèrent la formule de Mindlin pour formuler la leur ; dans notre cas on a utilisé la méthode d'éléments finis avec un comportement Mohr Coulomb. Il est important de mentionner que ces auteurs ne pensent pas que R<sub>0</sub> varie avec D/B or c'est bien le cas dans notre recherche et celle de Yaich Achour.

### VI.2.2) Cas de l'argile :

La comparaison se présente comme délicate pour l'argile du fait qu'il varie en fonction de la compressibilité sol/pieu. Surtout que nos valeurs sont importantes pouvant descendre en matière de précision pour la méthode de Cassan et un rapport de  $D/B=10$  ou  $20$  jusqu'à  $0,02$  mais qui monte à  $0,28$  pour le dernier rapport  $D/B=30$ .

Tableau IV.4 : Variation de  $R_0/E_s$  en fonction de  $K$  et  $D/B$  pour l'argile.

	$K=100$	$k=300$	$k=500$	$K=5000$	$k=10^4$	$K=5.10^4$	$K=10^5$	$K=10^7$
$D/B=10$	34	37,2	39,4	43,37	43,7	43,6	43,8	43,83
$D/B=20$	38,7	36,7	52,7	51,5	51,5	51,38	51,4	51,44
$D/B=30$	7,88	11,23	12,7	16,33	16,58	16,9	15	16,66

### VI.3) Conclusion :

La méthode de Cassan étant la seule à avoir donné une précision de 1 pour le calcul  $B_0$  dans le cas du sable, les autres méthodes pour le calcul de  $B_0$  sont soit trop grandes ou trop petites, sachant que la méthode de Franck et Zhao peut être admise pour un pieu travaillant en pointe mais reste en dessous de la valeur réelle. La méthode de Cassan est aussi la seule méthode qui tient compte de la variation de  $B_0$  en fonction  $D/B$ . Toutes les méthodes, sauf celle de Franck et Zhao n'admettent pas de variation de ce paramètre en fonction du type de sol et de la compressibilité. Pour le paramètre  $R_0$ , nos valeurs sont beaucoup plus grandes que ceux calculés par les méthodes étudiés ici, on peut expliquer ces divergences par le raisonnement utiliser dans notre étude qui est différent de ceux utiliser par les autres méthodes, mais aussi la variation de ce paramètre en fonction de  $K$  et  $D/B$  qui ne sont pas prises en compte par les autres auteurs.

## Conclusions générales :

Dans cette thèse, on a tenté de faire une sommation de la majorité des méthodes de calcul de portance et de tassement. Ensuite, des études comparatives ont été effectuées pour voir l'efficacité d'un beau nombre de ces méthodes et on a pu constater que les méthodes classiques ne sont pas aussi fiables, à l'encontre des méthodes in-situ à savoir l'essai SPT et CPT qui sont très réalistes par exemple les méthodes Bazara et Kukur et Shariatmadri et al de l'essai SPT pour le sable, et la méthode de Schmertmann de l'essai CPT. Il faut aussi noter, que la méthode pressiométrique peut parfois sur estimer ou sous estimer la portance .

Ensuite, une modélisation numérique par éléments finis qui est une continuation des travaux de Yaich Achour (2004) et Khouaouci (2009), nous a permis de voir la variation des paramètres de transfert de charges  $B_0$ ,  $R_0$ ,  $q_l$ ,  $q_{slim}$  en fonction de la compressibilité pieu/sol et de l'élancement ; pour du sable et de l'argile saturée. Les paramètres de transfert de charges pour le sable sec ne varient pas en fonction de la compressibilité. On a vu, que  $B_0$  et  $R_0$  pour le sable varie en fonction de  $D/B$ , et que  $q_l$ ,  $q_{slim}$  sont constantes. Ceci n'es pas le cas de l'argile, ou il dépend de la compressibilité d'interface et l'élancement, à l'exception de  $q_{slim}$  qui ne varie qu'en fonction de  $D/B$ .

Nous avons aussi pu réaliser des formulations simples pour le calcul des différents paramètres, mise à part le cas de  $B_0$  et  $R_0$  pour l'argile ou la tâche n'était pas facile. En comparant nos résultats avec ceux issus d'autres méthodes, on a pu conclure que nos valeurs de  $B_0$  du sable concordent avec ceux de la méthode de Cassan 1978 e trouvent des divergences pour le cas du sable. En outre, nos valeurs de  $R_0$  sont plus grandes que ceux des autres méthodes utilisés en comparaison, ce problème peut être expliqué par le fait que ces méthodes (Cassan 1978, Christoulas 1976, Franck et Zhao 1982) ne prennent pas la variation de  $R_0$  en fonction de  $K$  et de  $D/B$  surtout pour l'argile.

En revanche, et dans le cas du sable, nos valeurs de  $N_q$  trouvent plusieurs concordances dans la littérature par exemple : Teraghi, Janbu, DNV et API 1982. Les recommandations de Fellenius et de Tavenas ainsi que Coyle et Costello concordent avec les valeurs de  $\frac{q_s(z)}{\sigma_{v0}(D)}$  calculés dans notre étude. Pour l'argile, les valeurs de  $\frac{q_s(z)}{\sigma_{v0}(D)}$  calculés trouvent aussi des concordances avec la méthode  $\beta$  ainsi que la méthode  $\lambda$  qui est proches de nos valeurs

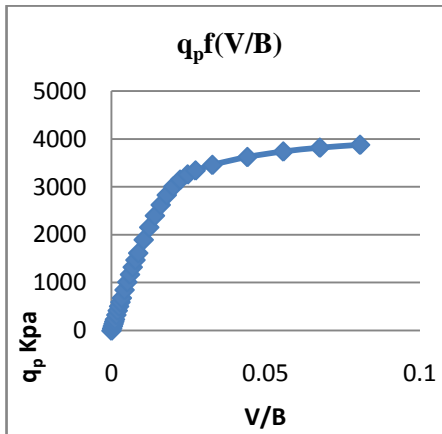
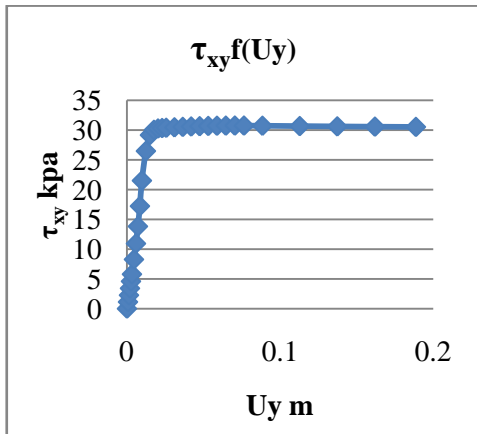
On recommande de revoir le cas singulier de  $K=100$  pour le sable qui donne des valeurs uniques, et réaliser des formulations de  $B_0$  et  $R_0$  pour l'argile saturée. D'autre part, il faut étudier aussi l'effet de consolidation des argiles sur les paramètres de transfert de charges comme le traduit les méthodes  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\lambda$ .

## **ANNEXES**

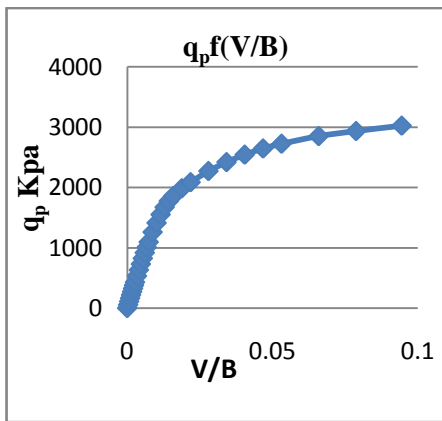
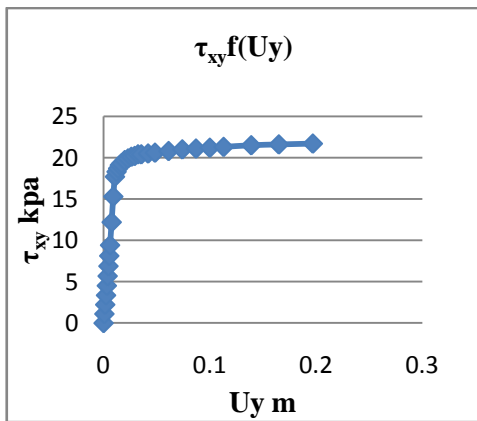
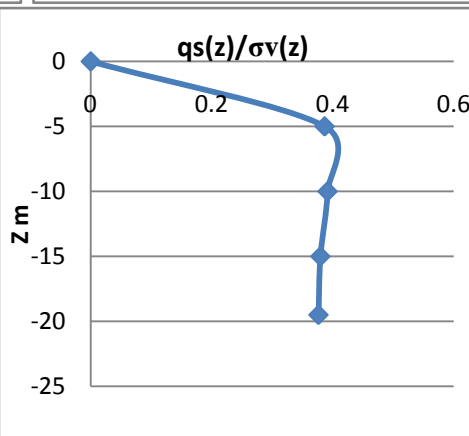
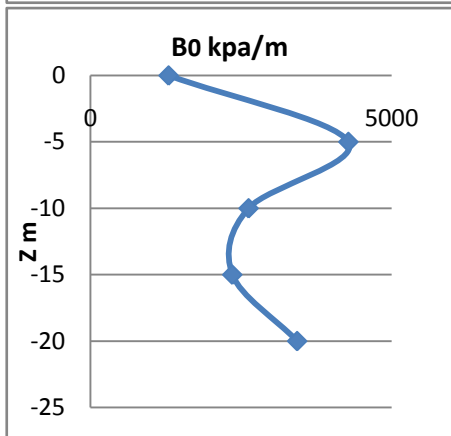
ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

POUR LE CAS DU SABLE D/B=10

K=100

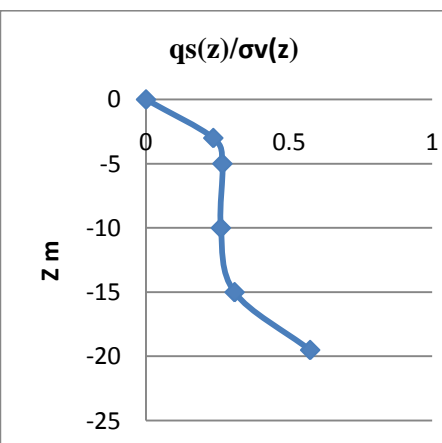
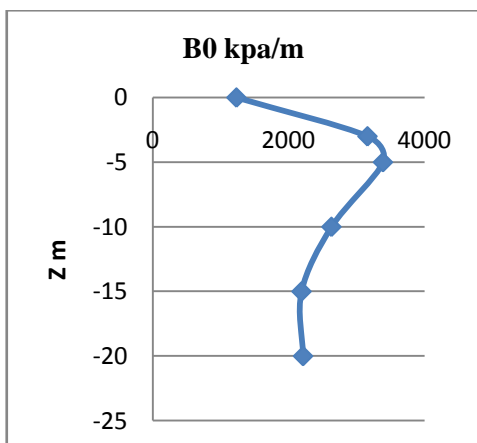


$B0_{moy} = 2491$  kpa/m  
 $R0 = 257,79$  mpa  
 $q_l = 3,889$  mpa  
 $q_l / \sigma_{v0}(D) = 11,43$

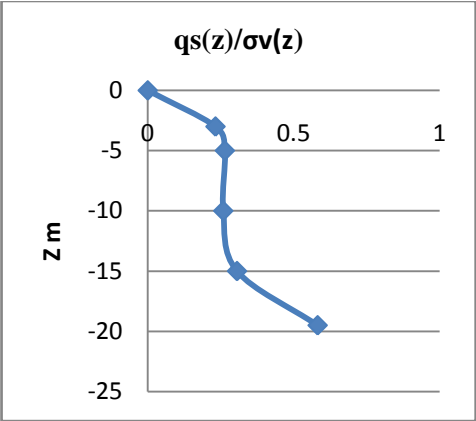
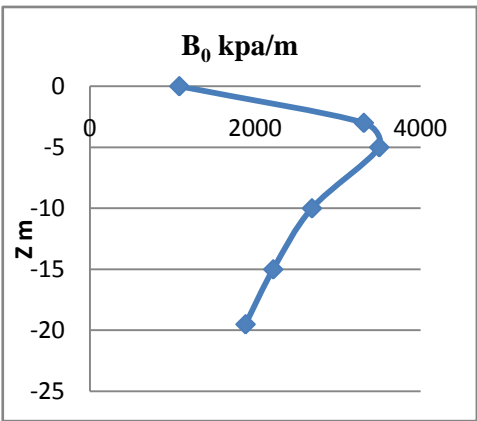
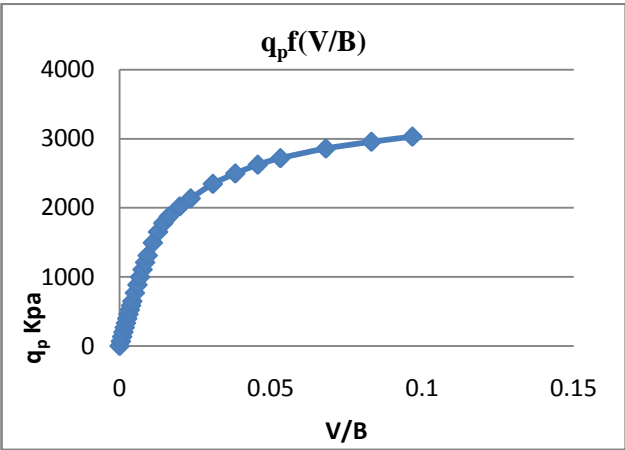
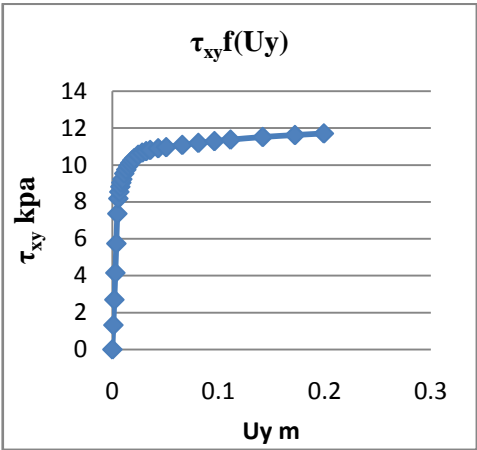


K=300

$B0_{moy} = 2343,94$  kpa/m  
 $R0 = 196,226$  mpa  
 $q_l = 3,7$  mpa  
 $q_l / \sigma_{v0}(D) = 9,11$

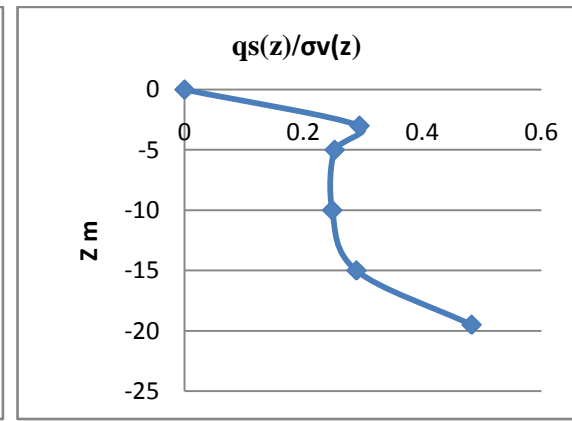
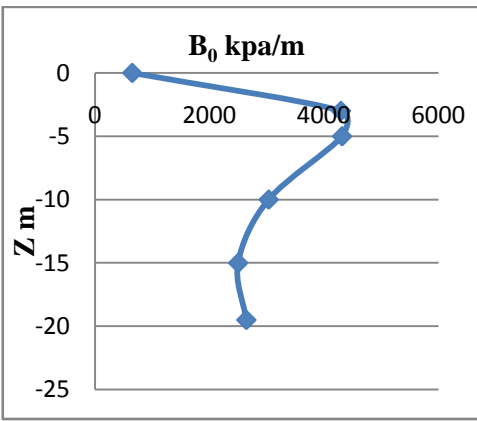
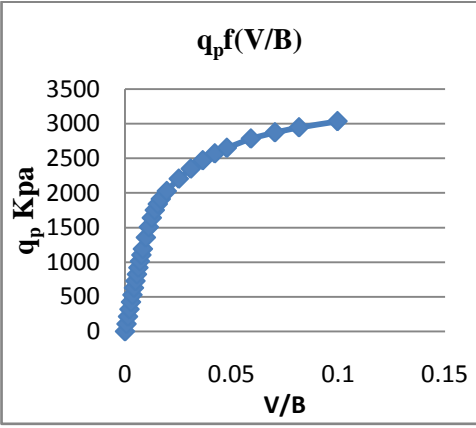
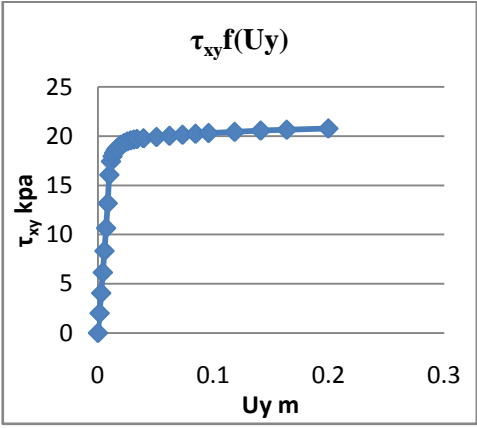


K=500



$B_{0moy}=2261,5$  kpa/m  
 $R_0=194,06$  mpa  
 $q_l=3,692$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=9,26$

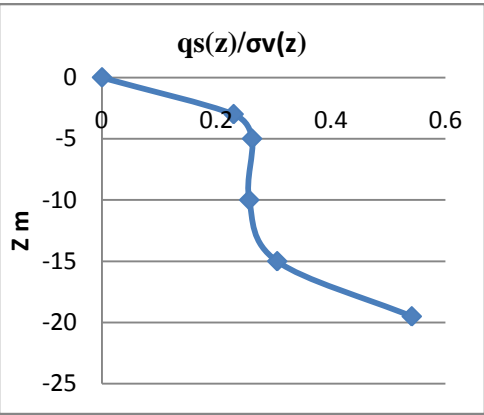
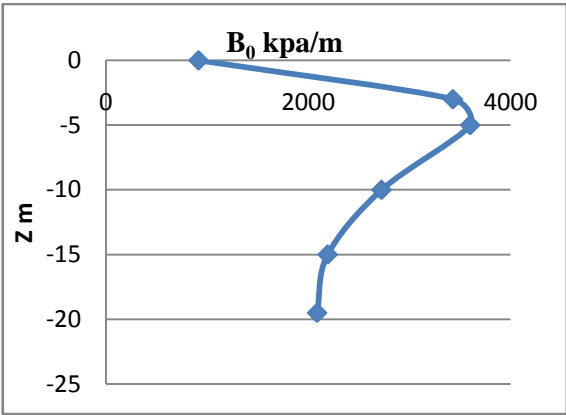
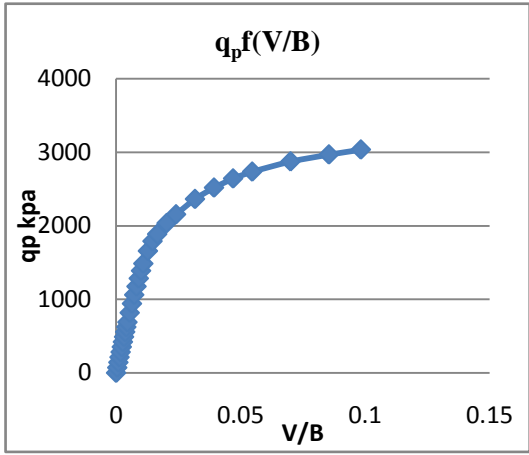
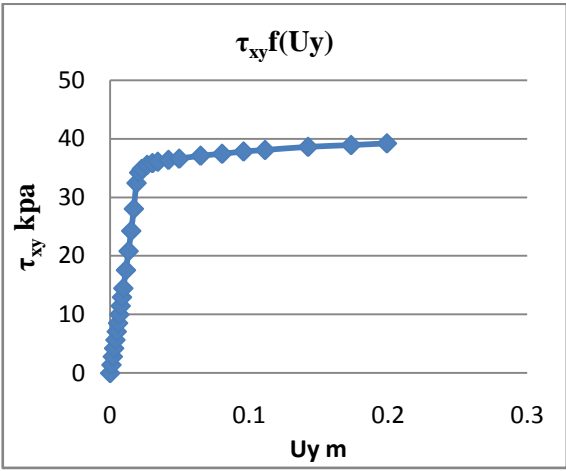
K=5000



$B_{0moy}=2571$  kpa/m  
 $R_0=199$  mpa  
 $q_l=3,66$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=9,19$

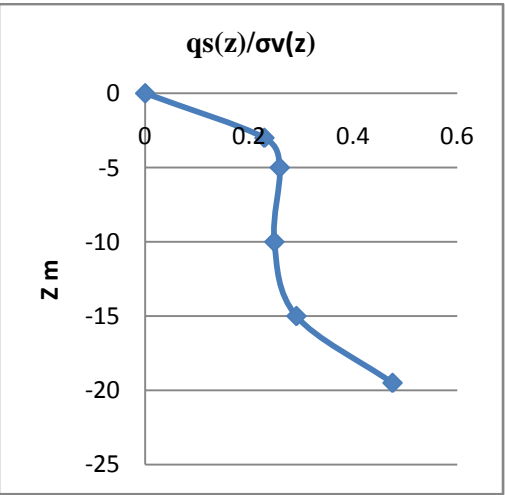
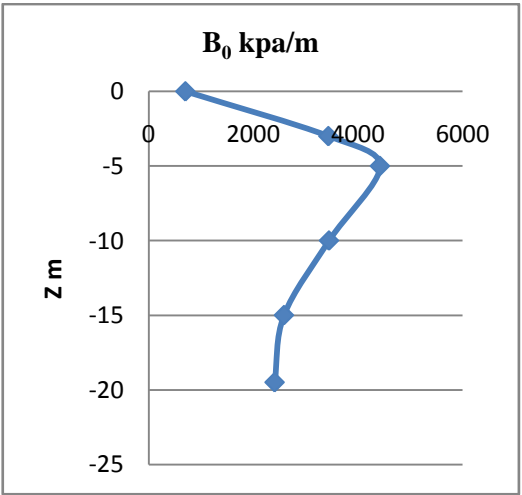
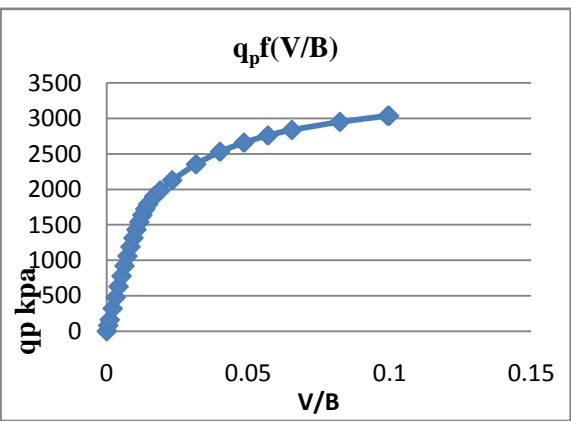
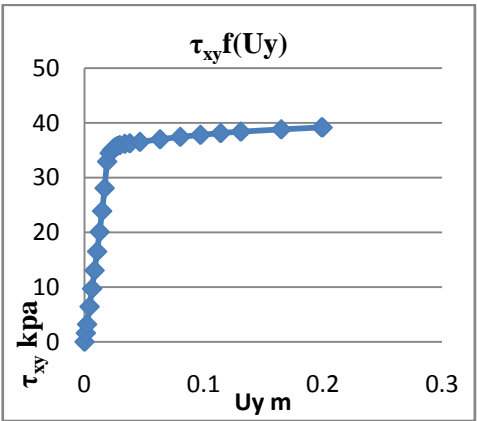


$K=10^4$



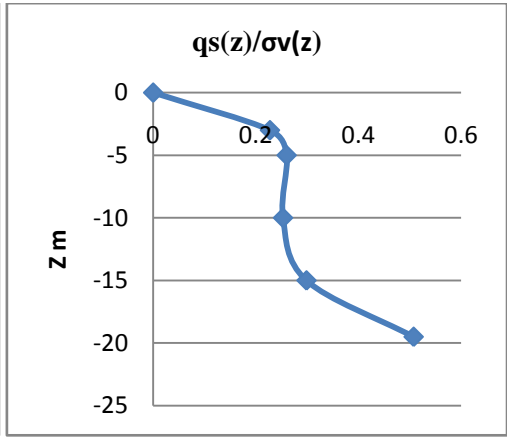
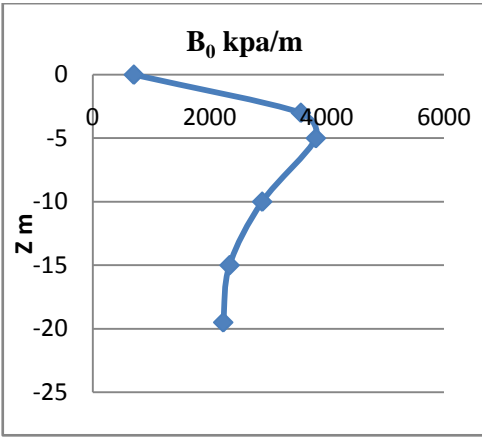
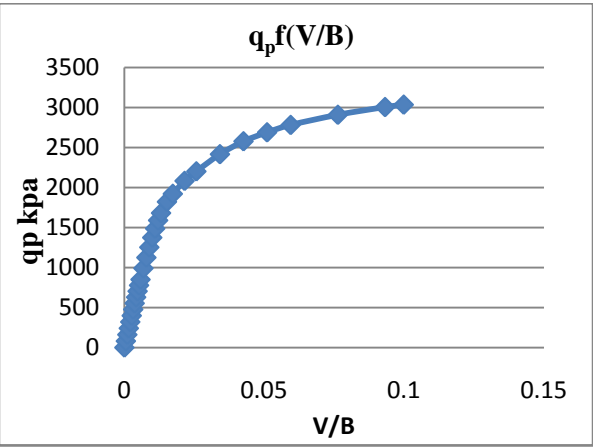
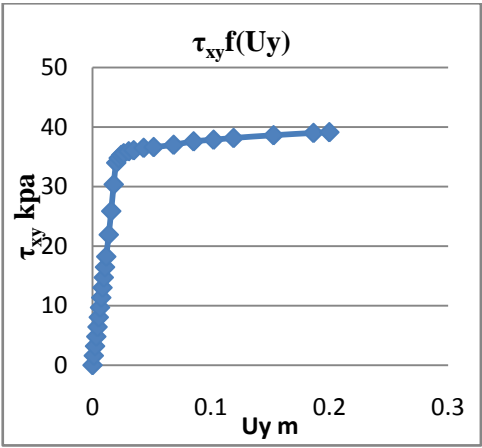
$B_{0\text{moy}}=2334 \text{ kPa/m}$   
 $R_0=193,27 \text{ mpa}$   
 $q_l=3,67 \text{ mpa}$   
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=9,19$

$K=5 \cdot 10^4$



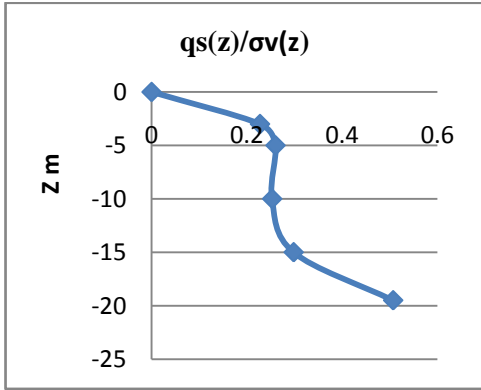
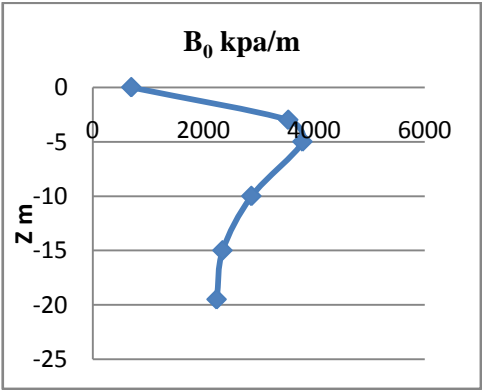
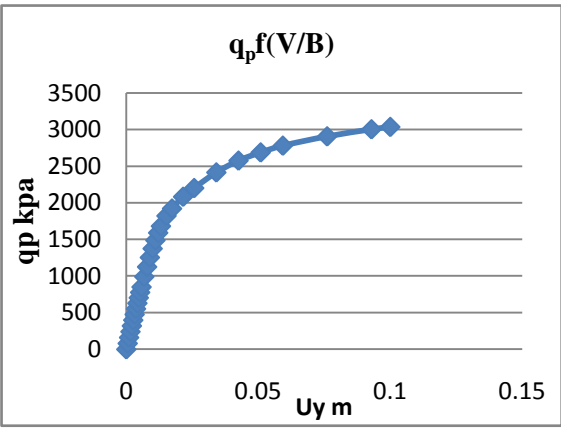
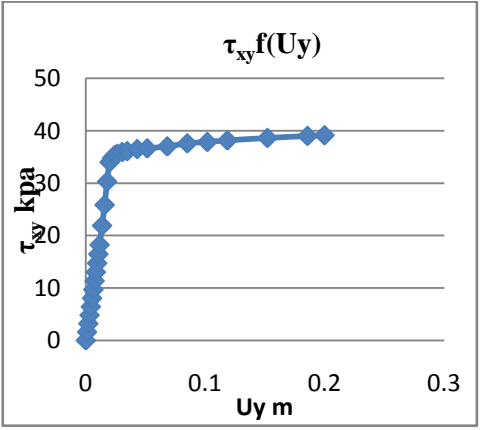
$B_{0\text{moy}}=2500 \text{ kPa/m}$   
 $r_0=202,49 \text{ mpa}$   
 $q_l=3,619 \text{ kpa}$   
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=9,19$

$K=10^5$



$B0_{moy}=2486,1 \text{ kPa/m}$   
 $R0=193,87 \text{ mpa}$   
 $q_l=3,669 \text{ mpa}$   
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=9,32$

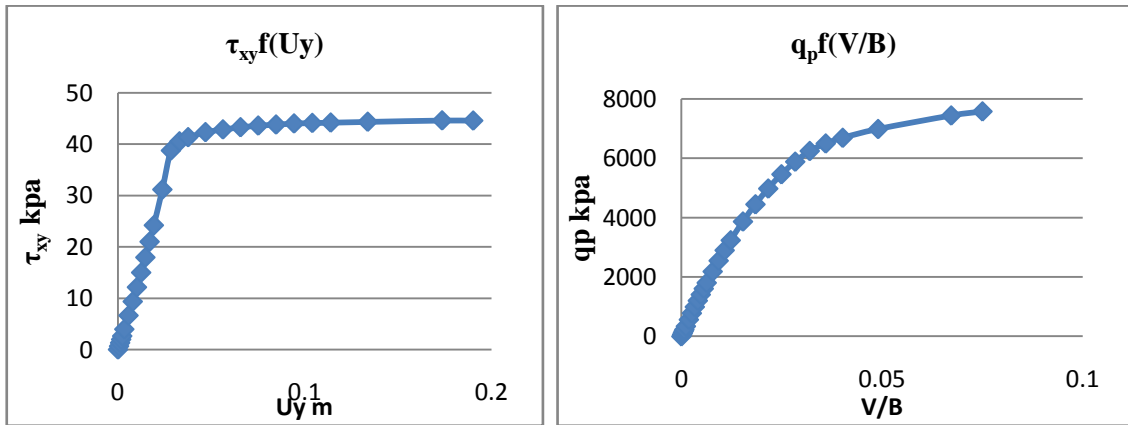
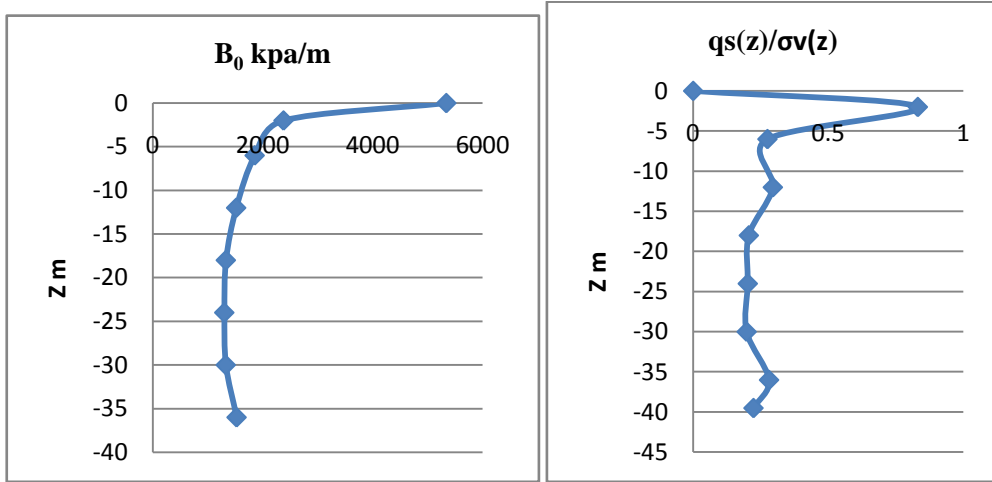
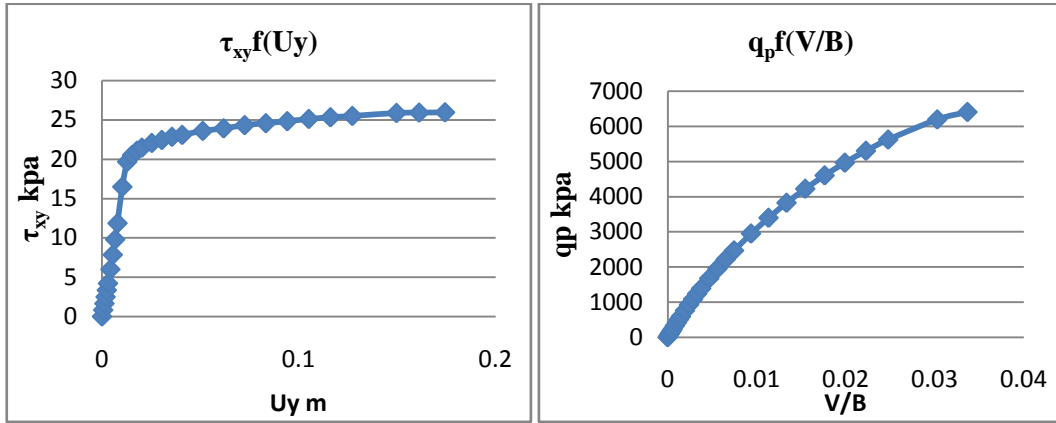
$K=10^7$



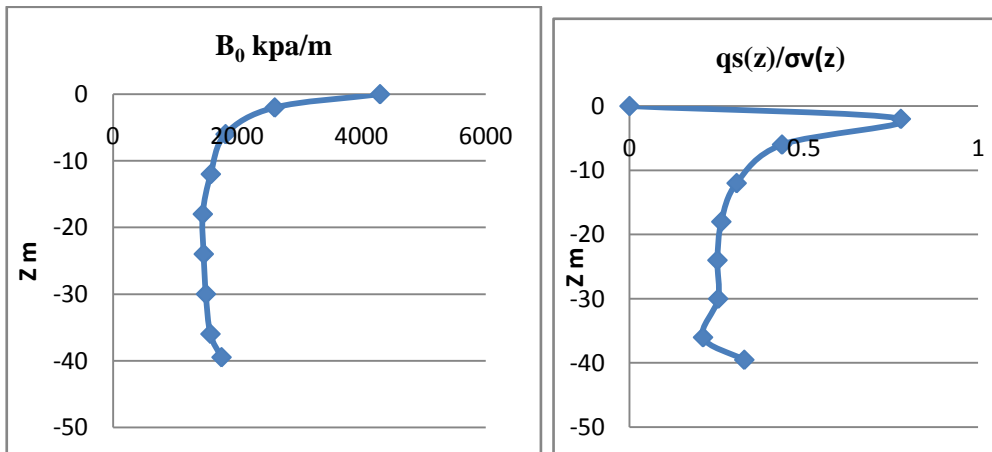
$B0_{moyen}=2486,4 \text{ kPa/m}$   
 $R0=193,7 \text{ mpa}$   
 $q_l=3,67 \text{ mpa}$   
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=9,19$

POUR LE CAS DUSABLE D/B=20

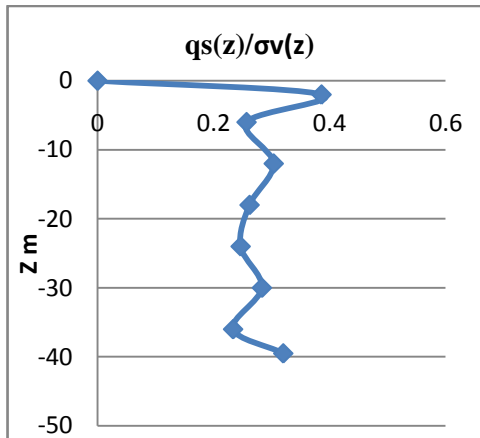
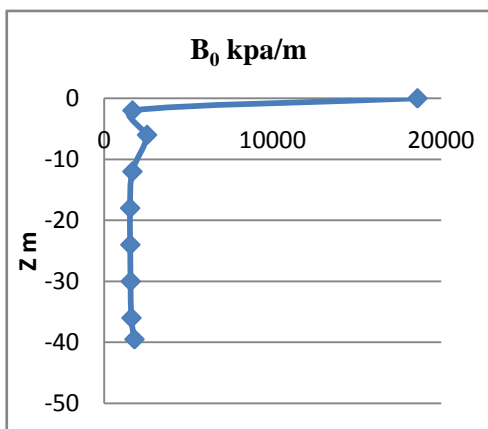
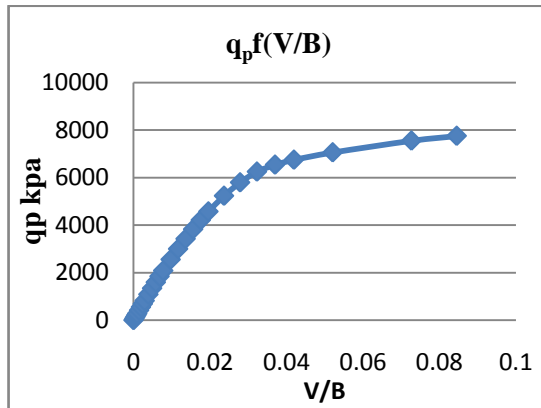
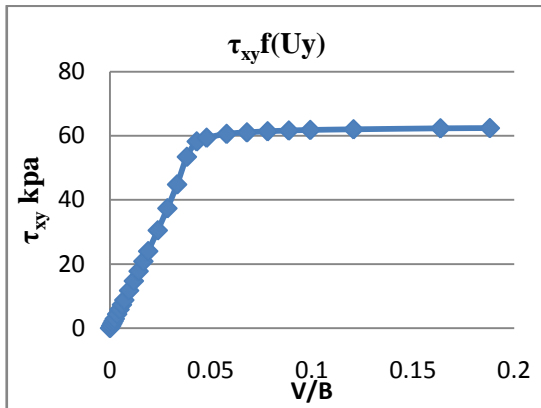
K=100



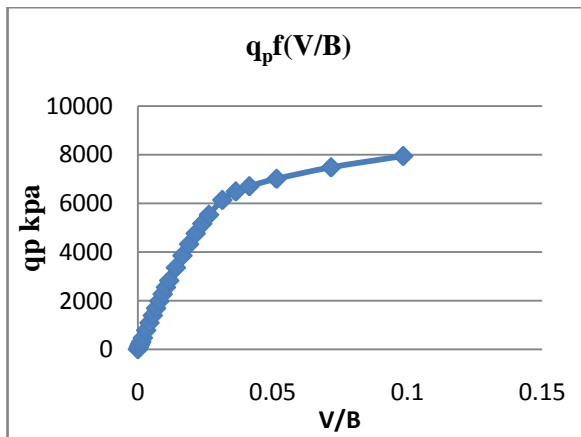
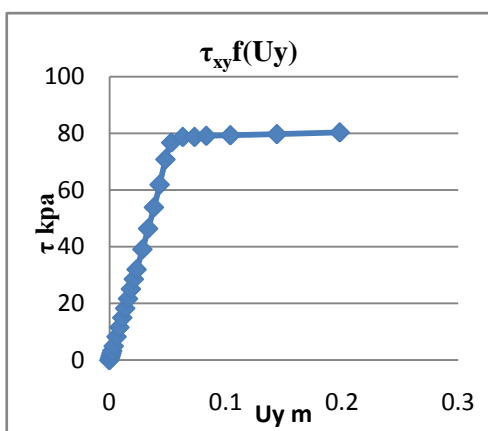
K=300



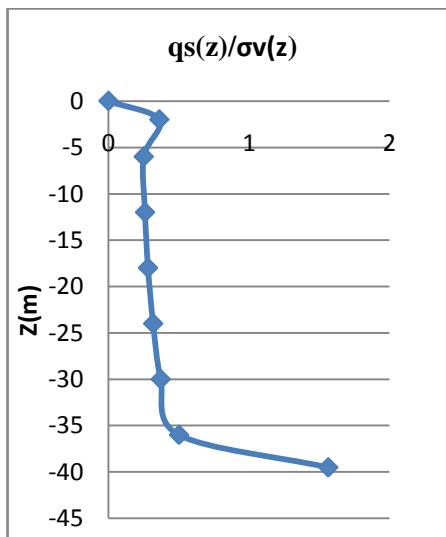
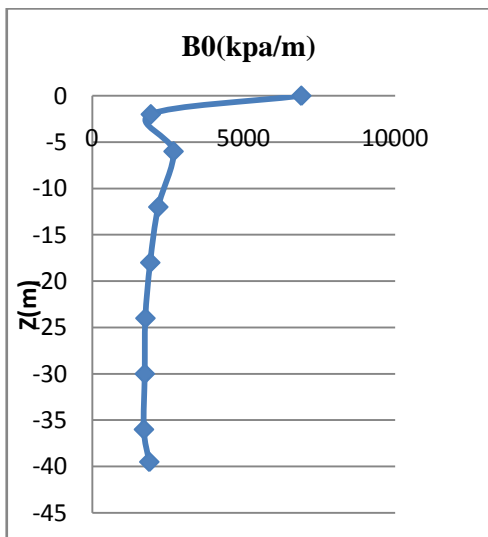
K=500



$B_0$  moyen = 1624,4 kpa/m  
 $R_0 = 323$  mpa  
 $q_l = 12$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D) = 12,05$

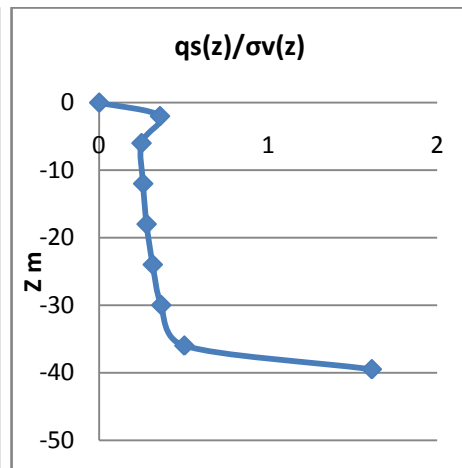
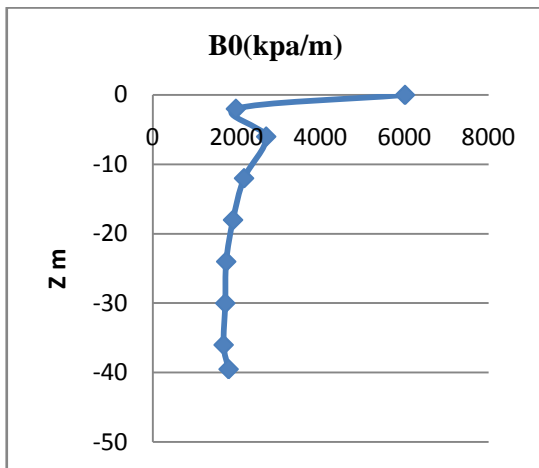
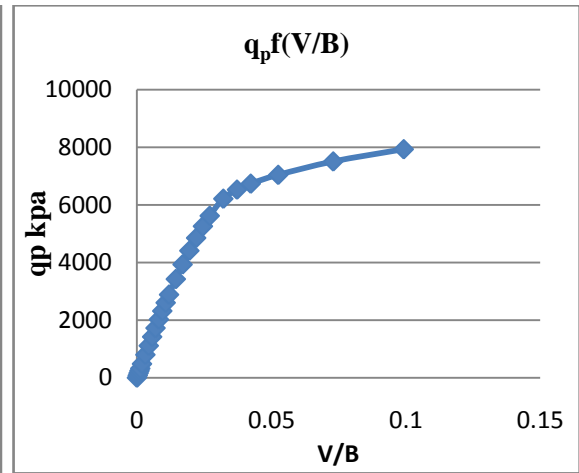
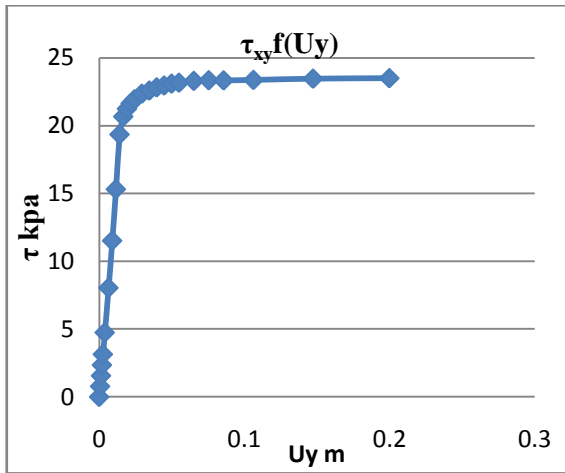


k=5000

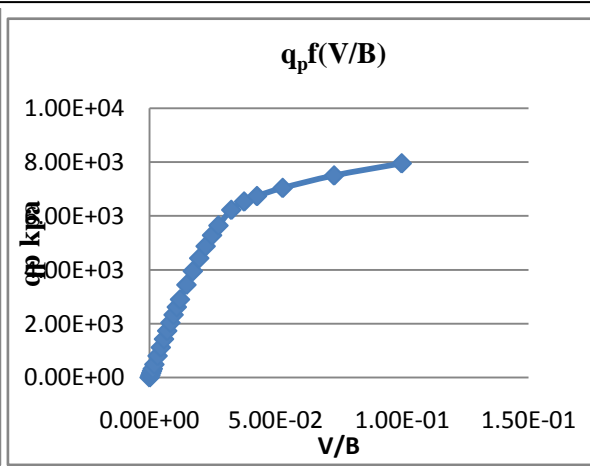
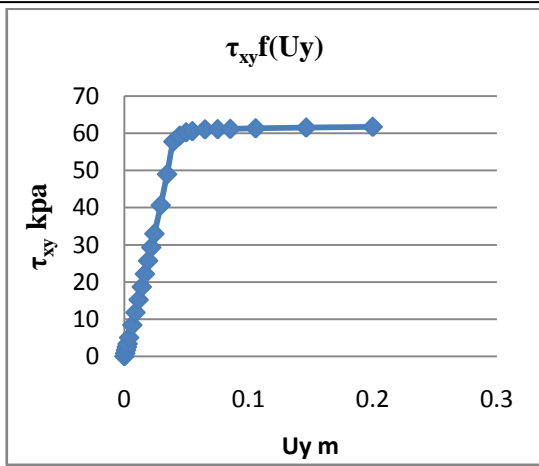


$B_0$  moyen = 1864,55 kpa/m  
 $R_0 = 303,87$  mpa  
 $q_l = 12,221$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D) = 12,95$

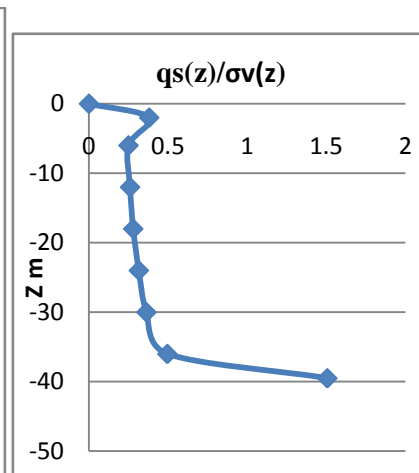
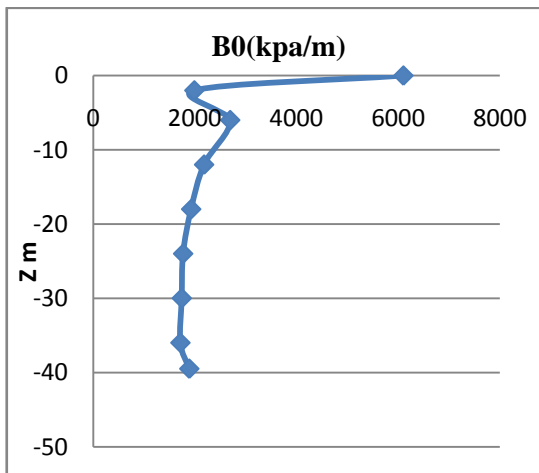
$K=10^4$



$B_0$  moyen = 1842,32 kpa/m  
 $R_0 = 303,26$  mpa  
 $q_l = 12,2$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D) = 12,85$

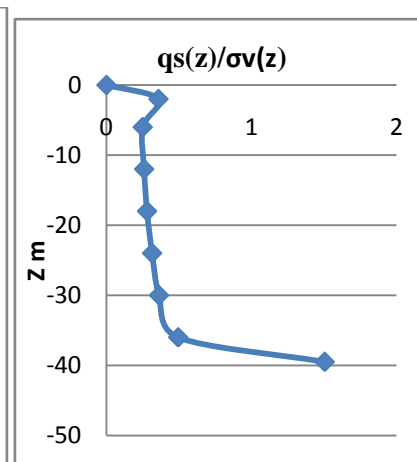
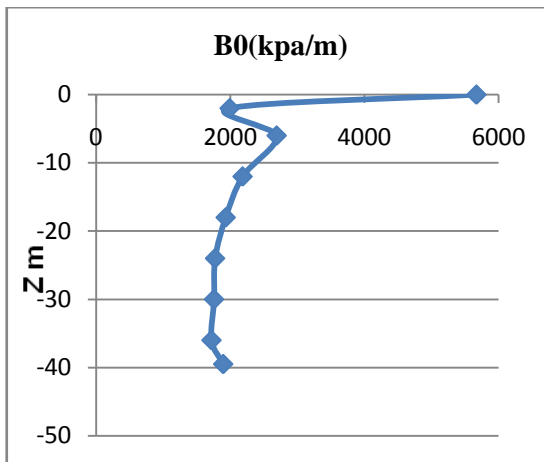
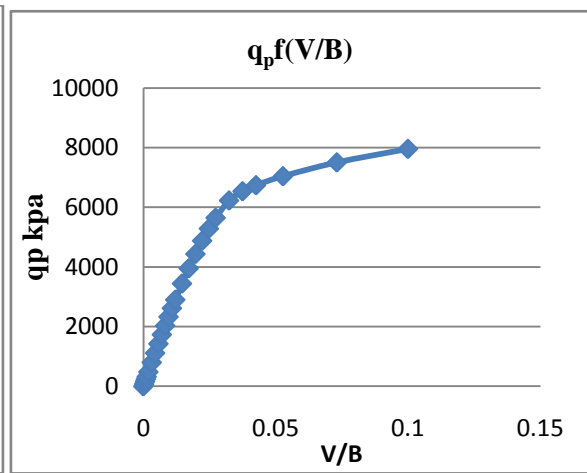
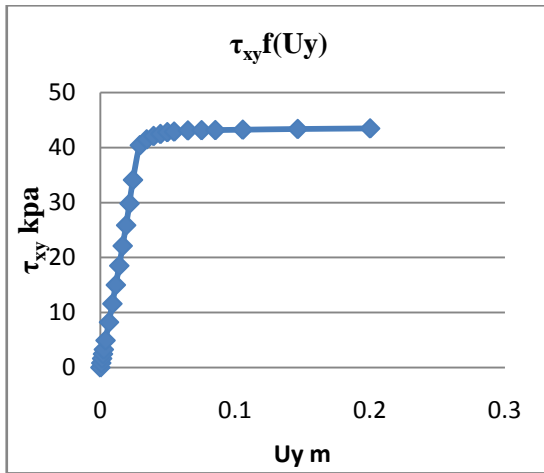


$K=5.10^4$

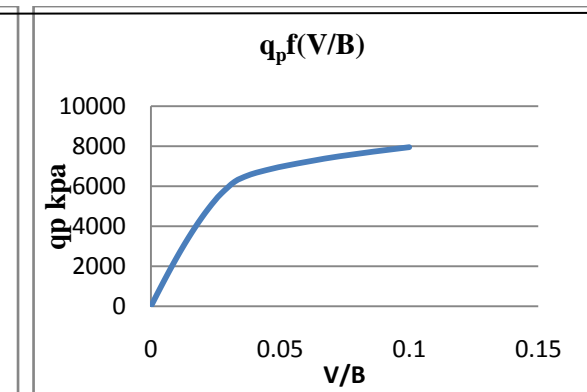
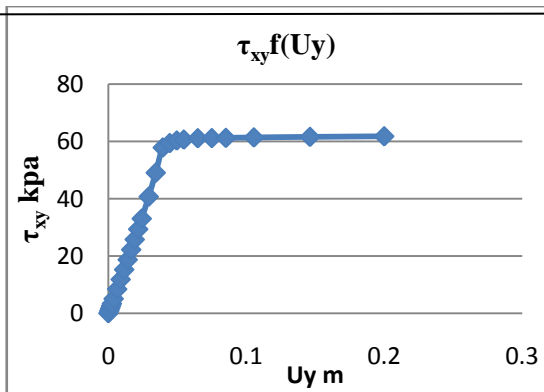


$B_0$  moyen = 1870,9 kpa/m  
 $R_0 = 302$  mpa  
 $q_l = 12,2$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D) = 12,87$

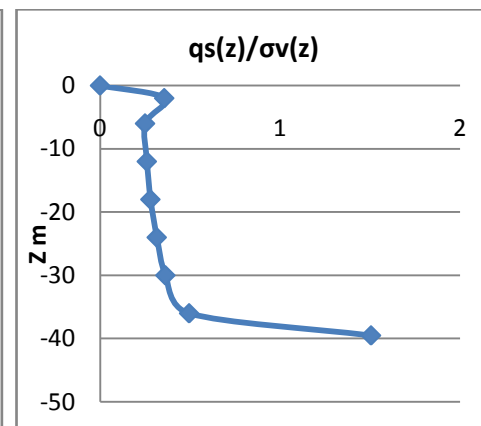
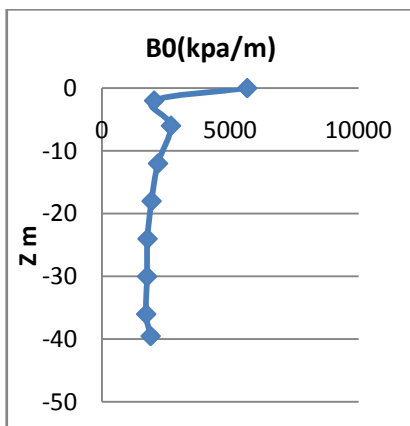
$K=10^5$



$B_0$ moyen=1813,65 kpa/m  
 $R_0=302$  mpa  
 $q_l=12,22$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=12,87$



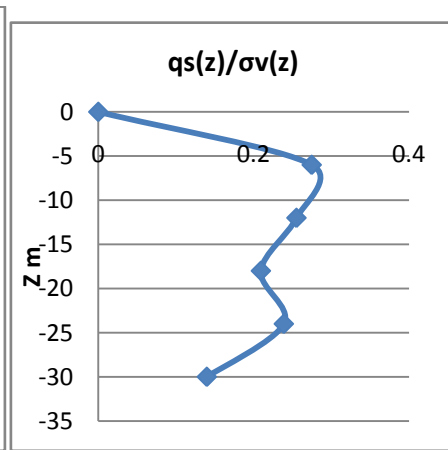
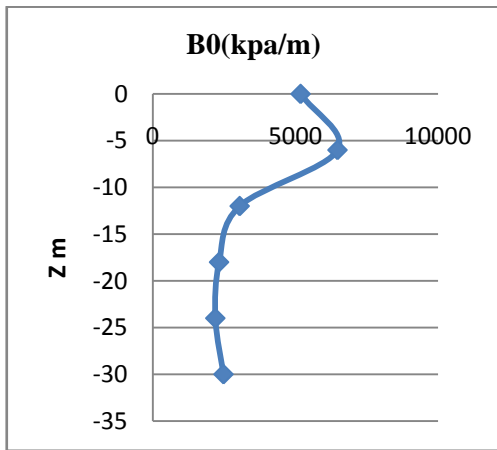
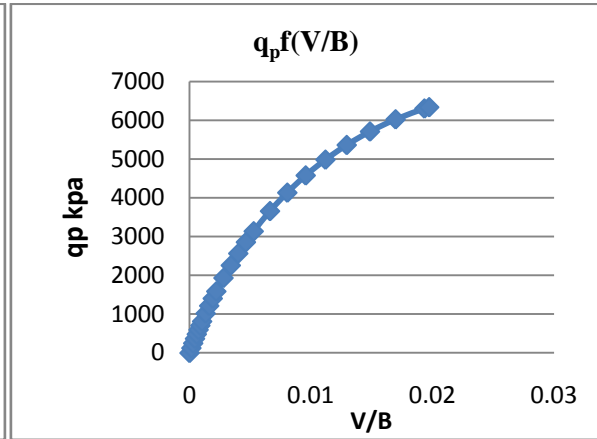
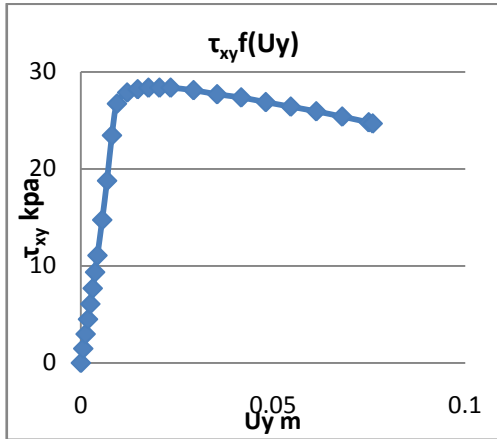
$K=10^7$



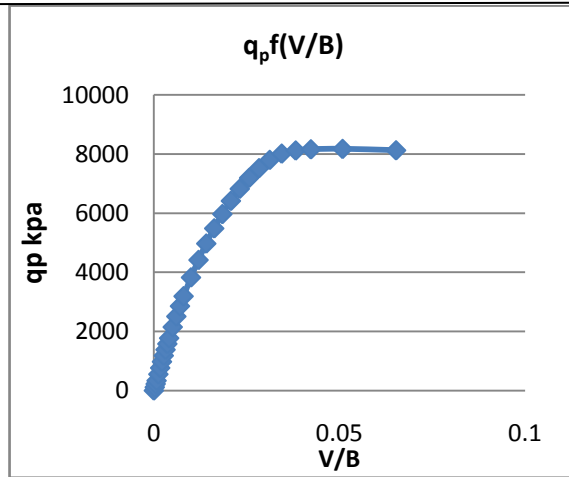
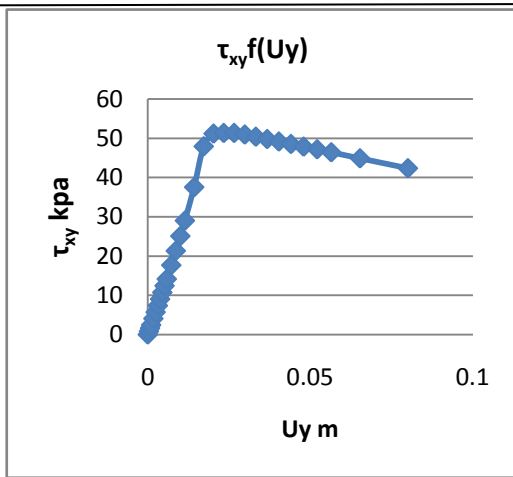
$B_0$ moyen=1815 kpa/m  
 $R_0=301,33$  mpa  
 $q_l=12,23$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=12,87$

POUR LE SABLE D/B=30

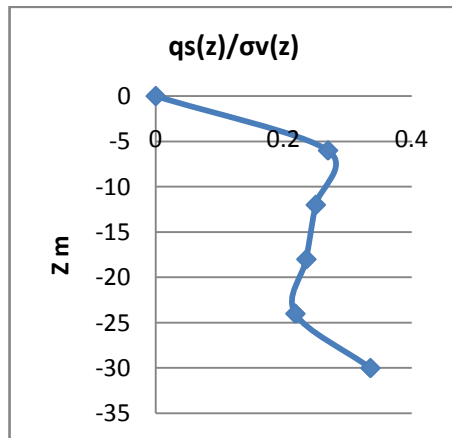
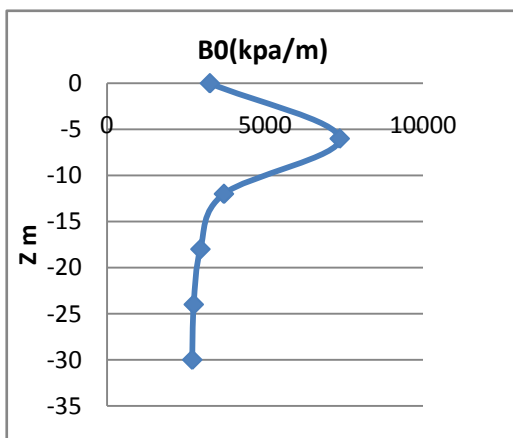
K=100



$B_0$ moyen=2333 kpa/m  
 $R_0=854,327$  mpa  
 $q_l=10$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=19,6$

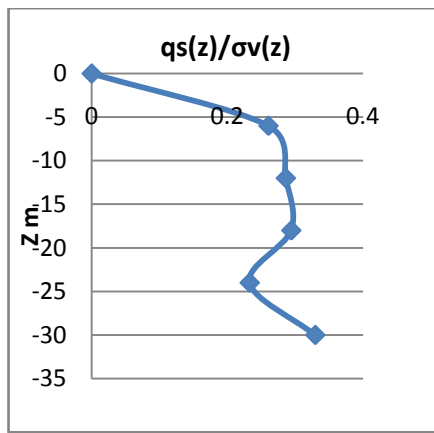
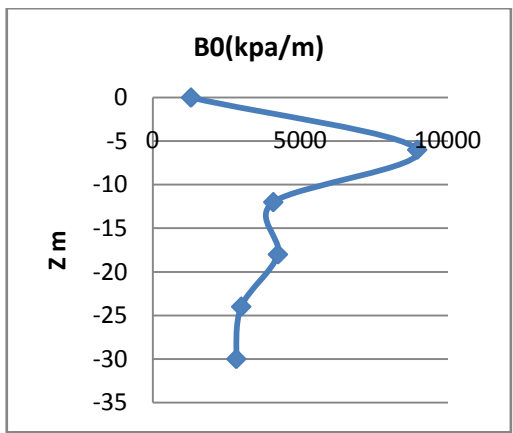
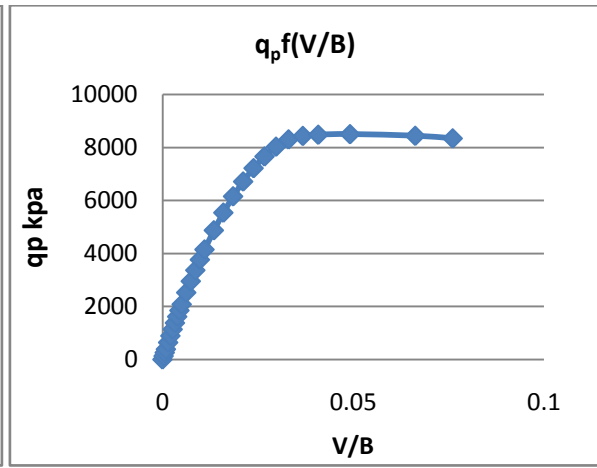
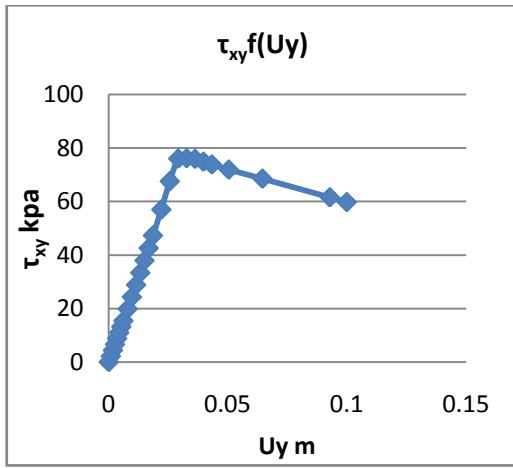


K=300

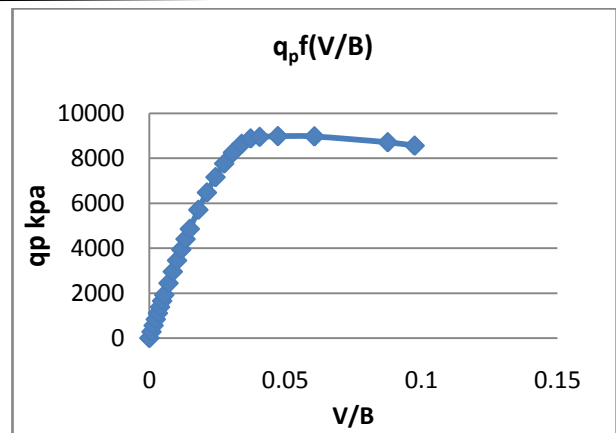
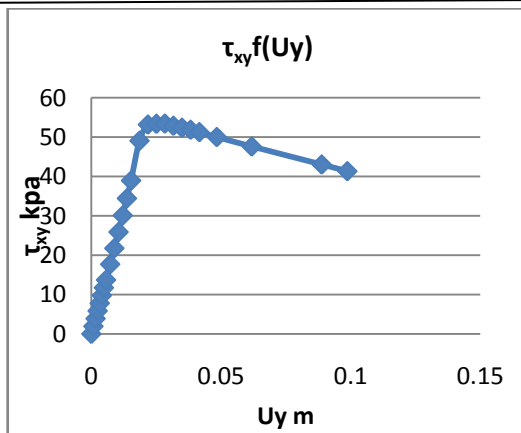


$B_0$ moyen=2798,7 kpa/m  
 $R_0=528,68$  mpa  
 $q_l=12,6$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=16,98$

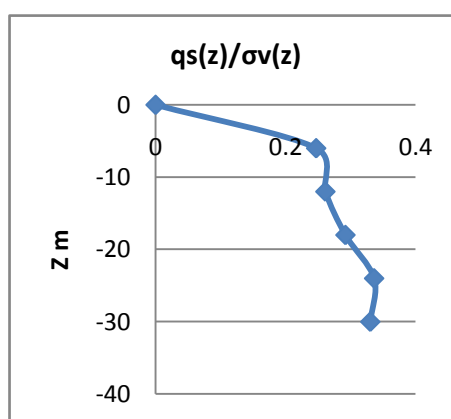
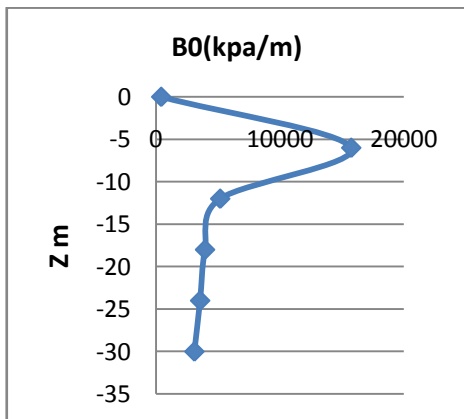
K=500



$B_0$  moyen = 3537,21 kpa/m  
 $R_0$  = 537,1 mpa  
 $q_l$  = 12,22 mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)$  = 17,04



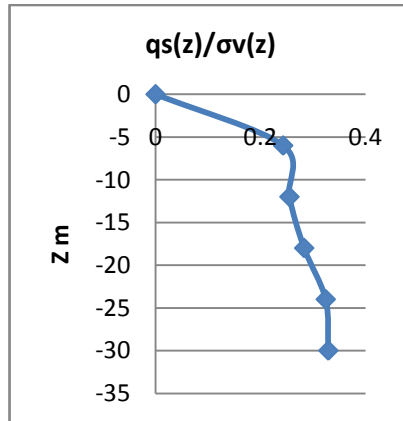
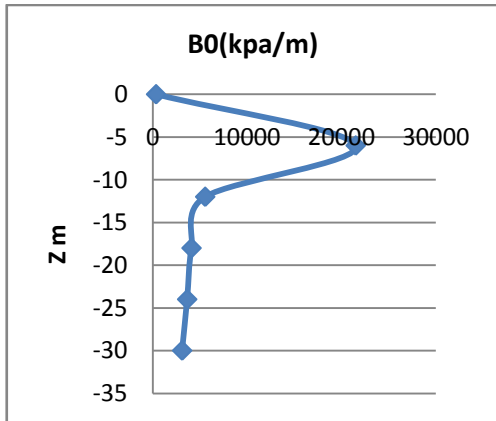
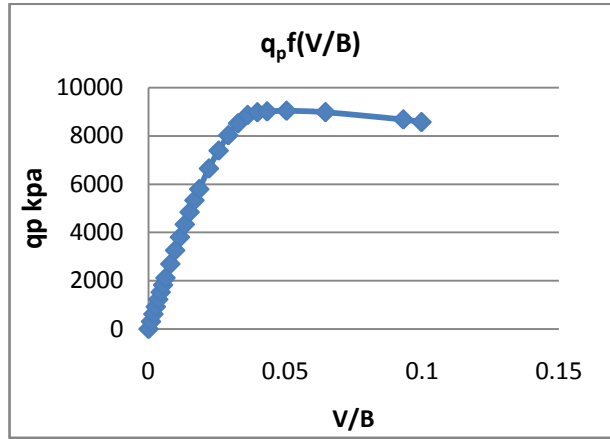
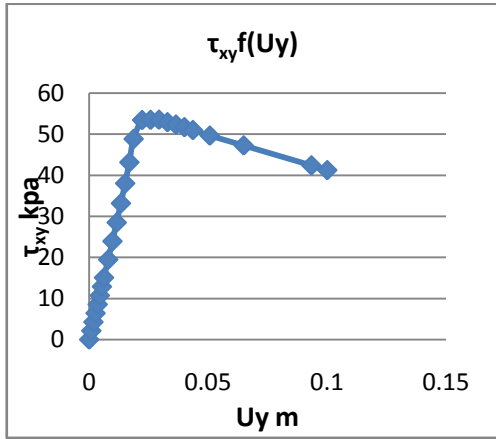
K=5000



$B_0$  moyen = 3534 kpa/m  
 $R_0$  = 498,06 mpa  
 $q_l$  = 12,414 mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)$  = 17,67

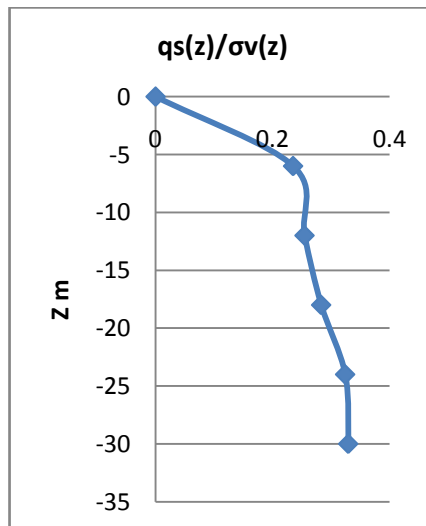
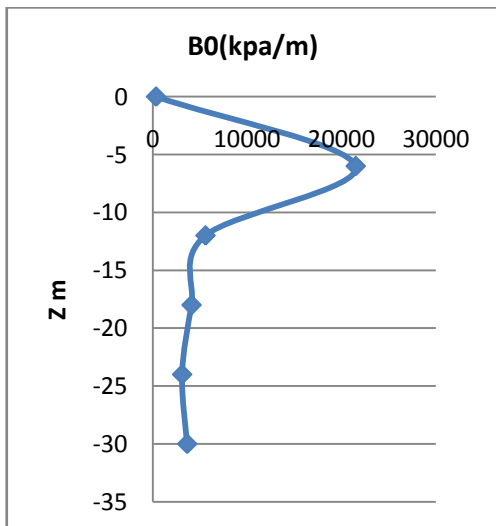
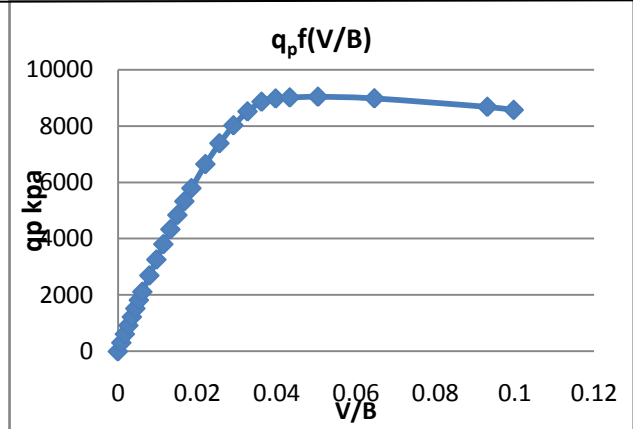
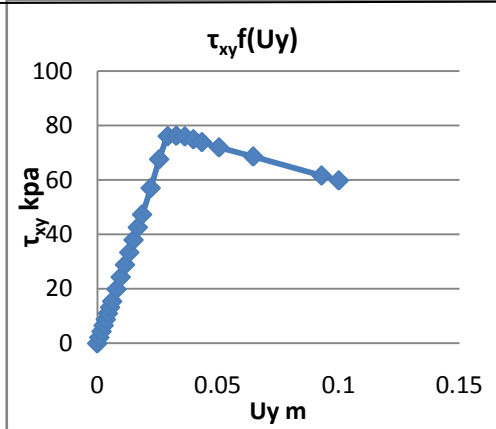


$K=10^4$



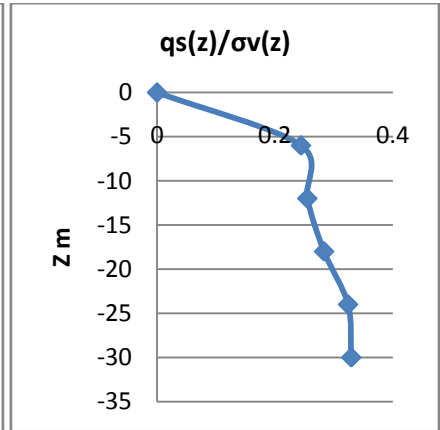
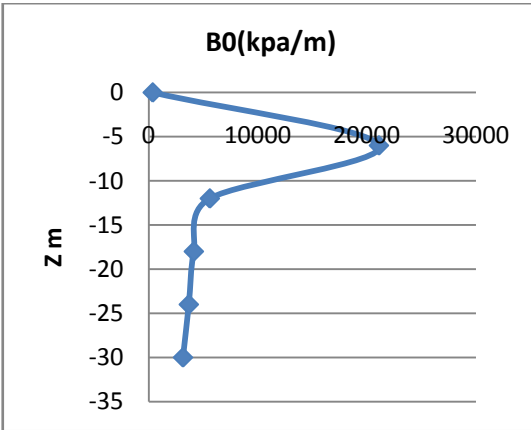
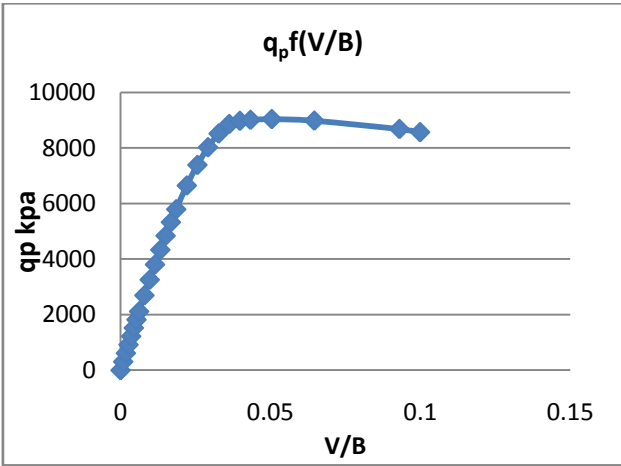
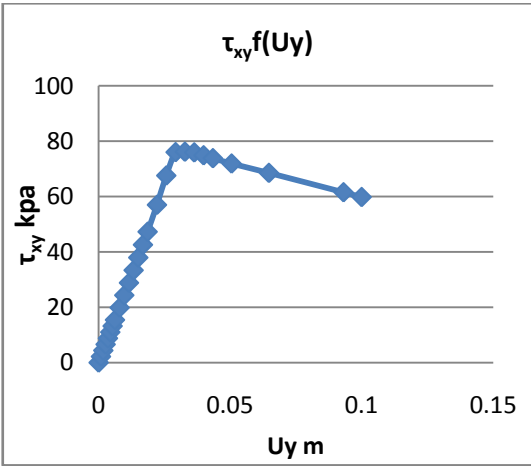
$B_0moy=3629$  kPa/m  
 $R_0=502,4$  mpa  
 $q_l=11,982$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=17,67$

$K=5 \cdot 10^4$

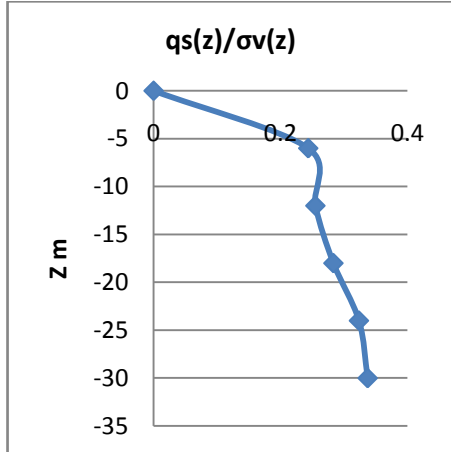
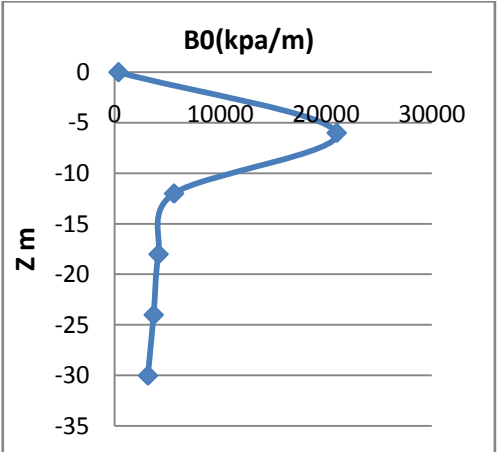
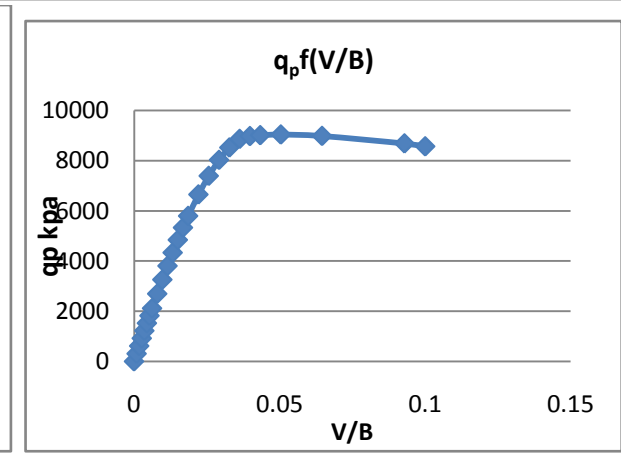
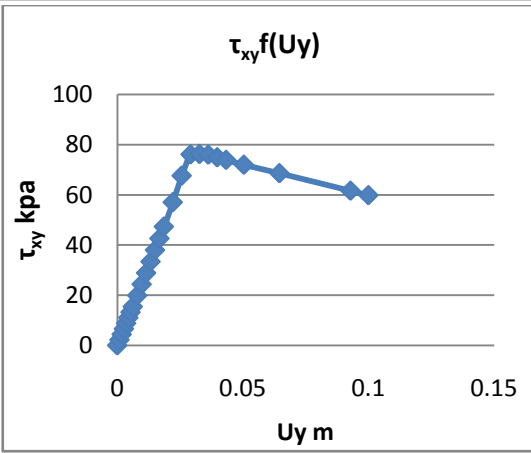


$B_0moyen=3628$  kPa/m  
 $R_0=502,281$  mpa  
 $q_l=11,98$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=17,67$

$K=10^5$



$B0_{moyen}=3402 \text{ kpa/m}$   
 $R0=501,54 \text{ Mpa}$   
 $q_l=11,99 \text{ mpa}$   
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=17,67$

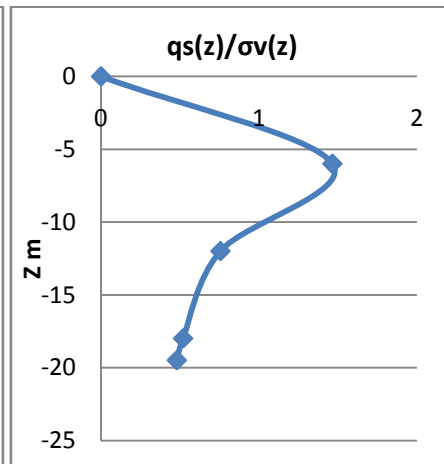
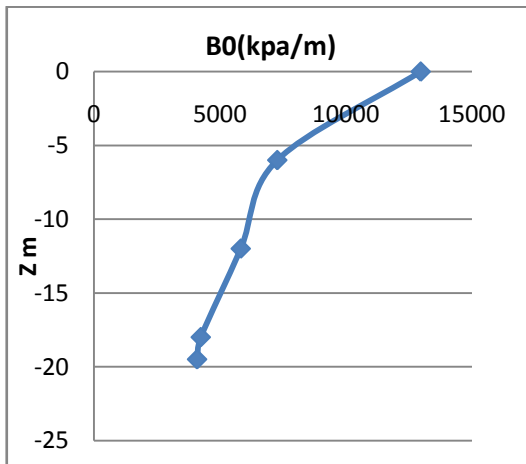
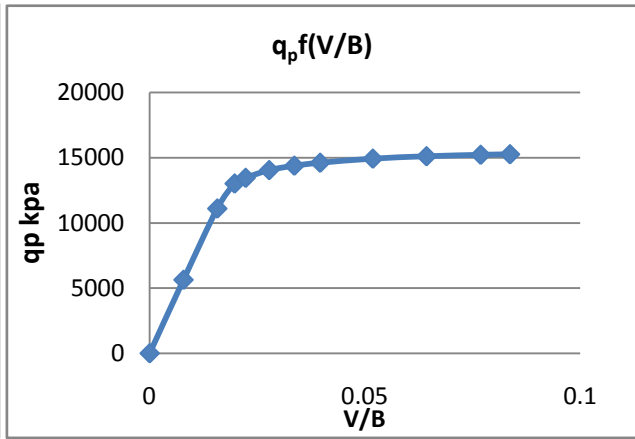
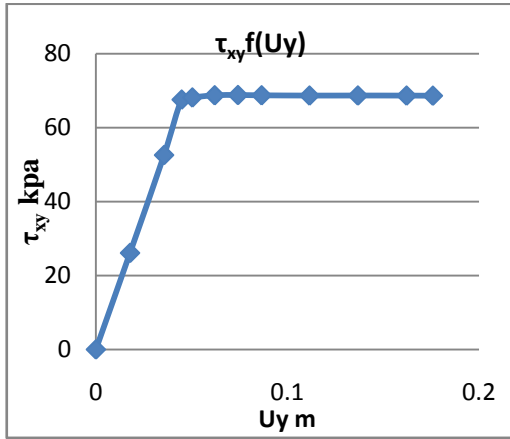


$K=10^7$

$B0_{moyen}=3660 \text{ kpa/m}$   
 $R0=501,112 \text{ mpa}$   
 $q_l=12 \text{ mpa}$   
 $qs(z)/\sigma_v(z)=17,67$

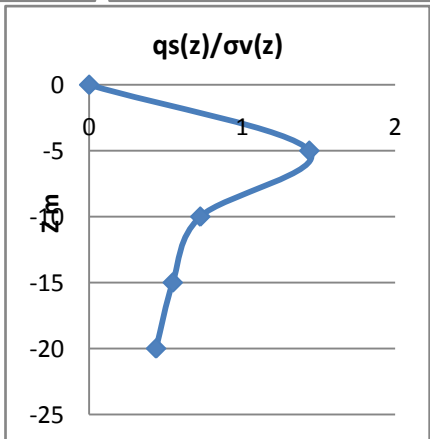
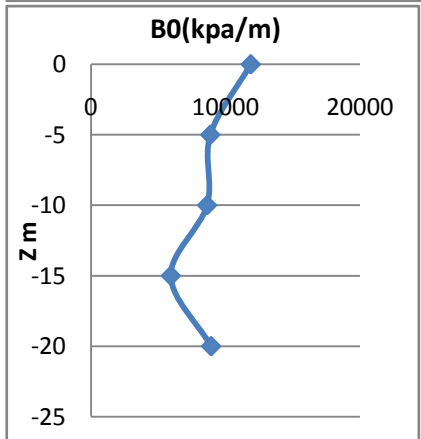
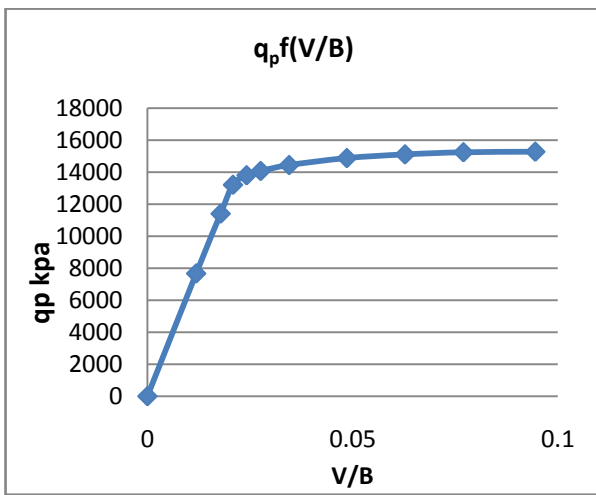
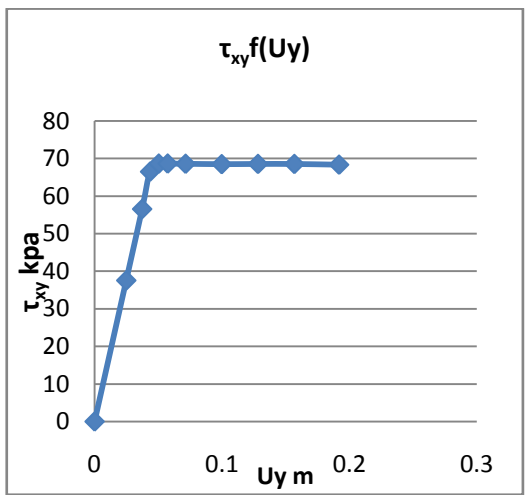
DANS LE CAS L'ARGILE SATUREE D/B=10

K=100



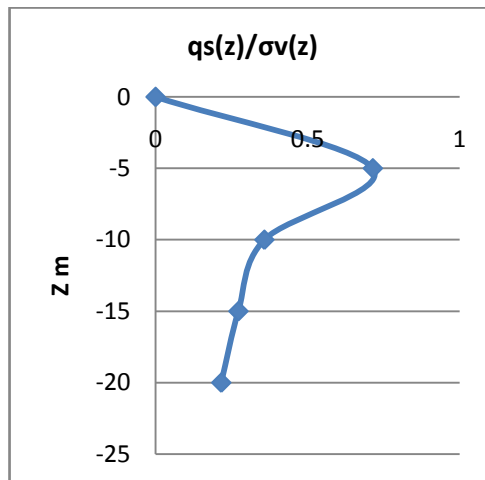
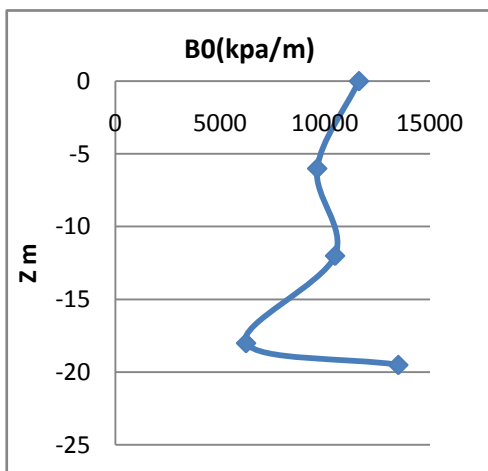
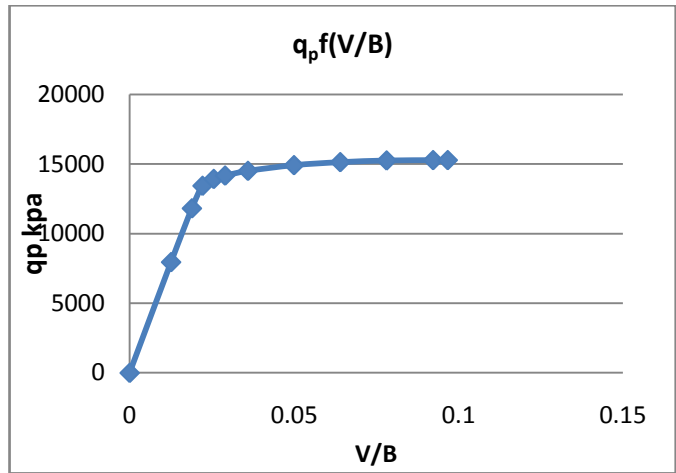
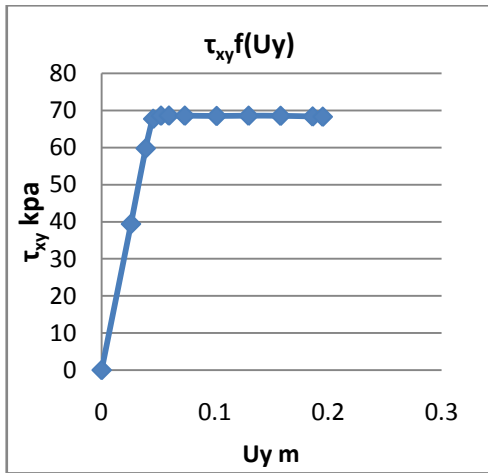
$B_0 moy = 4166$  kpa/m  
 $R_0 = 2038$  mpa  
 $q_l = 17,120$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D) = 38,25$

K=300

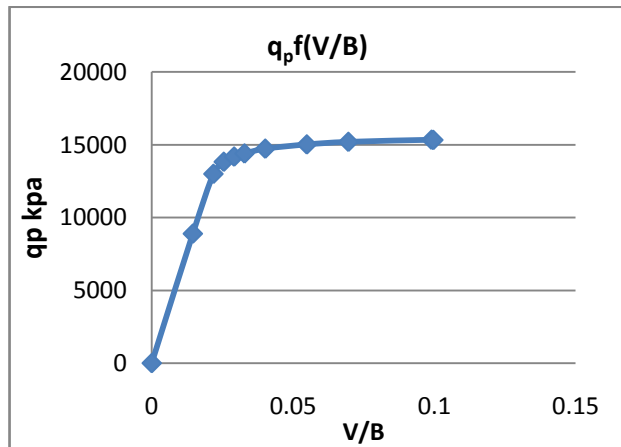
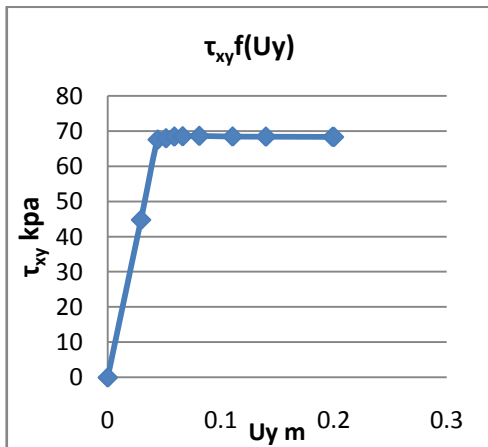


$B_0 moy = 8092$  kpa/m  
 $R_0 = 2233$  mpa  
 $q_l = 16,815$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D) = 38,13$

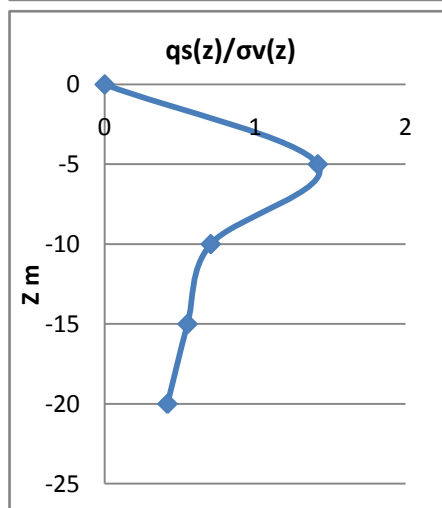
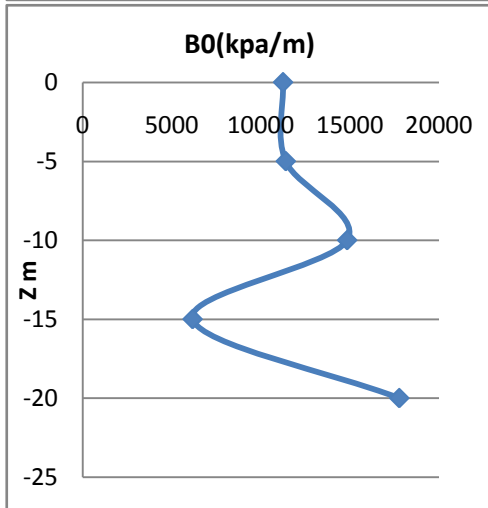
K=500



$B_0$ moyen=10049 kpa/m  
 $R_0$ =2358,47 mpa  
 $q_l$ =16,643 mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)$ =38,27

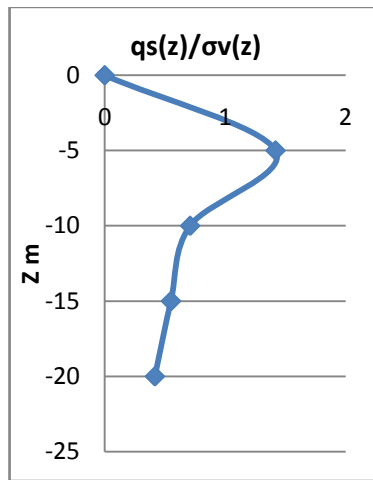
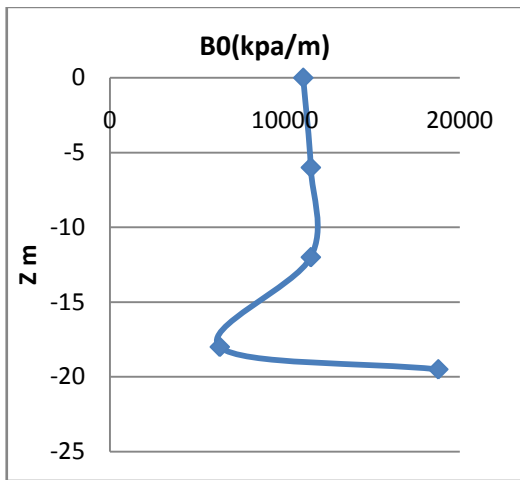
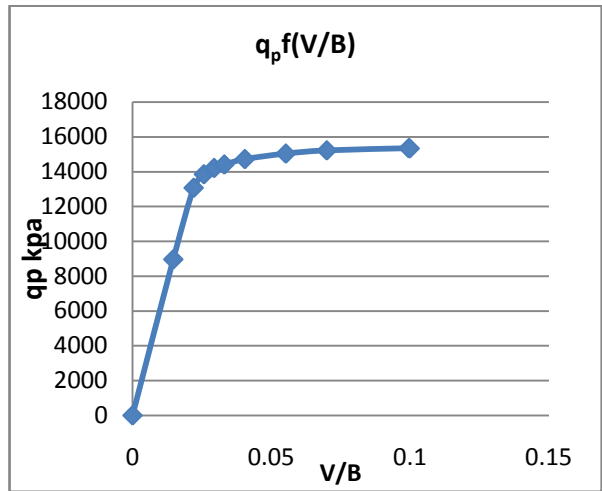
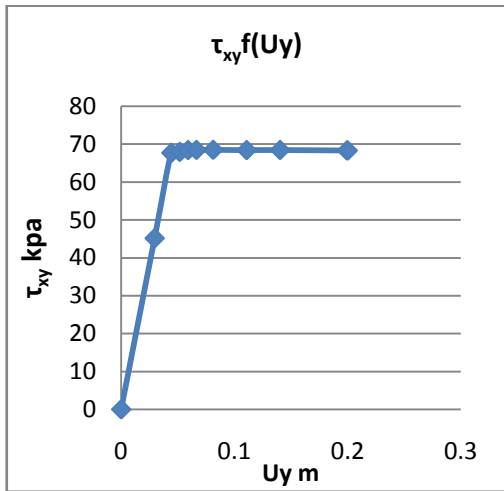


K=5000

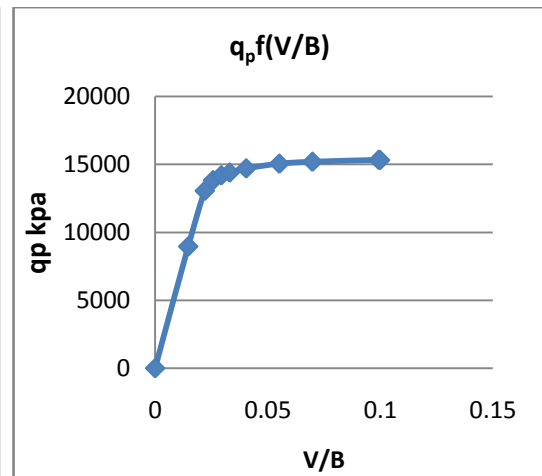
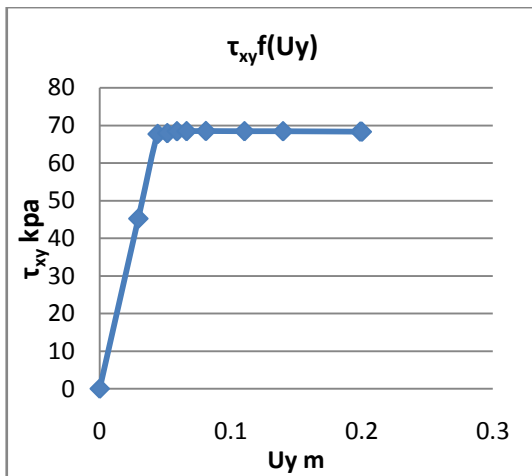


$B_0$ moyen=13000 kpa/m  
 $R_0$ =2609,592 mpa  
 $q_l$ =16,469 mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)$ =38,3

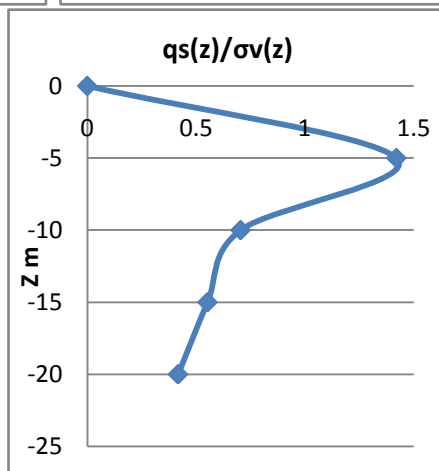
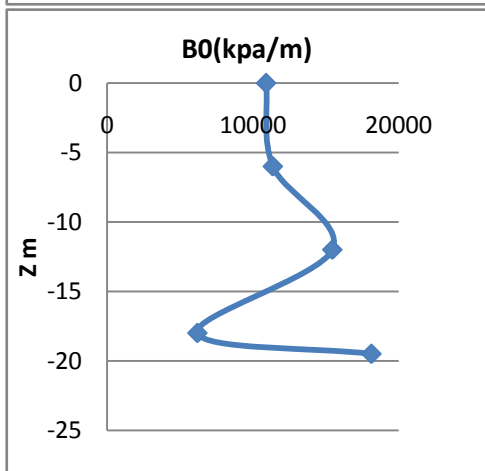
$K=10^4$



$B_0$  moyen = 11331 kpa/m  
 $R_0 = 2620,340$  mpa  
 $q_l = 16,461$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D) = 38,38$

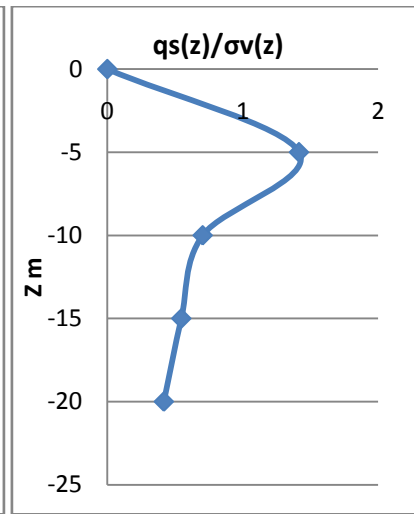
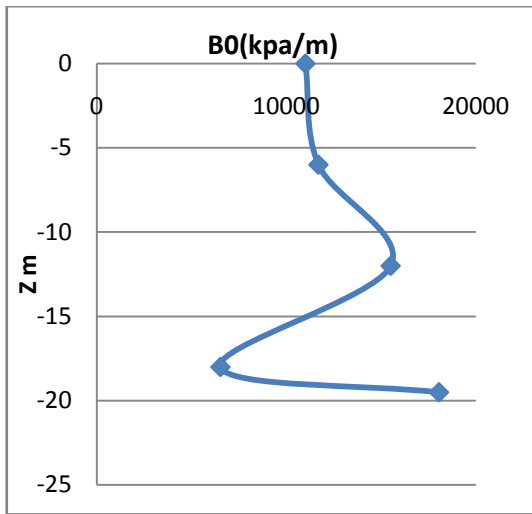
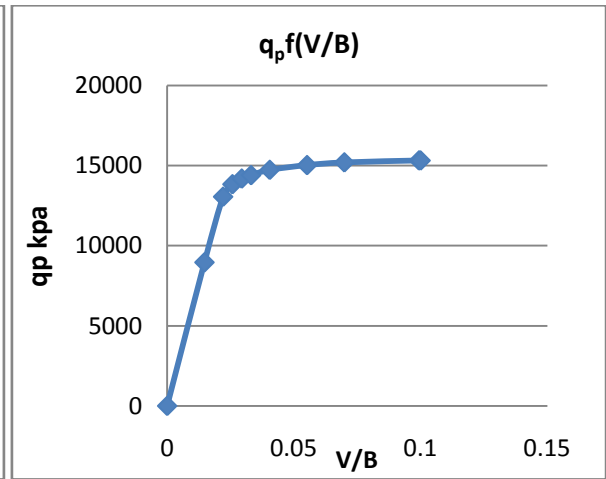
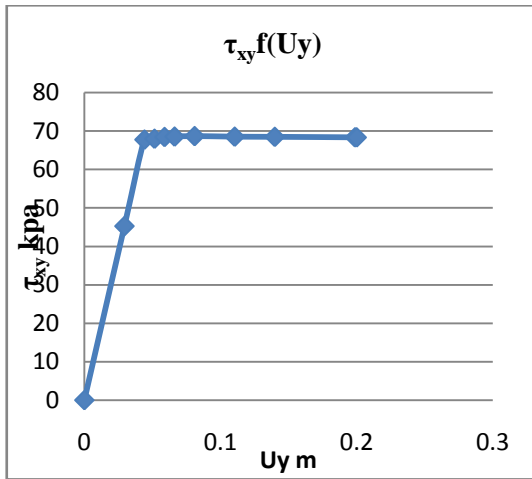


$K=5 \cdot 10^4$

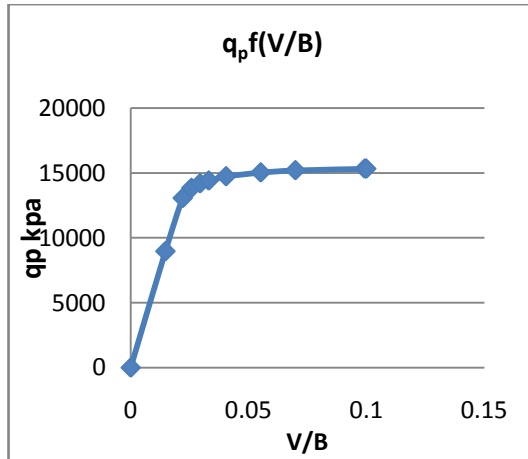
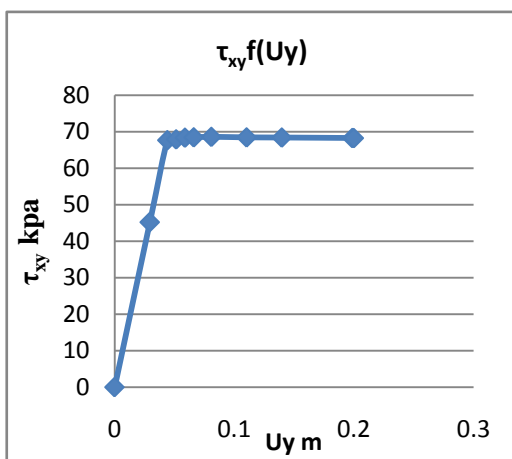


$B_0$  moyen = 13400 kpa/m  
 $R_0 = 2621,98$  mpa  
 $q_l = 16,465$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D) = 38,3$

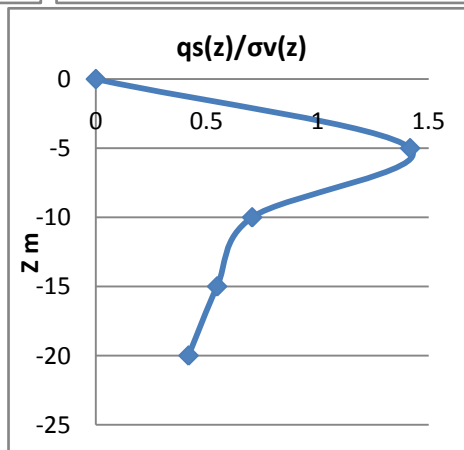
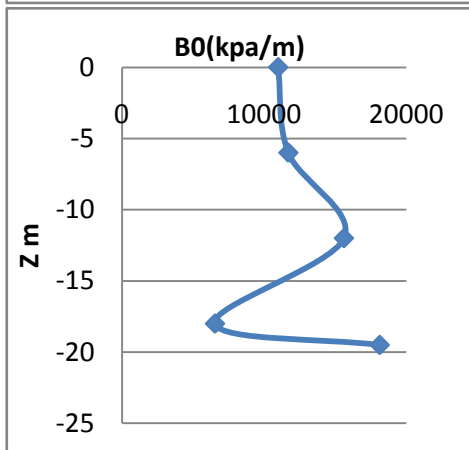
$K=10^5$



$B_0$ moyen=11357 kPa/m  
 $R_0=2630,56$  mpa  
 $q_l=16,543$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=38,33$



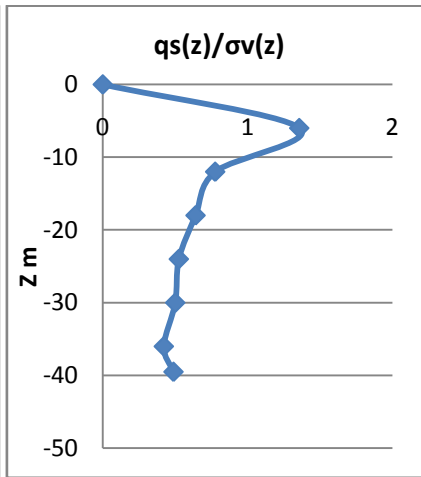
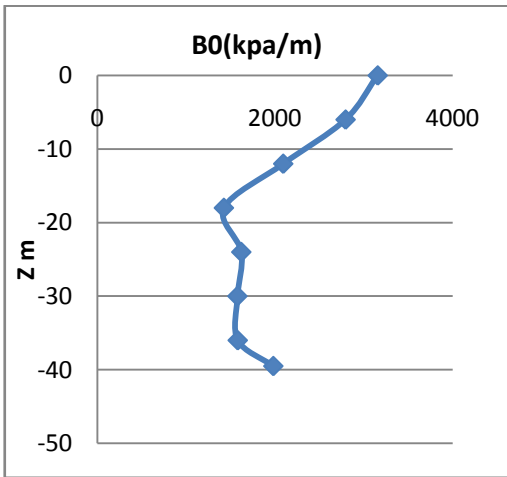
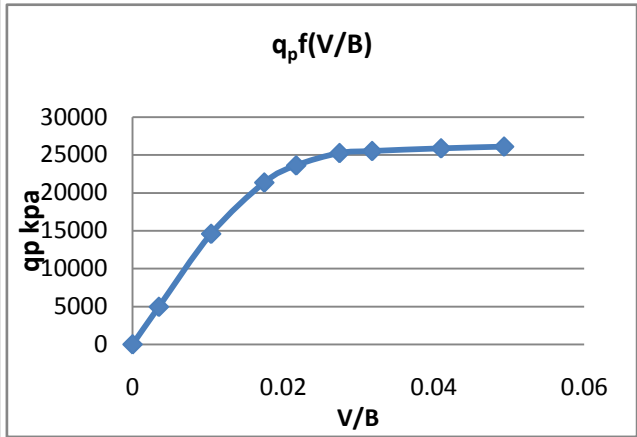
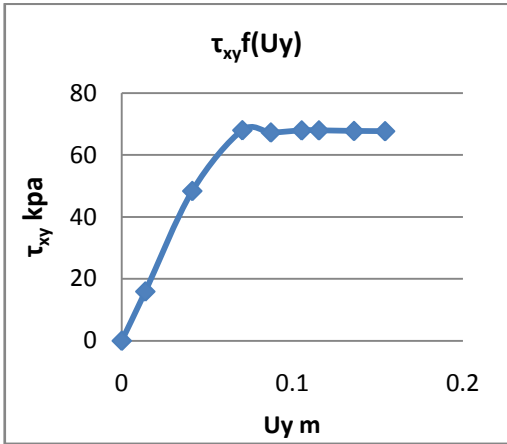
$K=10^5$



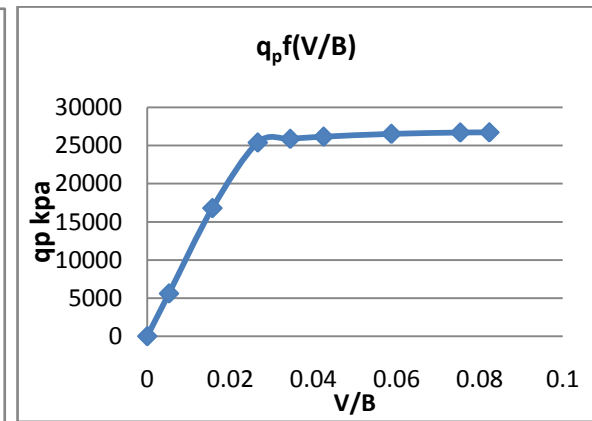
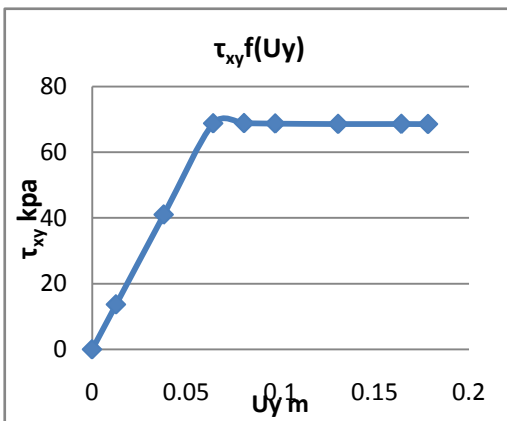
$B_0$ moyen=11335 kPa/m  
 $R_0=2630,13$  mpa  
 $q_l=16,454$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=38,33$

DANS LE CAS L'ARGILE SATUREE D/B=20

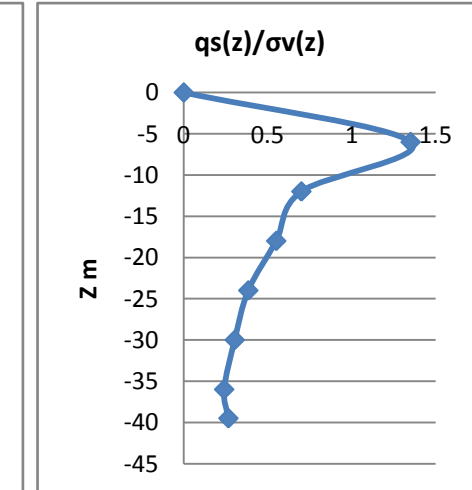
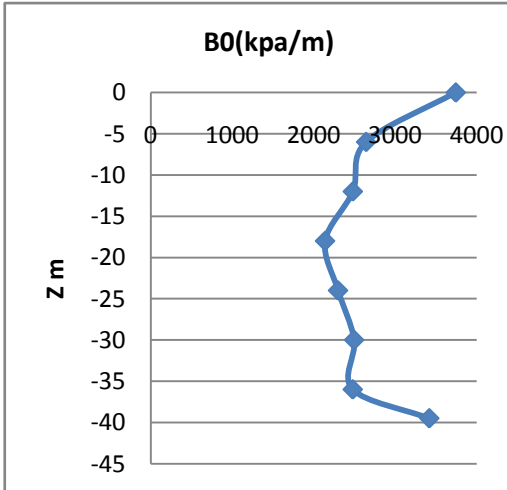
K=100



$B_0$ moyen=1550 kpa/m  
 $R_0=2318$  mpa  
 $q_l=36,722$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=33,6$

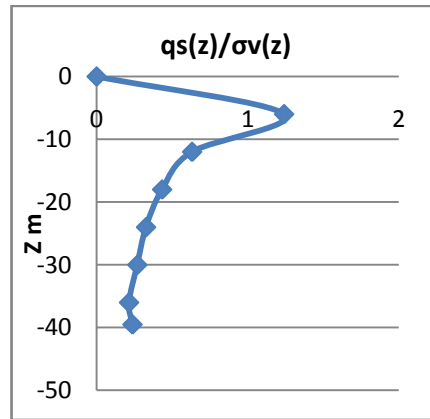
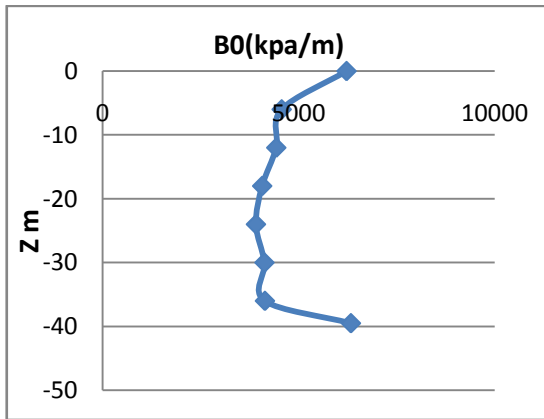
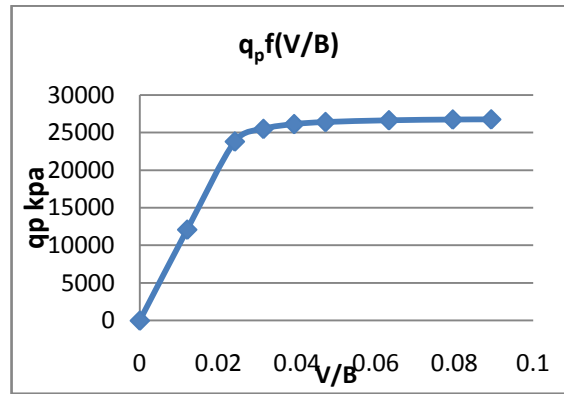
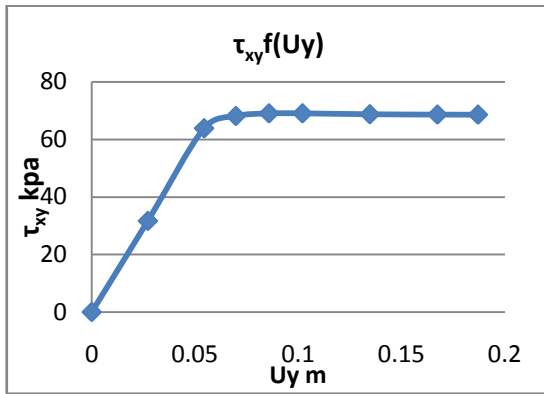


K=300

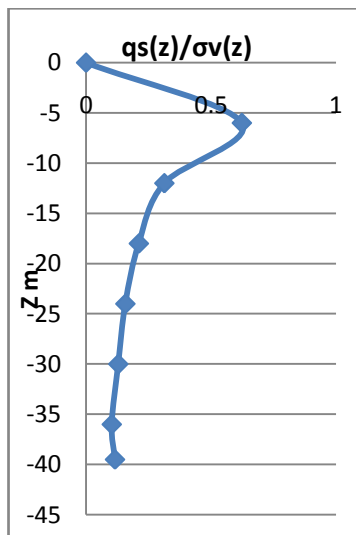
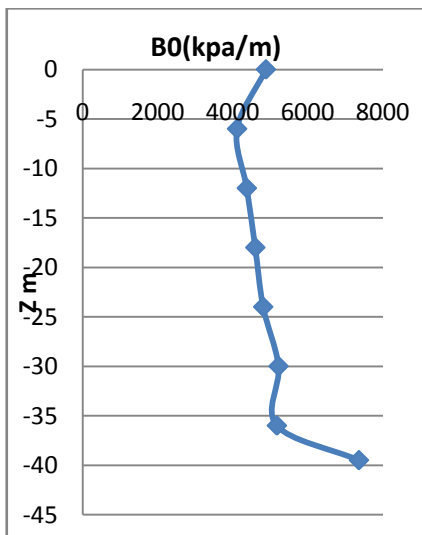
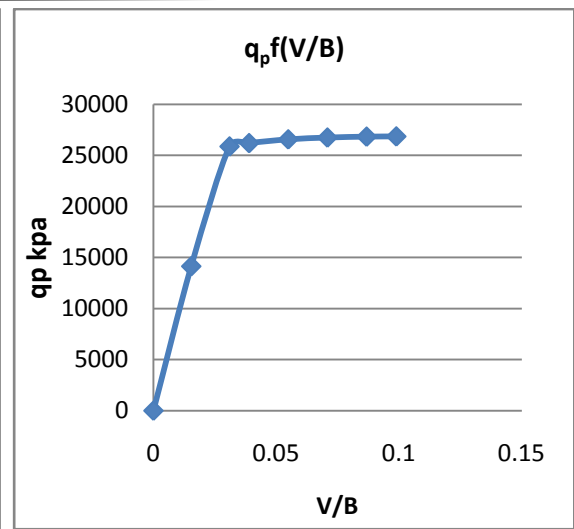
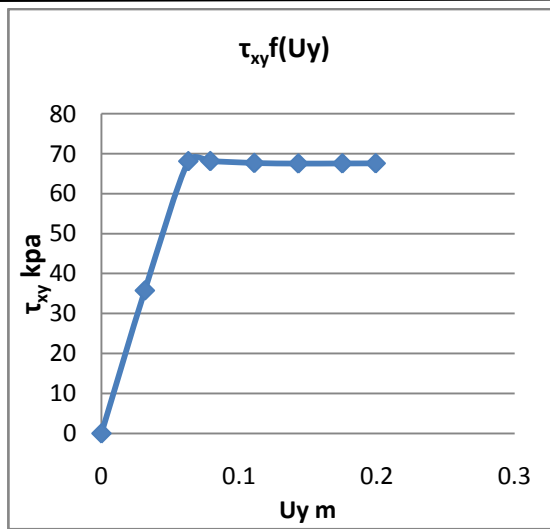


$B_0$ moyen=2380 kpa/m  
 $R_0=2200,128$  mpa  
 $q_l=32,93$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=33,46$

K=500



B0moyen=4200,6 kpa/m  
R0=3133,4 mpa  
ql=30,51 mpa  
ql/sigma\_v0(D)=33,55

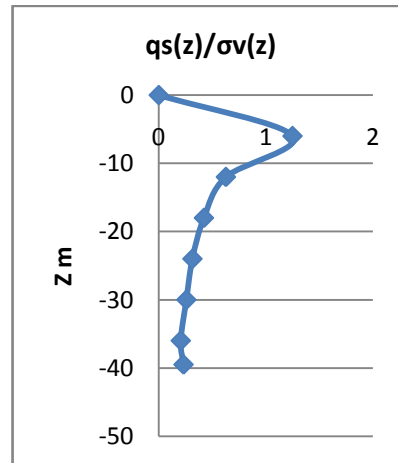
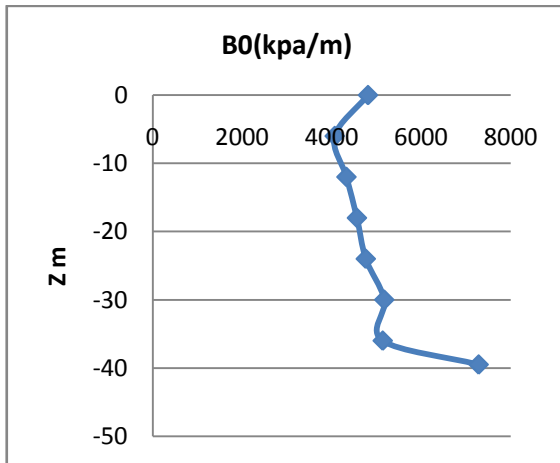
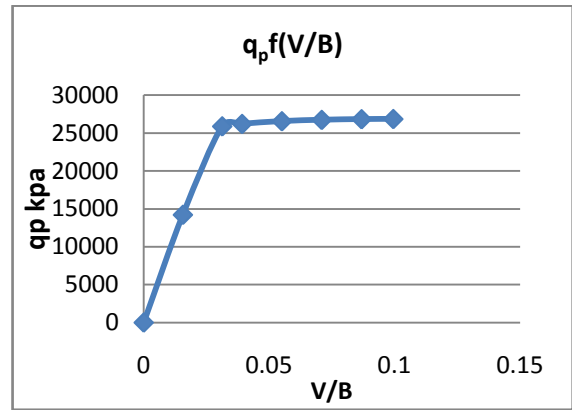
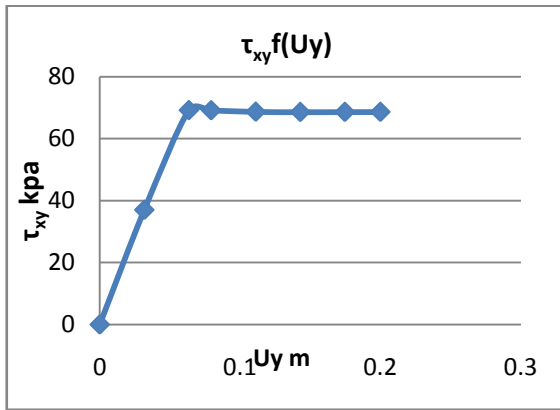


K=5000

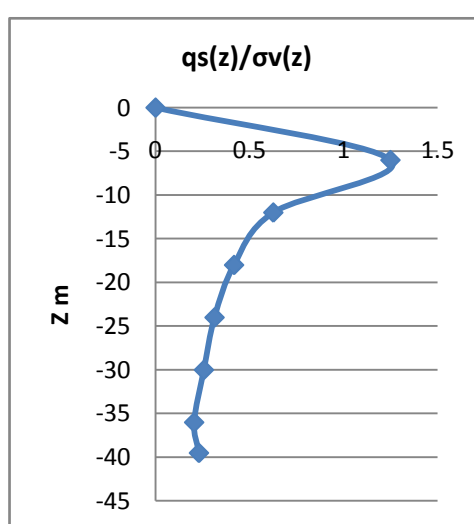
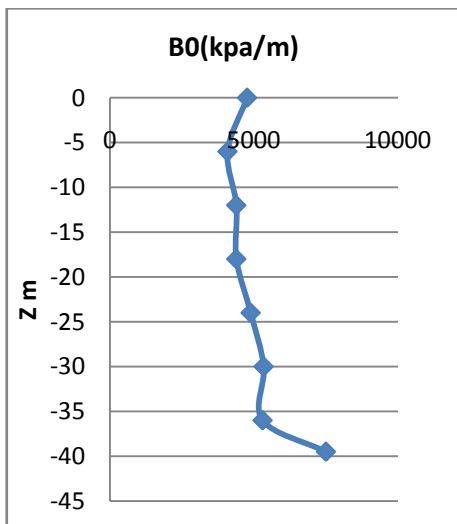
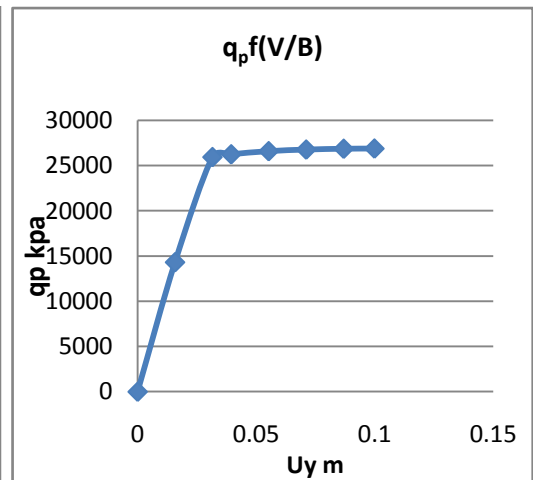
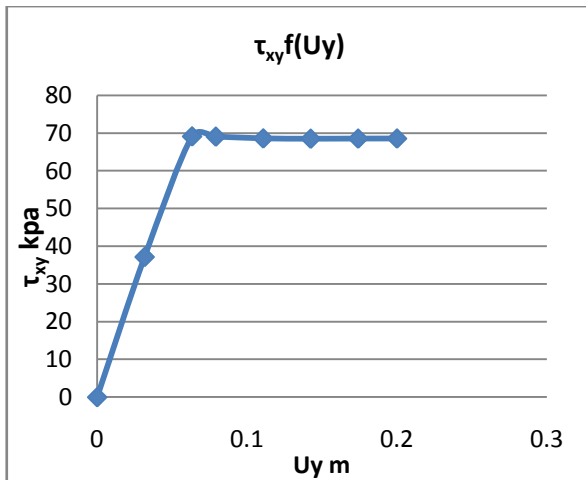
B0moyen=4716,57  
kpa/m  
R0=3094,28 mpa  
ql=30,187 mpa



$K=10^4$



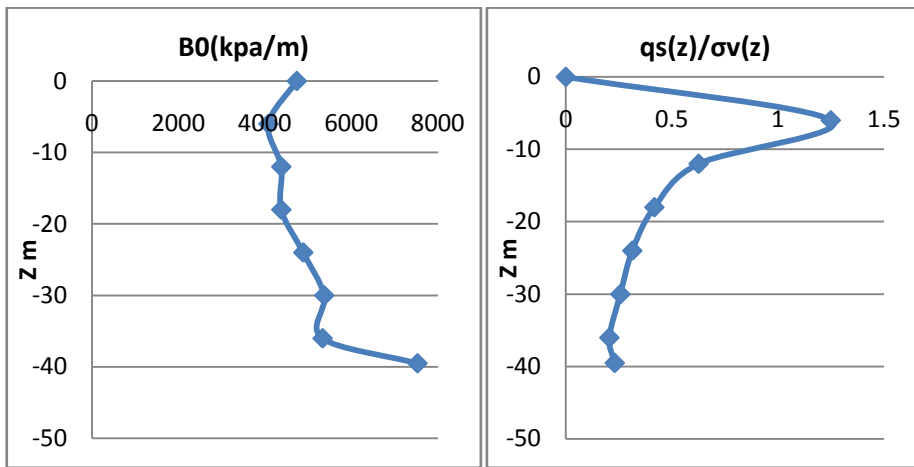
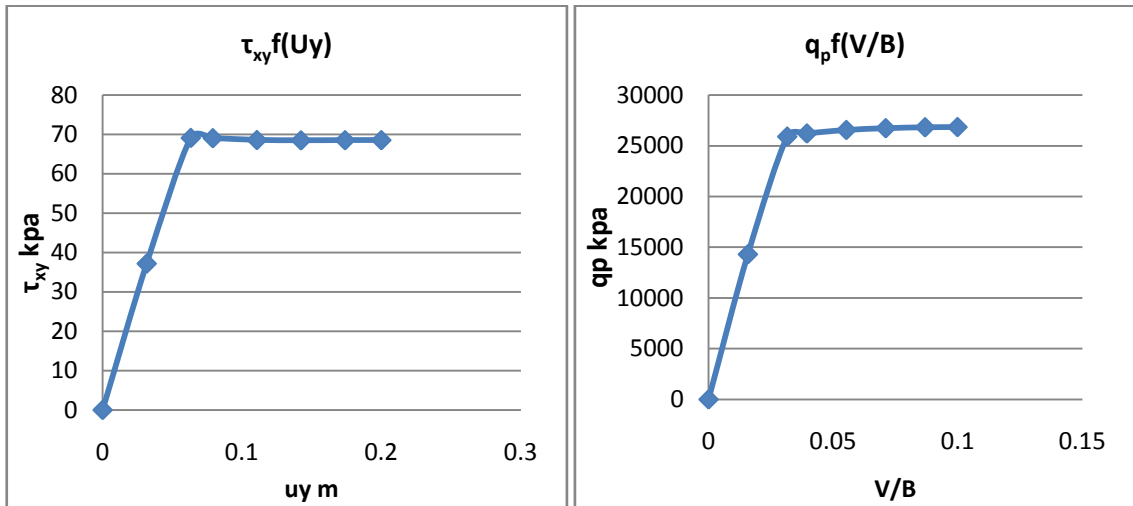
$B0_{moyen}=4673,7$  kpa/m  
 $R0=3090$  mpa  
 $ql=30,19$  mpa  
 $ql/\sigma_{v0}(D)=33,6$



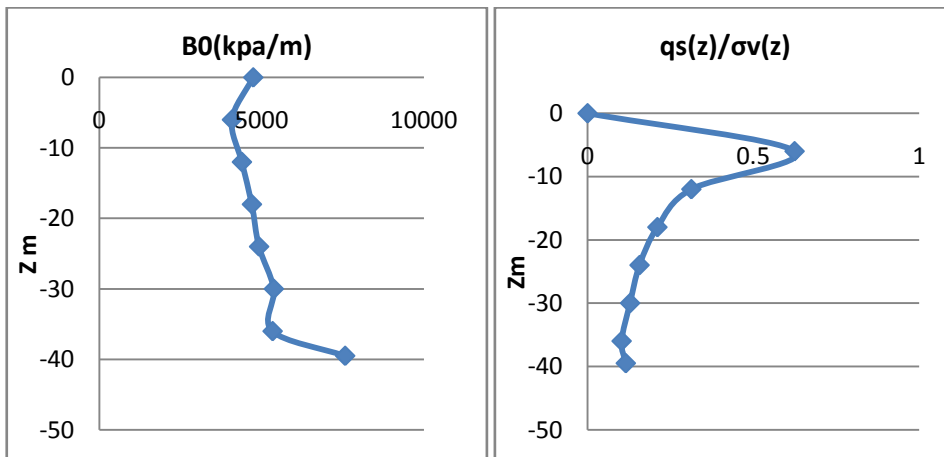
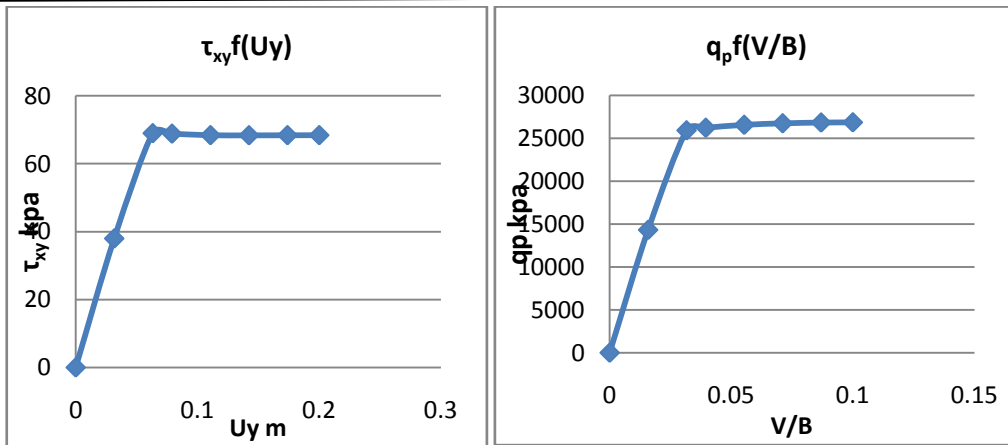
$K=5.10^4$

$B0_{moyen}=4730$  kpa/m  
 $R0=3083$  mpa  
 $ql=30,188$  mpa  
 $ql/\sigma_{v0}(D)=33,6$

$K=10^5$



$B_0$ moyen=4740 kpa/m  
 $R_0=3087,27$  mpa  
 $q_l=30,183$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=33,6$

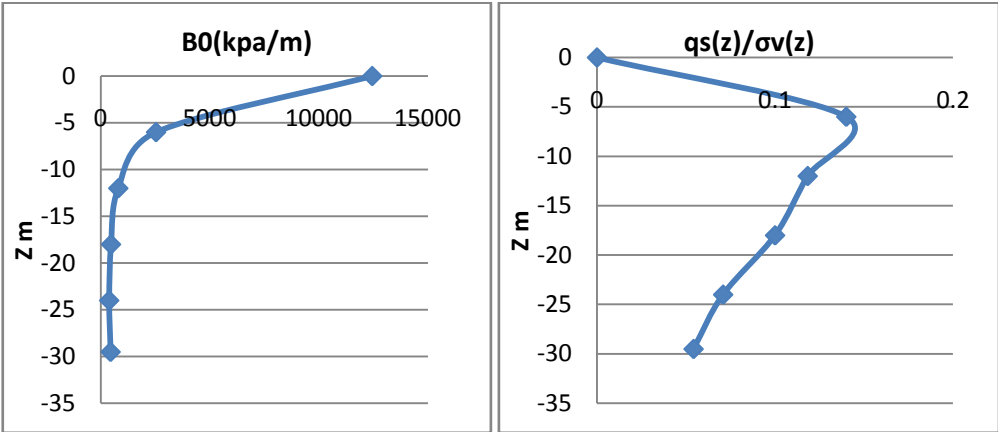
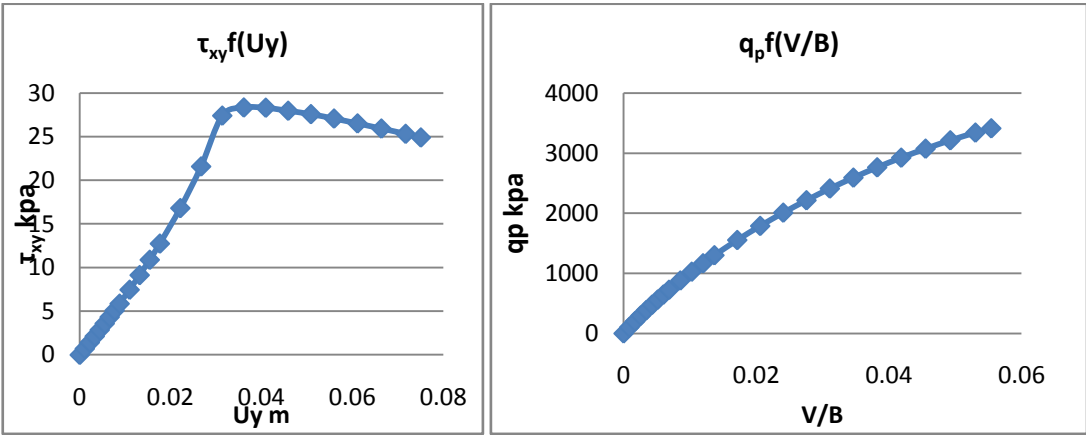


$K=10^7$

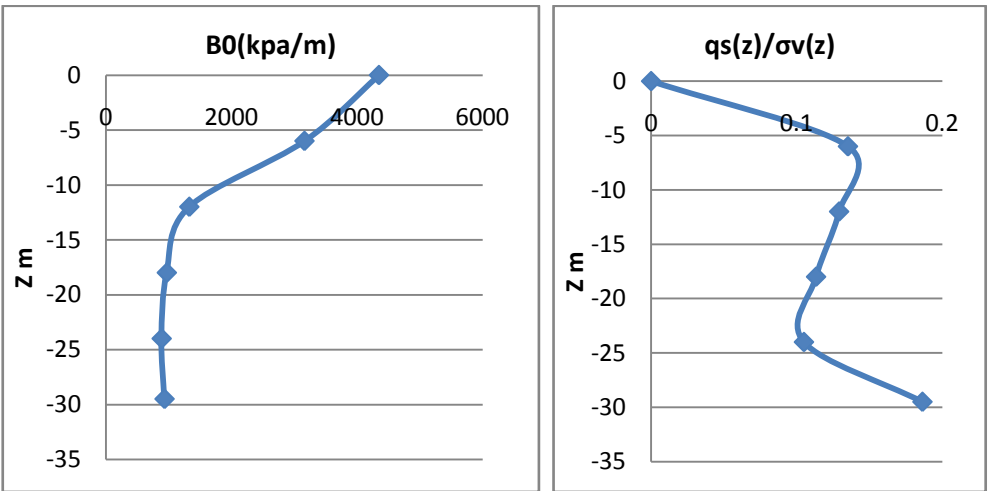
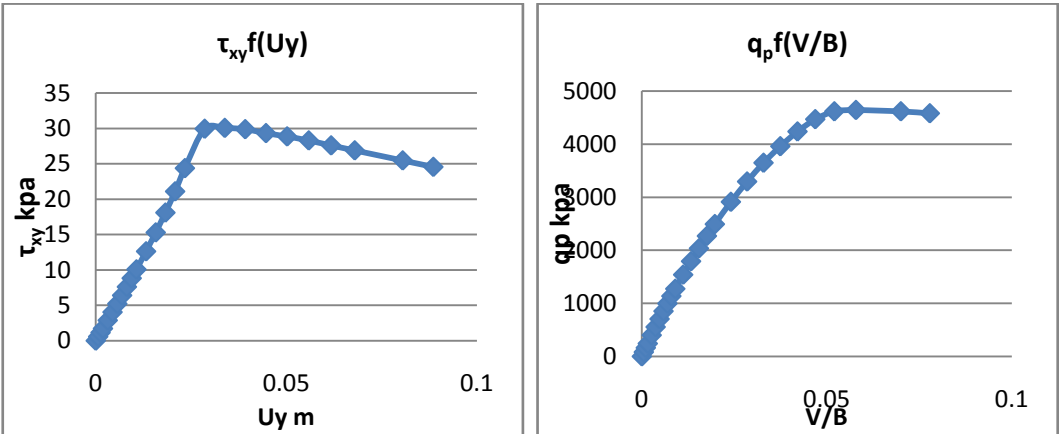
$B_0$ moyen=4801,55 kpa/m  
 $R_0=3095,17$  mpa  
 $q_l=30,17$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=33,6$

DANS LE CAS DE L'ARGILE SATUREE D/B=30

K=100



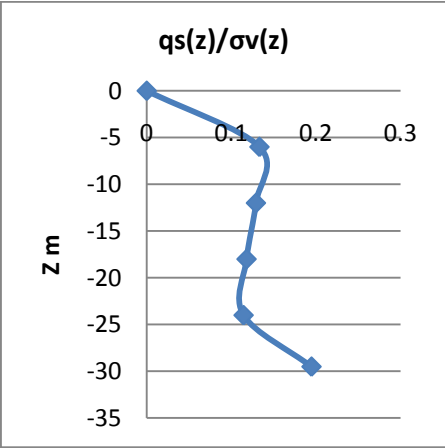
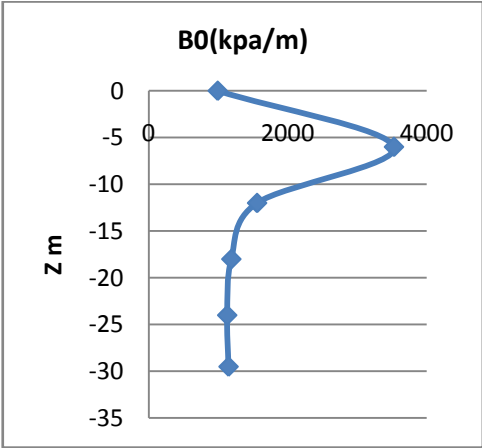
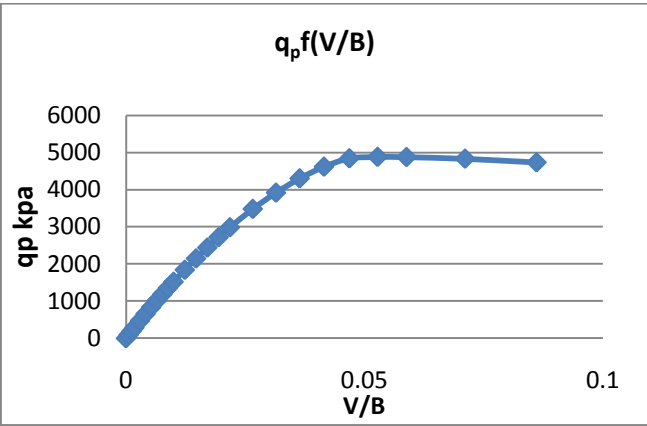
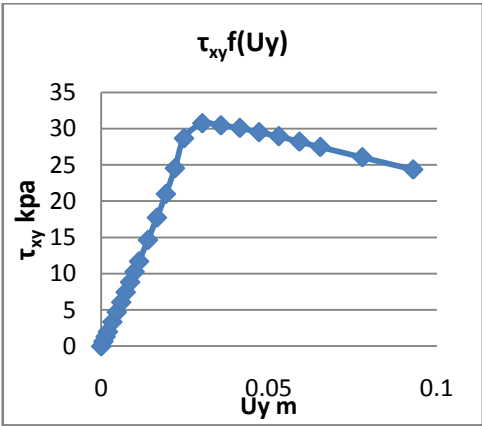
B0moyen=436 kpa/m  
 R0=118,330  
 ql=7 mpa  
 ql/ $\sigma_{v0}(D)$ =7



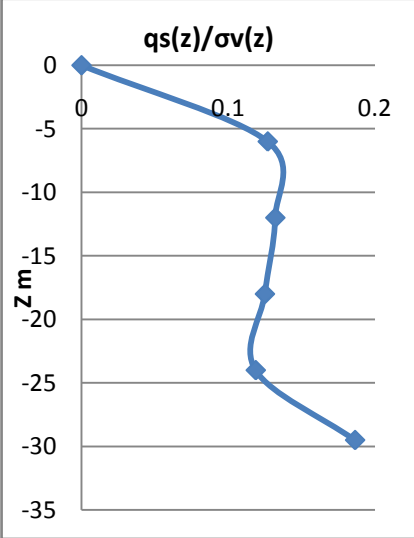
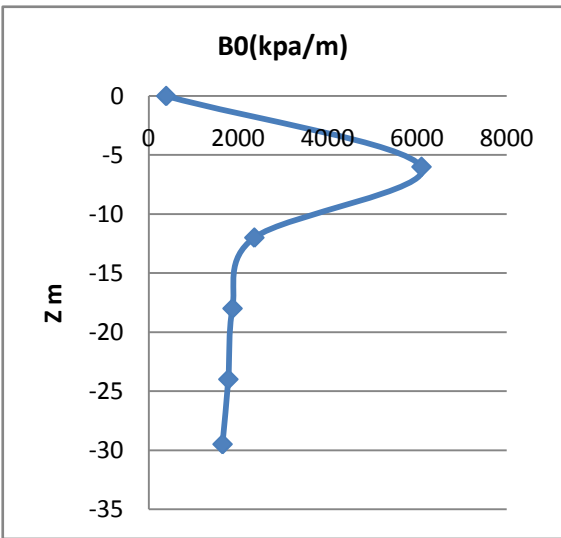
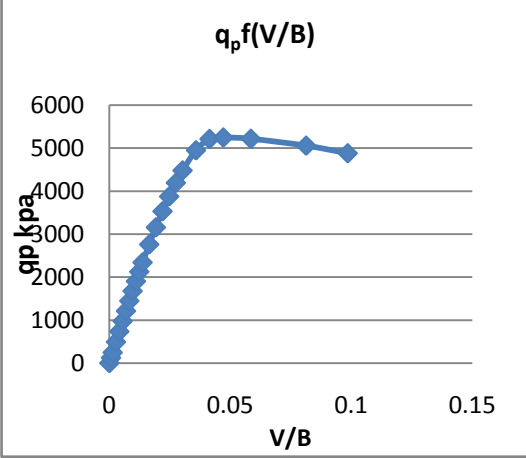
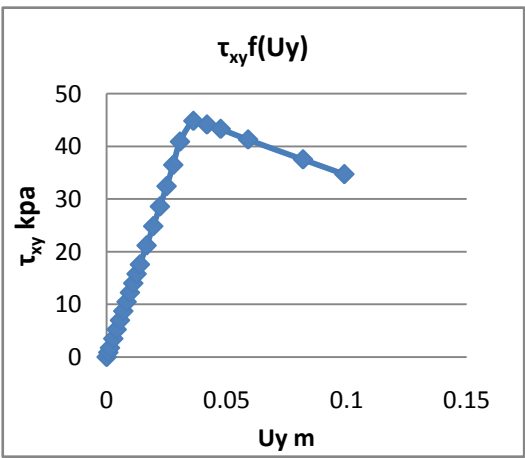
K=300

B0moyen=927 kpa/m  
 R0=168,565 mpa  
 ql=8,55 mpa  
 ql/ $\sigma_{v0}(D)$ =7,75

K=500



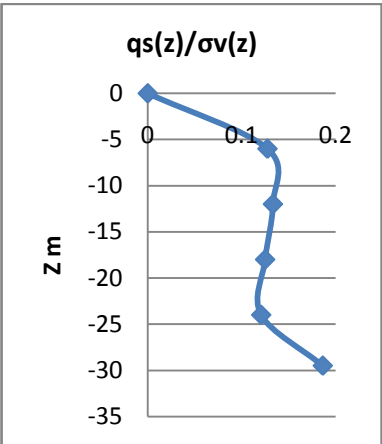
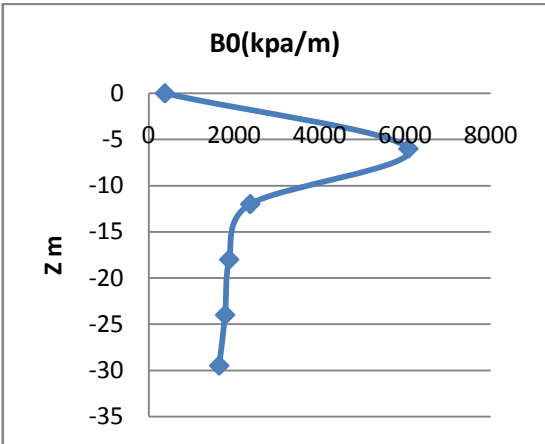
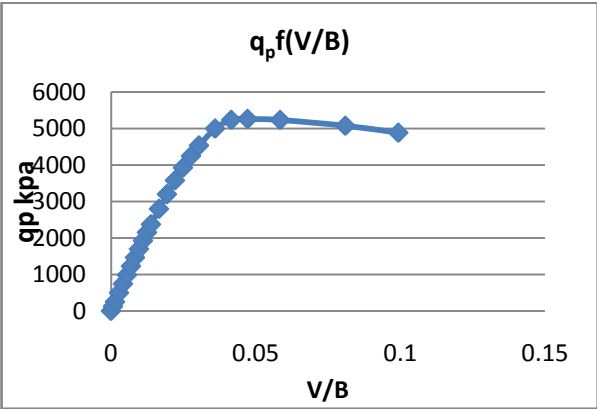
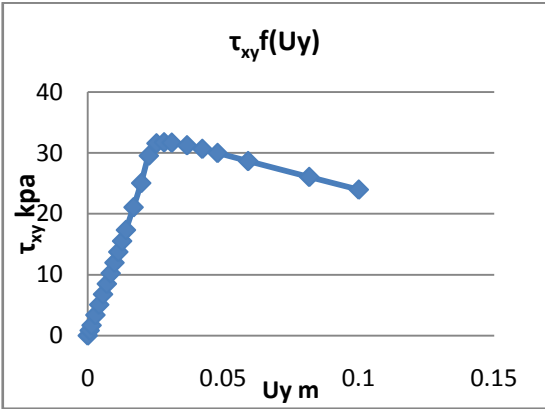
$B_0$ moyen=1157 kpa/m  
 $R_0=190,48$  mpa  
 $q_l=8,28$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=8,09$



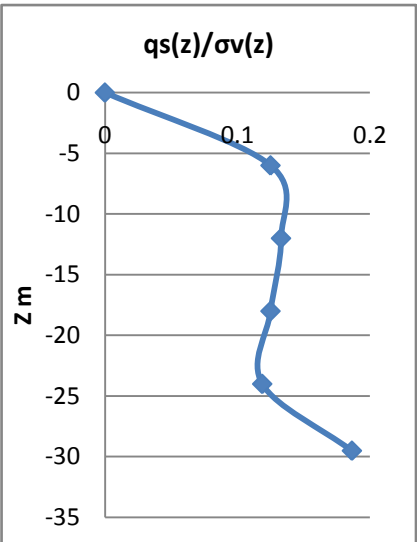
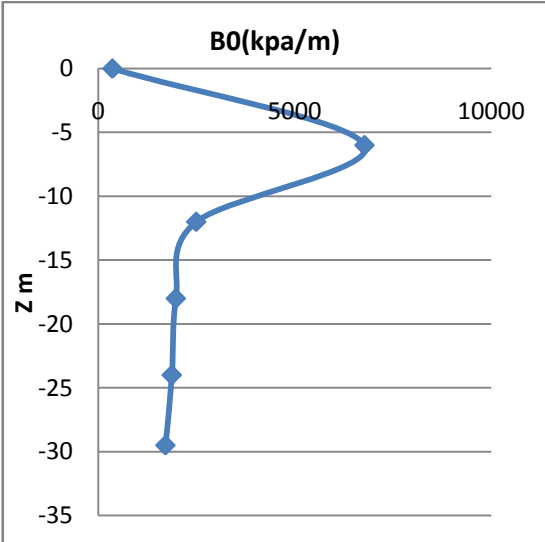
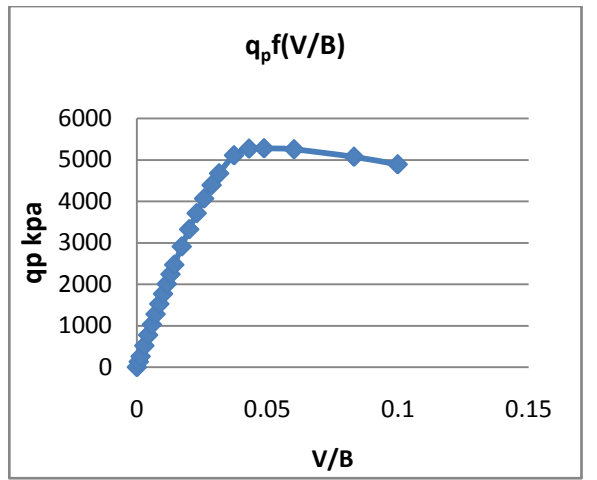
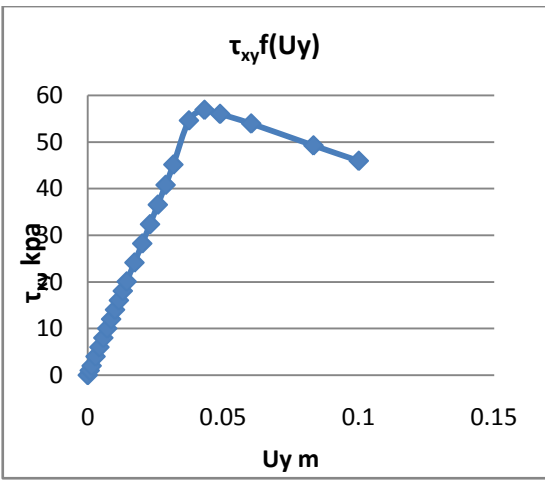
K=5000

$B_0$ moyen=1764,7 kpa/m  
 $R_0=245$  mpa  
 $q_l=9,394$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=8,56$

$K=10^4$



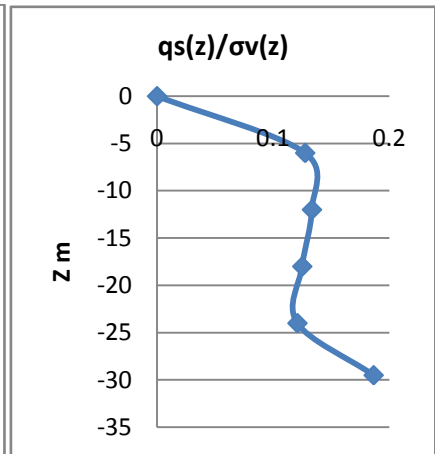
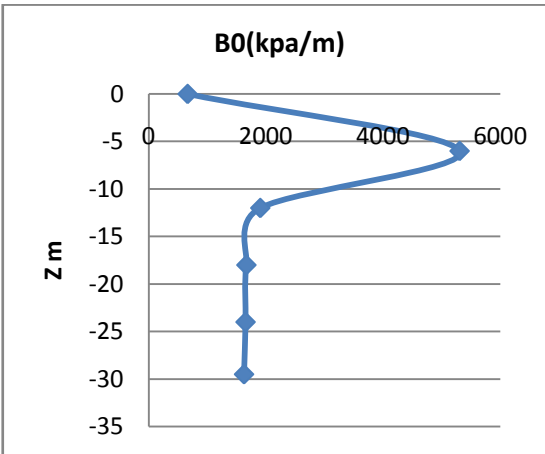
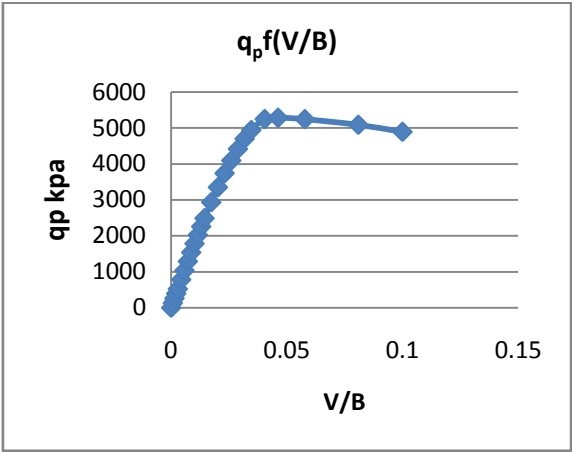
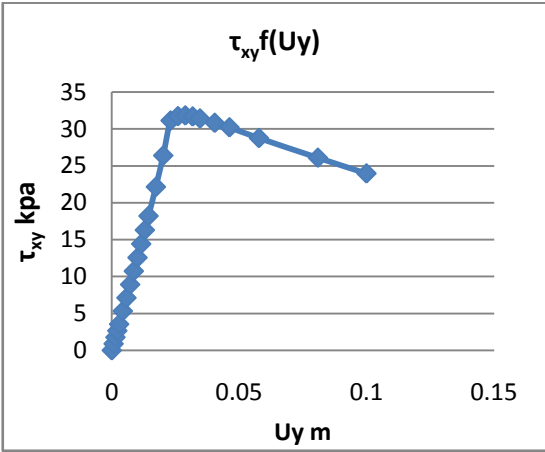
$B_0$  moyen = 1771,4 kPa/m  
 $R_0 = 248,78$  mpa  
 $q_l = 7,376$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D) = 8,59$



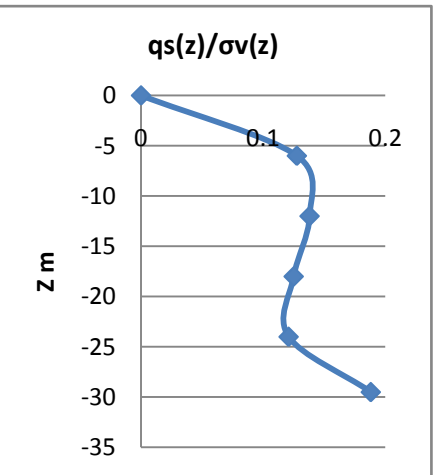
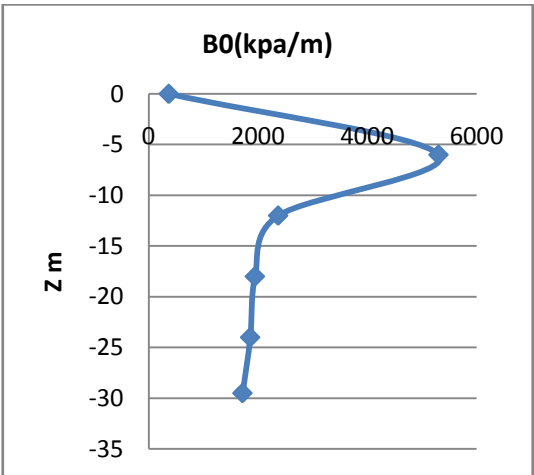
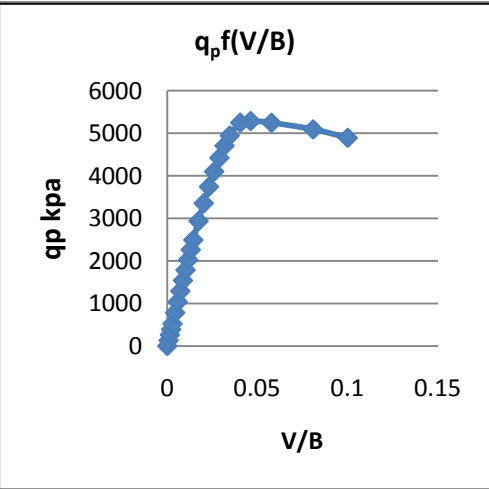
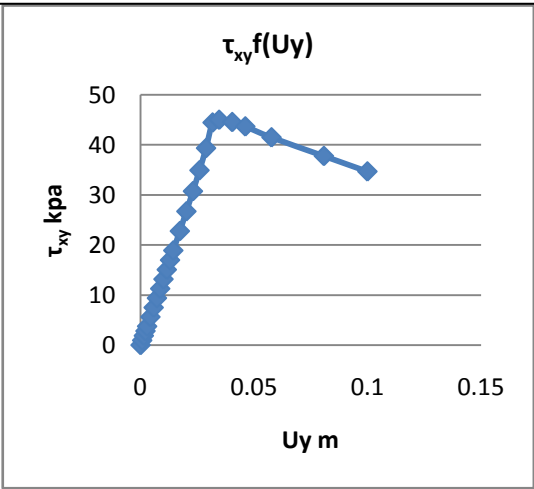
$K=5 \cdot 10^4$

$B_0$  moyen = 1854,6 kPa/m  
 $R_0 = 253,5$  mpa  
 $q_l = 7,7316$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D) = 8,61$

$K=10^5$



$B_{moyen}=1649$  kpa/m  
 $R_0=248,43$  mpa  
 $q_l=7,446$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=8,6$



$K=10^7$

$B_0moyen=1840$  kpa/m  
 $R_0=250$  mpa  
 $q_l=7,443$  mpa  
 $q_l/\sigma_{v0}(D)=8,61$

## ANNEXE B- LISTE DES SYMBOLES

- A : section droite du pieu.
- $A^*, B^*$  : coefficient de frottement latéral
- $A'$  : accélération de la fondation
- $A_p$  : section transversal totale en pointe .
- $A_r$  : Section transversale de percussion dans le cas d'un appareille à double conduits d'air.
- $\Delta A_0$  : Aire de la surface du pieu en contact avec le sol .
- $A_{wp}$  : section transversal en anneau en pointe
- B : le diamètre du pieu.
- C,  $C_u$ ,  $C_u^{nc}$  : Cohésion du sol , (u) non drainée , (nc) a l'état normalement consolidé.
- $C_n$  : Facteur de correction de l'essai SPT.
- $C^*$  : vitesse de propagation des ondes.
- $C'$  : coefficient d'atténuation du système sol/pieu
- $C_p$  : compression temporaire du sol
- $\overline{C_u}$  : Cohésion drainé moyenne .
- $d_c, d_q, d_y$  : facteurs de profondeur.
- D : fiche du pieu.
- D50 : Taille des grains à 50 % de tamis .
- $D_c$  : profondeur critique.
- $d_b$  : diamètre de la pointe ( éventuellement élargie )
- $D_{max}$  : déplacement maximale de la tête du pieu.
- $D_r$  : Densité relative du sol
- e : coefficient fonction du type de matériau
- E : module d'élasticité du pieu.
- $E_b$  : module de Young du substratum élastique.
- $E_i$  : module de young dans une profondeur  $Z_i$ .
- $E_m$  : module pressiométrique.
- $E_{eq}$  : la valeur moyenne analytique du module d'élasticité.
- $E_d$  : module dynamique du pieu.
- $E_h$  : Efficacité de l'appareil de battage
- $E_m$  : Energie maximale transférée au pieu.
- $E_r$  : Energie alimenté par la masse
- $E_v$  : Déformation volumique moyenne de la fondation .
- $F'$  : Moyenne de frottement latéral .
- $F_b$  : facteur empirique relatif au type du pieu

$F_{lim}$  : Frottement latéral limite.  
 $F_s$  : coefficient de sécurité.  
 $F_{sa}$  : frottement local moyen dans un essai CPT.  
 $F_{eff}$  : Facteur qui dépend du type de moteur utilisé  
 $F_{si}$  : Frottement latéral limite de la couche  $i$ .  
 $F_{static}, RSP$  : portance statique du pieu.  
 $F_{stn}$  : Portance de l'essai statnamic  
 $F_t$  : la pénétration du cône déterminé pour une longueur de pieu  $L$ .  
 $G$  : accélération terrestre.  
 $G_s$  : Module de cisaillement du sol  
 $h$  : Hauteur effective de chute  
 $H$  : hauteur de chute de la masse  
 $H_i$  : hauteur de la couche  $i$ .  
 $I_c, I_q, I_\gamma$  : facteurs d'inclinaison.  
 $I_o$  : coefficient de tassement en supposant le pieu incompressible  $\nu=0,5$   
 $I_{rr}$  : Index de rigidité.  
 $I_v$  : Facteur de tassement.  
 $J_c$  : Constante d'amortissement relative au cas.  
 $K_b$  : Facteur selon le type de sol  
 $K_c$  : Facteur de portance pénétrométrique  
 $K_p$  : pression des terres latérales  
 $K_{pq}$  : coefficient de butée du aux surcharges  
 $K'_p$  : facteur de portance pressiométrique.  
 $K_q$  et  $K_\tau$  : facteur correcteur fonction du type de sol.  
 $K_s$  : Facteur de cisaillement.  
 $K_s'$  : facteur dépendant du type de pieu  
 $K_{sp}$  : facteur de corrélation traduisant la perte de l'énergie.  
 $K_{SBP}$  : Facteur de portance déterminer à partir du graph suivant en fonction de  $\beta_{SBP}$ .  
 $K_{v0}$  : Raideur initiale du système sol/pieu.  
 $L$  : Longueur du pieu.  
 $LF$  : Facteur réducteur fonction de l'élancement du pieu  $L/B$   
 $L_p$  : Longueur du pieu .  
 $M$  : facteur de sécurité  
 $n$  : coefficient de type de pieu.  
 $N$  : Nombre de coups d'un essai SPT.  
 $N_b$  : Le nombre de coup pour la pénétration du pieu pour chaque 2,54 cm  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  : facteur de portance de cohésion, de la surcharge et de la fiche respectivement.



$N_{cor}$  : Valeur corrigée du nombre de coups  $N$ .  
 $N_{gs}$  : Valeur géométrique de  $N$  tout au long du fut .  
 $N_{gb}$  : Valeur géométrique de  $N$  dans une région spirale  
 $N_r$  : la résistance moyenne au pénétration exprimé en coups/cm.  
 $N_s$  : Coefficient de frottement propre à l'essai CPT.  
 $N_{qd}$  : facteur de portance en fonction de  $\gamma_d$   
 $P$  : périmètre du pieu.  
 $P_{20}^*$  : Pression correspondante à 20% de déformation volumique  
 $P_1, P_2$  : forces mesurés à temps  $T_1, T_2$ .  
 $P_b$  : contrainte verticale en pointe .  
 $P_{le}^*$  : pression limite nette équivalente  
 $P_s$  : contrainte de cisaillement autour du fut  
 $P_t$  : traction axiale du pieu .  
 $q_0$  : Charge vertical total appliquée  
 $Q_{add}$  : Charge portante admissible .  
 $Q_c, Q_{flu}$  : charge critique , charge de fluage respectivement.  
 $Q_{ca}$  : Valeur moyenne de portance autour de la pointe .  
 $q_{ce}$  : résistance pénétrométrique équivalente.  
 $Q_{clt}$  : résistance du cone limite obtenue en proximité de la pointe.  
 $q_{cs}$  : la résistance moyenne le long du fut  
 $Q_d$  : facteur de résistance du pieu  
 $q_{fi}$  : frottement latéral unitaire de la couche  $i$  Kpa  
 $q_m^f$  : Frottement unitaire moyen.  
 $Q_l$  : effort verticale limite  
 $q_c(\text{latéral})$  : est la résistance moyenne pénétrométrique pour chaque couche  $i$ .  
 $Q_p$  : Effort vertical en pointe.  
 $Q_{plim}$  : Portance en pointe limite.  
 $q_p$  : portance en pointe unitaire .  
 $q_s$  : Effort vertical développé le long du fut .  
 $Q_t$  : Capacité portante ultime en terme de traction du pieu.  
 $q_u$  : Résistance en compression non confinée de la roche .  
 $Q_{ult}$  : portance ultime .  
 $R$  : Résistance du pieu ou bien capacité portante.  
 $R_b$  : facteur correcteur pour la rigidité du substratum.  
 $R_h$  : facteur correcteur pour la profondeur du substratum.  
 $R_k$  : facteur correcteur pour la compressibilité du pieu

$R_u$  : capacité dynamique du pieu.  
 $R_v$  : facteur correcteur pour le coefficient de poisson.  
 $S$  : tassement permanent.  
 $S_d$  : facteur de chargement  
 $S_b$  : Tassement de la pointe  
 $S_{et}$  : pénétration permanent pour chaque coup.  
 $S_p$  : pénétration du pieu sous chaque coup de masse  
 $S_{ult}$  : tassement à la charge ultime .  
 $T$  : temps nécessaire à l'onde pour voyager 2 fois la longueur du pieu.  
 $V$  : vitesse de la fondation.  
 $V_0$  : Tassement en tête  
 $V_1, V_2$  : Vitesses mesurés à temps  $T_1, T_2$ .  
 $W_p$  : Masse de la fondation.  
 $W_r$  : le poids de la masse tombante.  
 $Z$  : Impédance.  
 $\alpha$  : Facteur d'adhésion .  
 $\alpha_t$  : coefficient en fonction de  $D/B$  ,  $\phi$  ,  $\gamma_d$   
 $\alpha_c, \alpha_s$  : Facteurs réducteur.  
 $\alpha'_s$  : Facteur dépendant du type de pieu.  
 $\bar{\alpha}$  : Pente initiale d'un essai de chargement .  
 $\beta$  : Coefficient fonction du degré de consolidation et de la longueur du pieu.  
 $\beta_{SBP}$  : facteur d'identification du sol  
 $\beta^*$  : facteur réducteur de la méthode pressiométrique.  
 $\beta'$  : facteur correcteur de la méthode de RUITER.  
 $\lambda$  : Coefficient fonction de la longueur du pieu.  
 $\Delta L$  : Raccourcissement élastique du pieu.  
 $\Delta L'$  : Incrément d'encastrement du pieu  
 $\Phi$  : Angle de frottement interne du sol.  
 $\phi_0$  : angle de frottement déduit à partir d'un essai triaxial pour une pression de confinement spécifique.  
 $\Phi_d$  : Angle de frottement de conception  
 $\Phi'$  : Angle de frottement effectif.  
 $\Phi_t$  : Facteur de résistance du pieu en traction =0.8  
 $\gamma_f, \gamma_m$  : Facteur de sécurtié de DNV.  
 $\gamma_s, \gamma_d, \gamma$  : poids volumiques solide , sec , humide respectivement.  
 $\sigma'_n$  : contrainte effective normale.  
 $\sigma'_v$  : Contrainte effective verticale.

- $\sigma'_h$  : Contrainte horizontale à la profondeur  $z$ .  
 $\sigma_0$  : Contrainte normale initiale.  
 $\sigma'_m_i$  : pression effective moyenne en couche  $i$  .  
 $\overline{\sigma'_v}$  : Contrainte effective moyenne de la longueur totale du pieu .  
 $\eta$  : efficacité de la masse .  
 $\delta$  : angle de frottement interne de l'interface sol/pieu.  
 $\rho$  : masse volumique du pieu  
 $\rho'$  : déplacement vertical en ce point de fut  
 $\tau(z)$  : contrainte de cisaillement le long du fut.  
 $\nu$  : coefficient de poisson.  
 $\mu', \xi$  : facteurs dans la méthode d'élasticité.  
 $\chi, \bar{\chi}$  : Coefficients de CAQOUT et KERISEL.  
 $\psi, \psi_{nc}, \psi_i$  : Résistance au cisaillement normalisée , (nc) a l'état normalement consolidé, (i) moyenne des valeurs dans la couche  $i$  .

## LISTE DES REFERENCES

1. Yaich Achour : Paramètres de transferts de charges : Analyse d'une banque de données.
2. Chin Jia : Comparaison of ultimate pile capacities by different methods in cohesive soil and non cohesive soils . P6-P54.
3. S. Daguiar et al (2008) : Soil-Structure interface modeling : Application to pile axial loading.
4. B. Azzedine (2008) : Comportement des fondations profondes sous charges : Aspects structuraux et géotechniques. P26 et P27
5. Chikh Sarr (2007) : Etude comparative entre Méthodes de calcul des pieux:Application à l'échangeur de la Patte d'Oie. P7
6. A. Bouafia (2009) : Conception et calcul des ouvrages géotechniques . P158-P197.
7. Fellenius (1999) : Bearing capacity of piles and footings- a delusion ?
8. M.Mousaoui Modélisation du comportement d'un pieu isolé sous charges verticales.
9. Pierre le tirant (1991) : Offshore pile design .P49-113.
10. O. Combriau : L'essai pressiométrique et la charge portante en pointe des pieux.
11. Rodrigo Salgado (1999) : Pile design on cone penetration test . P9-P27.
12. Reed R Mosher (2008) : Theoretical Manual for Pile Foundations.
13. ENCE 4610 : Foundations analyses and design
14. Michel Bustemante : Calcul de la capacité portante des pieuxà partir des essaisau pénétromètre statique.
15. Hulya Keskin et al (2011) :Allowable bearing capacity based on Schmertmann method for sandy soils.
16. Samuel Amar : Les essais de pénétration des sols et la prévision du comportement des fondations profondes.
17. Fellenius et al (1995) : Toe Bearing Capacity of Piles from Cone Penetration Test (CPT) Data.
18. Hani et Mourad (1999) : EVALUATION OF BEARING CAPACITY OF PILES FROM CONE PENETRATION TEST DATA. P12-P27
19. D.White (2003) : Field measurements of CPT andpile base resistance in sand.
20. Baguelin et al : Settlement of pile using cone loading test: load settlement curve approach.
21. Gilbert Geodon : Design of Pile Foundations.
22. G.Poulos et H. Davis (1980) : Pile foundations analysis and desgin .
23. Kudemtha et Dey (2012) : Uuncertainty in predicting bearing capacity of piles in sand using SPT data.P2-P5
24. Shariatmadri et al (2008) : BEARING CAPACITY OF DRIVEN PILES IN SANDS FROMSPT–APPLIED TO 60 CASE HISTORIES.
25. Dung et al (2010) : Applicability of the SPT-based Methods for Estimating Toe Bearing Capacity of Driven PHC Piles in the Thick Deltaic Deposits.

26. Ascalew Abebe & Dr Ian GN Smith : Pile foundation design a student guide.
27. Ariel Perez (1998) :Load resistance factor design for driven piles based on dynamic methods with assesment of skin and tip resistance from PDA signals.
28. Andrew Hanz : Comparison of Five Different Methods for Determining Pile Bearing Capacities.P3-P7
29. Garland et al : Comparison of Five Different Methods for Determining Pile Bearing Capacities.
30. Kamaldran et al(1997) :Comparison of Five Different Methods for Determining Pile Bearing Capacities.
31. Miyasaka et al : Rapid load test on high bearing capacity piles.
32. Stanislav (2000) : Bearing Capacity and Settlement of Vertically-Loaded Piles.
33. C. Clausen (2001) : Capacity of Driven Piles in Clays and Sands on the Basis of Pile Load Tests.
34. Harry Poulos (2000) : Foundation settlement analysis-Practise versus reaserch .
35. Terzaghi (1943) : Evaluation of subgrade bearing capacity .
36. Fellenius et al (1992) : Axial load transfer for piles in sand.
37. Fellenius (2004) : Unified desing of pile foundations wth emphasis of settelement analysis.
38. Jardine et Chow : Axial capacity of piles in dens north sea.
39. Fleming (1992) : A new method of single pile settelement prediction and analysis.
40. Yit Jing et al : Evaluation of Drained Axial Capacity for Drilled Shafts