

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

**RAPPORT DE RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

**Spécialité : Géotechnique**

**COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLE SOUS SOLlicitATION  
AXIALE CYCLIQUE**

**Modélisation par éléments finis et construction des  
boucles hystérétiques**

Soutenu par :

**Mohamed El Amine IZEM**

**Youcef AYACHE**

**Devant le jury composé de :**

A.BOUAFIA  
M.Miles  
M.KHOUAOUCI  
Grine

Professeur  
Maître de conférences  
Maître assistant  
Professeur

USDB de Blida  
USDB de Blida  
USTHB d'Alger  
USDB de Blida

Promoteur  
Examineur  
Co-promoteur  
Président



Blida, juin 2014

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

﴿ وَقُلْ رَبِّیْ زِدْنِیْ عِلْمًا ﴾

[ طه ، القرآن الکریم : 114 ]

﴿ Ô mon Seigneur , accroît mes connaissances! ﴾

[Le Saint Coran, Taha : 114]

*Une pensée profonde à mon père*

---

## *Remerciements*

Tout d'abord, nous tenons à remercier le tout puissant, Dieu de nous avoir donné cette grâce et d'avoir exaucé notre souhait d'atteindre ce niveau.

Nous remercions aussi nos parents qui nous ont soutenus durant ce grand périple de carrière scolaire, sans leur aide nous n'aurions jamais pu être ce que l'on est.

Nous devons aussi des sincères remerciements avec une profonde reconnaissance au professeur A.BOUAFIA ainsi qu'à Mr M.KHOUAOUCI, pour leur suivi et leurs importants conseils durant la réalisation de cette thèse.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements aux membres du jury qui ont eu la gentillesse d'assister à la soutenance et pour l'honneur qu'ils nous ont accordé d'avoir accepté l'évaluation de ce mémoire, leur présence donne une dimension supplémentaire à ce travail.

Nous voudrions remercier tous les enseignants du département de Génie Civil, spécialement ceux qui ont contribué à notre formation.

Finalement, nos amis, collègues de la promotion 2013, ont une part de remerciements surtout pour l'aide collective régnant entre nous.

Que toutes personnes, qui d'une façon ou d'une autre nous ont apporté leur concours, trouvent ici le témoignage de notre reconnaissance.

---

## *Remerciements*

Tout d'abord, nous tenons à remercier le tout puissant, Dieu de nous avoir donné cette grâce et d'avoir exaucé notre souhait d'atteindre ce niveau.

Nous remercions aussi nos parents qui nous ont soutenus durant ce grand périple de carrière scolaire, sans leur aide nous n'aurions jamais pu être ce que l'on est.

Nous devons aussi des sincères remerciements avec une profonde reconnaissance au professeur A.BOUAFIA ainsi qu'à Mr M.KHOUAOUCI, pour leur suivi et leurs importants conseils durant la réalisation de cette thèse.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements aux membres du jury qui ont eu la gentillesse d'assister à la soutenance et pour l'honneur qu'ils nous ont accordé d'avoir accepté l'évaluation de ce mémoire, leur présence donne une dimension supplémentaire à ce travail.

Nous voudrions remercier tout les enseignants du département de Génie Civil, spécialement ceux qui ont contribué à notre formation.

Finalement, nos amis, collègues de la promotion 2013, ont une part de remerciements surtout pour l'aide collective régnant entre nous.

Que toutes personnes, qui d'une façon ou d'une autre nous ont apporté leur concours, trouvent ici le témoignage de notre reconnaissance.

## ملخص

في سياق التحضير لحيازة دبلوم ماستر في الهندسة الجيوتقنية يندرج هذا المنجز ضمن خوض غمار تحليل تصريف وتد منفرد تحت طائلة قوة عمودية توافقية عن طريق تصميم نموذج بطريقة العناصر النهائية. (برمجيات بلاكسيس النسخة 8) من جهة بيد أنه من وجهة أخرى ببناء حلقات هيكلية للتحميل استنادا الى قواعد ميسين. برنامج بلغة فورتران ستم كتابته بهدف تسهيل الية بناء حلقات التحميل الدائري. على نحو تفاعلي انطلاقا من رأس، أو بالأحرى من قمة الود. وأيضا من الحدود المشتركة. على نحو احتكاكي جانبي على امتداد الود، أي طوله. وعلى مستوى الضغط بالتحديد على مستوى الذنب لهذا الأخير، على وجه التدقيق.

من أجل بلوغ هذا الهدف، سعينا إلى تقسيم عملنا إلى ثلاثة أقسام رئيسية: في المقام الأول: دراسة بيبلوغرافية. تم انجازها بغية جمع مختلف الأعمال والأنماط المنجزة وفق عدة عوامل حاضرة في شقها الأدبي، هذه الدراسة المنصاعة من جهة نظريات كيفية حساب قدرة التحمل وانخماص الأوتاد المحملة محوريا. وأيضا مع مختلف العوامل المؤثرة في سلوك هذه الأخيرة، أي الجوانب الفاعلة. ومن جهة أخرى قدمنا مجموعة من تجارب التحميل الحلقية، نسبة إلى حلقات. والتي قد عثرنا عليها في شقها الأدبي، حيث توصلنا إلى نتائج عملية، تطبيقية. يبقى أن نشير أن هذه التجارب في غاية الكلفة ونتائجها تظل في كنف السرية المهنية القسم الثاني، مخصص للتصميم، بمعنية طريقة العوامل النهائية وتحليل سلوك الود المنعزل والمحمل محوريا. تحت قوة عمودية رتيبة، ومن ثمة توافقية. بمساعدة نظام بلاكسيس نسخة 8 أخيرا ومن أجل تسهيل بناء منحدرات وحلقات التحميل الحلقي. استندنا إلى قواعد ميسين ستم كتابة برنامج بلغة فورتران هذا الأخير سيكون مثمنا بمقارنة النتائج المتحصل عليها مع نتائج تجربة على وتد بمعايير حقيقية هذا التقرير منحنا التوصل إلى النتائج التالية:

مصدقية التجارب الميدانية لاتها أكثر نجاعة وأقرب الى الواقع في الطين، الميكانيزمات الأساسية الملاحظة، أي المتجلية أثناء الدورات هي:

ضغوط زائدة لمجموعة تقصير ذاتي في هذا النظام.  
نقطة تجميع على مستوى المقدمة.

تقليل صلابة الود.

تقليل القدرة الحاملة.

في الرمل، المؤثرات الأساسية الثلاثة. الملاحظة لحالة الأوتاد تحت الطبقات، هي:  
تقليل الاحتكاك الجانبي.

نقطة تجميع على مستوى المقدمة.

تقليل القدرة الحاملة.

يبقى تخصص علم الأوتاد مفتوحا أمام الباحثين نظرا لعدة احتمالات متعلقة بعدة معطيات

الكلمات المفتوحة: وتد، اجهاد دوري، اجهاد سكوني، تجارب الاجهاد، طريقة العناصر المنتهية، المتانة الأولية، القدرة الحاملة، منحدرات التحميل الحلقي، ميسين

## RESUME

Conduit dans le cadre de l'obtention d'un diplôme Master en géotechnique, le présent travail se propose d'analyser le comportement d'un pieu isolé sous une force verticale harmonique par le biais d'une part d'une modélisation par éléments finis (logiciel PLAXIS version 8) et d'autre part par la construction des boucles hystérétiques de chargement à la base des règles de Masing. Un programme en langage Fortran sera écrit en vue d'automatiser la procédure de construction des courbes de chargement cyclique aussi bien en tête du pieu, ainsi qu'aux interfaces (frottement latéral le long du pieu, et pression en pointe du pieu).

Afin d'atteindre ce but, on a essayé de diviser notre travail en trois volets principaux :

En premier lieu, une étude bibliographique a été réalisée dans le but de collecter les différents travaux et méthodes réalisées par plusieurs auteurs présentes en littérature, cette étude comportée, d'une part, les méthodes de calcul de la capacité portante et des tassements des pieux chargés axialement, ainsi que les différents paramètres influençant le comportement de ces derniers, d'autre part, on a présenté quelques essais de chargements cycliques qu'on a trouvés dans la littérature, où on s'est aboutis à quelques conclusions pratiques, reste à mentionner que ces essais sont extrêmement coûteux et leurs résultats sont généralement maintenus dans le secret professionnel.

Le deuxième volet est consacré pour la modélisation par éléments finis et l'analyse du comportement d'un pieu isolé sous une force verticale monotone puis harmonique à l'aide du logiciel PLAXIS version 8.

Enfin, et afin de faciliter la construction des courbes de chargement cyclique en se basant sur les règles de Masing, un programme en langage Fortran sera écrit, ce programme sera approuvé en comparant ses résultats à ceux d'un essai de chargement en vraie grandeur.

Ce rapport nous a permis de donner les conclusions suivantes :

- La fiabilité des méthodes de calcul de capacité portante des essais in-situ par rapport aux méthodes statiques.
- Dans l'argile, les mécanismes fondamentaux qui ont été observés lors des cycles sont :
  - Une génération de surpressions inertielles,
  - Une accumulation de déplacements en tête,
  - Une diminution de la rigidité du pieu,
  - Une dégradation de la capacité portante.
- Dans le sable, les trois effets majeurs constatés sur le comportement des pieux sous les cycles sont :
  - La dégradation du frottement latéral,
  - L'accumulation de déplacements en tête
  - La dégradation de la capacité portante.
- Le domaine des pieux restes ouverts pour les chercheurs à cause de plusieurs incertitudes liés à plusieurs paramètres.

Mots-Clés : Pieu, Chargement cyclique, Chargement monotone, Essai de chargement, Eléments finis, Raideur initiale, Capacité portante, Boucle hystérétique, Masing.

---

## SUMMARY

In order to obtain a Master degree in geotechnical engineering, the present work is about analyzing the behavior of a single pile under a harmonic vertical force through a share of a finite element modeling (software PLAXIS Version 8) and also by the construction of hysteresis loops at the base loading rules Masing. A FORTRAN program is written to automate the build process of the head curves cyclic loading both the pile, as well as interfaces (skin friction along the pile and the pile tip pressure).

To achieve this goal, we divided our work into three main components:

First, a bibliographic study primarily based on gathering works and methods carried out by several authors present in literature, this study shows methods of calculation of the bearing capacity and settlement of pile axially loaded, and the various parameters influencing the behavior of the latter, on the other hand, we have presented some cyclic loading tests we found in the literature, where we obtain some practical test conclusions mentioning that those tests are very expensive and their results are generally kept in secret.

The second part is devoted to the final element modeling and analysis of the behavior of a single pile in a monotone and harmonic vertical forces using PLAXIS Version 8 software.

Finally, and in order to facilitate the construction of cyclic loading curves based on the rules of Masing, a program is written in Fortran, the program will be approved by comparing its results to those of a load test in real size.

This report has allowed us to give the following conclusions:

- The reliability of the methods of calculating bearing capacity of in-situ testing over static methods.
- In clay, the basic mechanisms that have been observed during the cycles are:
  - A generation of inertial pressures,
  - An accumulation of displacements at the top,
  - A reduction in the stiffness of the pile,
  - Degradation of the bearing capacity.
- In the sand, the three major effects observed on the behavior of piles under the cycles are:
  - The degradation of skin friction,
  - The accumulation of displacements at the top
  - The deterioration of the bearing capacity.
- The area of pious remains open to researchers due to several uncertainties related to several parameters.

Keywords: pile, cyclic loading, Loading monotonous loading test, finite elements, initial stiffness, bearing capacity, hysteretic loop, Massing.

---



## TABLE DES MATIERES

### RESUME

### REMERCIEMENTS

### TABLE DES MATIERES

### LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

### INTRODUCTION GENERALE

#### **Chapitre I : Etude bibliographique du comportement d'un pieu sous charge verticale monotone**

I-1 Introduction.....	2
I-2 Généralités.....	2
I-2-1 Classification des pieux.....	3
I-2-2 Choix des pieux.....	4
I-3 Les paramètres influençant le comportement des pieux isolés.....	5
I-3-1 La rigidité des pieux [5].....	5
I-3-2 La mise en place des pieux [5].....	7
I-3-3 Le temps [5].....	8
I-3-4 Le pré chargement [5].....	9
I-3-5 La vitesse de chargement [5].....	9
I-3-6 Indice de densité et contrainte de consolidation [10].....	10
I-3-7 Traction et compression [10].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I-3-8 Inclinaison des inclusions [10].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I-3-9 Les groupes de pieux [5].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I-4 Méthodes de calcul de la capacité portante.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I-4-1 Méthodes statiques (Théorie classiques des corps rigides-plastiques)...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I-4-2 Méthodes empiriques.....	28
I-4-3 Essais de chargement en vrai grandeur.....	39
I-5 Méthodes de calcul du tassement d'un pieu isolé.....	45
I-5-1 Méthodes empiriques [3].....	45
I-5-2 Méthodes de la théorie d'élasticité [3].....	45
I-5-3 Méthodes des courbes de transfert des charges t-z, q-z [6].....	46
I-6 Conclusion :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

#### **CHAPITRE II : Etude bibliographique du comportement d'un pieu sous charge verticale cyclique**

II-1 Introduction.....	51
II-2 Les chargements cycliques [5].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II-3 Bases de données expérimentales [5].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II-3-1 Essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins [5]	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II-3-2 Essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sables [5].....	66
II-4 Seuil critique de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins et dans les sables. .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II-5 Conclusion :.....	79

#### **Chapitre III : Modélisation par éléments finis du comportement d'un pieu sous charge monotone**

---

III-1	Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
III-2	Historique et concept de base de la MEF.....	Erreur ! Signet non défini.
III-3	Présentation de PLAXIS version 8.2 (avec module dynamique).....	Erreur ! Signet non défini.
III-4	Présentation du modèle.....	84
III-5	Présentation des résultats.....	86
III-6	Interprétation des résultats.....	96
III-7	Comparaison des méthodes de calcul du tassement.....	97
III-7-1	Etude du paramètre $B_0$ :.....	97
III-7-2	Etude du paramètre $R_0$ :.....	98
III-7	Conclusion.....	99
<b>Chapitre IV : Modélisation par éléments finis du comportement d'un pieu sous une charge harmonique</b>		
IV-1	Introduction.....	100
IV-2	Présentation du modèle.....	Erreur ! Signet non défini.
IV-3	Présentation des résultats.....	Erreur ! Signet non défini.
IV-4	Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
<b>Chapitre V : Programmation d'une méthode de construction des boucles hystérétiques</b>		
V-1	Introduction :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-2	Historique du fortran :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-3	Les règles de Masing :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-4	La procédure de construction des boucles hystérétique.....	Erreur ! Signet non défini.
V-4-1	Première étape :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-4-2	Deuxième étape :.....	Erreur ! Signet non défini.
V-4-3	Création du programme (Fortran).....	Erreur ! Signet non défini.
V-5	Conclusion :.....	Erreur ! Signet non défini.
<b>Chapitre VI : Interprétation d'un essai de chargement cyclique de pieu en vraie grandeur</b>		
VI-1	Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-2	Interprétation des essais de chargement statique.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-2-1	Présentation des résultats.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-2-2	Interprétation des résultats.....	Erreur ! Signet non défini.
VI-3	Comparaison des caractéristiques $K_{v0}$ et $\beta$ .....	Erreur ! Signet non défini.
VI-3-1	Variation des paramètres $K_{v0}$ et $\beta$ .....	Erreur ! Signet non défini.
VI-4	Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
<b>CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES</b>		
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>		

---

## LISTE DES TABLEAUX

- Tableau I-1 : Choix des pieux.
- Tableau I-2 : Tableau récapitulatif de la méthode Navfac.
- Tableau I-3 : Tableau donnant la variation de  $\alpha$  en fonction de C.
- Tableau I-4 :  $N_q$  en fonction du type de pieu et angle de frottement  $\phi$ .
- Tableau I-5 : Valeurs de K pour différents types de pieux.
- Tableau I-6 : Recommandations des paramètres selon l'API 1991 (Ali Bachir 2013).
- Tableau I-7 : Résultats et recommandations selon l'API 1991.
- Tableau I-8 : méthode API cas d'un sol argileux.
- Tableau I-9 : Coefficient  $\gamma_f$  pour les différent cas de chargement.
- Tableau I-10: méthodes de DNV.
- Tableau I-11 : Variation des paramètres en fonction de  $\eta'$  et  $\phi$ .
- Tableau I-12 : Valeurs typique de  $q_u$ .
- Tableau I-13 : méthodes d'alpha.
- Tableau I-14 : méthodes Béta et Lambda.
- Tableau I-15 : Définition des catégories conventionnelles de sols.
- Tableau I-16 : Evaluation du facteur de portance pressiométrique.
- Tableau I-17 : Courbes de frottement latéral limite.
- Tableau I-18 : Valeurs de  $N_s$  et  $F_{lim}$  selon les configurations (Bustemante et al 1981).
- Tableau I-19 : Valeurs de portance pénétrométrique  $K_c$ .
- Tableau I-20 : Valeurs de  $q_f$  (Bouafia Ali 2009).
- Tableau I-21: Méthodes de conception par l'essai SPT selon Kudmetha et Dey 2012.
- Tableau I-22 : Valeurs de  $N_{cor}$  en fonction de la densité relative  $D_r$ .
- Tableau I-23 : Méthodes du facteur de correction  $C_n$  selon Kudmetha et al 2012.
- Tableau I-24 : Méthodes d'interprétation d'un pieu non instrumenté (Bouafia Ali 2009).
- Tableau II-1: programme expérimental des essais réalisés sur le micropieu
- Tableau II-2 : seuil critique du chargement cyclique en fonction de type de sol (Schwarz, 2002)
- Tableau III-1 : Propriétés des matériaux utilisés dans notre modélisation.
- Tableau III-2 : Variation de  $B_0*B/E_s$  en fonction de D/B et K pour le sable dense.
- Tableau III-3 : Variation de  $q_l/\sigma_v(D)$  en fonction de D/B et K pour le sable dense.
- Tableau III-4 : Variation de  $R_0/E_s$  en fonction de K et D/B pour le sable dense.
- Tableau III-5 : Variation du facteur d'influence du tassement  $I_v$  en cas d'un sable dense.
- Tableau III-6 : Variation de  $B_0*B/E_s$  en fonction de D/B et K pour le sable lâche.
- Tableau III-7 : Variation de  $q_l/\sigma_v(D)$  en fonction de D/B et K pour le sable lâche.
- Tableau III-8 : Variation de  $R_0/E_s$  en fonction de K et D/B pour le sable lâche.
- Tableau III-9 : Variation du facteur d'influence du tassement  $I_v$  en cas d'un sable lâche.
- Tableau III-10 : Comparaison entre les méthodes de calcul de  $B_0*B/E_s$  pour un sable dense
- Tableau III-11 : Comparaison entre les méthodes de calcul de  $B_0*B/E_s$  pour un sable lâche
- Tableau III-12 : Comparaison entre les méthodes de calcul de  $R_0$  pour le sable dense
- Tableau III-13 : Comparaison entre les méthodes de calcul de  $R_0$  pour le sable lâche
- Tableau IV-1 : Variation de  $K_{v0}$  (MN/m) en fonction de la fréquence et du type de sable
- Tableau VI-1 : Comparaison des capacités calculées et expérimentales.
- Tableau VI-2 : Coefficient de comparaison pour l'argile de Merville.
-

Tableau VI-3 : Comparaison des capacités calculées et expérimentales.

Tableau VI-4 : Coefficient de comparaison pour sable de Loon-Plage.

Tableau VI-5 : Caractéristiques des boucles du premier cycle données par le programme.

Tableau VI-6 : Caractéristiques des boucles du premier cycle données par le programme.

## LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Schéma de la mobilisation du frottement latéral et la résistance de la pointe d'un pieu en compression et en traction.

Figure I-2 : Courbe de chargement axial d'un pieu.

Figure I-3: Organigramme de classification (Chikh I Sarr 2007).

Figure I-4 : Rupture progressive d'un pieu souple installé dans un sol ayant un comportement radoucissant (Randolph, 2003).

Figure I-5: Coefficient de réduction  $R_f$  en fonction de la flexibilité du pieu ( $1/K$ ) et du degré de radoucissement  $\zeta$  (Randolph, 1983).

Figure I-6 : Trois phases principales pendant l'histoire du pieu battu ou enfoncé : (a) Installation ; (b) Reconsolidation ; (c) Chargement (Randolph, 2003).

Figure I-7 : Base de données de l'augmentation de la capacité portante des pieux battus dans le sable en fonction du temps d'après (Chow et al, 1997).

Figure I-8 : Influence du temps et du pré-chargement sur la capacité portante du pieu installé dans l'argile sur consolidée de Haga (Karlsrud et Haugen 1985).

Figure I-9 : Courbes typiques effort-déplacement en tête du pieu dans l'argile de Haga (Karlsrud and Haugen, 1985).

Figure I-10 : (a) Evolution du coefficient de pression latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (Puech et al. 1979).

Figure I-10 : (b) Evolution du coefficient de contrainte latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (Puech et al. 1979).

Figure I-11 : Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du mode de mise en place (Foray et al. 1989).

Figure I-12 : Effets de la répartition des efforts résiduels dans le cas des essais de compression (a) et de traction (b) (Holloway et al. (1978), cités par Kraft (1991)).

Figure I-13 : Influence de l'inclinaison d'un pieu sur sa capacité portante lors d'un chargement vertical (Chattadhyay et al. 1994).

Figure I-14 : Identification de l'angle  $\eta'$  d'après Janbu 1976.

Figure I-15 : Illustration des paramètres relatifs à l'essai pressiométrique.

Figure I-16 : Mécanisme de rupture Eslami et Fellenuis 1997 selon Shariatmadri et al 2008.

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

Figure I-18 : Essai Hybridynamic 70 tonnes.

Figure II-1 : Schéma des différents types de chargement cyclique : a) non alterné b) alterné

Figure II-2 : Influence du ratio du chargement ( $Q_{max}$ )/ $Q_{uc}$  sur le déplacement des quatre pieux (Kraft et al. 1981a)

Figure II-3: a) Historique de chargement et b) Déplacement cumulé en tête du pieu de Cowden (McAnoy et al. 1982)

Figure II-4 : Types de chargements appliqués sur le pieu de Plancoët: charge statique (S), cyclique (C) et tempête (T)

Figure II-5 : Évolution du déplacement du pieu de Plancoët pendant : a) l'essai cyclique C12 b) l'essai cyclique C21

Figure II-6 : Évolution du déplacement du pieu de Plancoët pendant l'essai cyclique C11 b) l'essai cyclique T2

Figure II-7 : Comparaison des répartitions des efforts le long du pieu de Plancoët pendant l'essai statique S3 et cyclique C21

Figure II-8 : Courbes de fluage statique et cyclique du pieu de Plancoët

Figure II-9 : Courbes de fluage statique et cyclique du pieu de Plancoët

Figure II-10 : Evolution des modules cycliques par couche de sol avec le niveau de l'amplitude de chargement cyclique (pieu de Cran)

Figure II-11 : Diagramme de stabilité des essais de chargements cycliques de pieu effectués dans l'argile de la Baie de San Francisco (Doyle et Pelletier, 1985)

Figure II-12 : Evolution des déplacements en tête du pieu durant un essai de chargement cyclique répété ( $Q_{\min}=0$  et  $Q_{\max}=0.75 Q_{ut}$ ) (Karlsrud et Haugen 1985)

Figure II-13 : Courbe effort-déplacement d'un pieu soumis à un chargement cyclique alterné (Karlsrud et Haugen 1985)

Figure II-14 : Le nombre de cycles a la rupture des pieux d'Haga en fonction de  $Q_{\text{moy}}$  et  $Q_{\text{cyc}}$  normalisés par la capacité statique  $Q_{\text{us}}$  de traction (Karlsrud et Haugen 1985b)

Figure II-15 : Comparaison des résultats obtenus d'essai de chargement cycliques des pieux d'Onsoy et de Lierstranda a ceux de Haga Karlsrud et al. (1992b)

Figure II-16 : Exemple de d'essais de chargements sur un pieu d'Empire (Bogard et Matlock, 1990)

Figure II-17 : a) Les niveaux de chargements cycliques b) Les déplacements en tête de pieux des deux pieux S1 : C/CY et S2 : CY

Figure II-18 : Courbes (a) efforts-déplacements (b) déformation plastique en fonction du nombre de cycles (Chan, 1975)

Figure II-19 : Enveloppe cyclique des essais cycliques traction et compression sur pieu B (Heins et Barends, 1979)

Figure II-20 : Courbe effort-déplacement pour le test 2.C1.CY3. (Jardine and Standing, 2000)

Figure II-21 : Diagramme sommaire des essais de chargements cycliques de pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine et Standing, 2000)

Figure II-22 : Diagramme de stabilité des essais de chargements cycliques de pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine et Standing, 2012)

Figure II-23 : Evolution de la charge en tête par rapport au temps

Figure II-24 : Evolution de la charge en tête par rapport au déplacement du pieu

Figure II-25 : Evolution de la résistance en pointe par rapport au déplacement

Figure II-26 : Evolution du frottement latéral par rapport au déplacement

Figure II-27 : Evolution de la charge en tête par rapport au déplacement du pieu

Figure II-28 : Evolution de la résistance en pointe par rapport au déplacement

Figure II-29 : Evolution du frottement latéral par rapport au déplacement

Figure II-30 : Interprétation en termes de diagramme de stabilité cyclique

Figure II-31 : Evolution de la charge en tête par rapport au déplacement du pieu

Figure II-32 : Evolution de la résistance en pointe par rapport au déplacement

Figure II-33 : Evolution du frottement latéral par rapport au déplacement

Figure III-1 : Logo du logiciel PLAXIS.

Figure III-2 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (INPUT).

Figure III-3 : Fenêtre principale du programme de calcul (Calculations).

Figure III-4 : Fenêtre principale du programme donnant les résultats (Output).

Figure III-5 : Fenêtre principale du programme donnant les courbes (Curves).

Figure III-6 : Présentation du modèle 3D et du modèle axisymétrique.

- Figure III-7 : Présentation d'un exemple de maillage avec zone raffinée.
- Figure III-8 : Principe d'ajustement hyperbolique.
- Figure III-9 : Courbe de chargement en tête du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-10 : Courbe de transfert de charge  $\tau(U_y)$  donnant  $B_0$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-11 : Courbe typique de transfert de charge  $B_0(Z)$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-12 : Courbe de chargement en pointe donnant  $R_0$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-13 : Variation du facteur  $\beta$  en fonction de  $Z$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-14 : Déplacement vertical autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-15 : Déplacement horizontal autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-16 : Etat de contraintes effectives verticales autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-17 : Etat de contraintes de cisaillement autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-18 : Courbe de chargement en tête du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-19 : Courbe de transfert de charge  $\tau(U_y)$  donnant  $B_0$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-20 : Courbe typique de transfert de charge  $B_0(Z)$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-21 : Courbe de chargement en pointe donnant  $R_0$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-22 : Variation du facteur  $\beta$  en fonction de  $Z$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-23 : Déplacement vertical autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-24 : Déplacement horizontal autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-25 : Etat de contraintes effectives verticales autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure III-26 : Etat de contraintes de cisaillement autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$ .
- Figure IV-1 : Vue générale de la géométrie pour le cas de chargement dynamique
- Figure IV-2 : Introduction de la charge harmonique dans le module de calcul
- Figure IV-3 : Introduction de l'amortissement
- Figure IV-4 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique du sable dense pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$
- Figure IV-5 : Courbe effort-déplacement du 1<sup>er</sup> cycle du sable dense pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$
- Figure IV-6 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique du sable lâche pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$
- Figure IV-7 : Courbe effort-déplacement du 1<sup>er</sup> cycle du sable lâche pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$
- Figure IV-8 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique du sable dense pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$
- Figure IV-9 : Courbe effort-déplacement du 1<sup>er</sup> cycle du sable dense pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$
- Figure IV-10 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique du sable lâche pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$
- Figure IV-11 : Courbe effort-déplacement du 1<sup>er</sup> cycle du sable lâche pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$
- Figure V-1 : Calibration et choix des points (Exemple sur Plotdigitizer).
- Figure V-2 : Exemple des résultats donnés par Plotdigitizer.
- Figure V-3 : Exemple de calcul (HYPER).
- Figure V-4 : Organigramme général du programme HYSTERETIC CURVE.
- Figure V-5 : Exemple de la manière de copier les résultats.
- Figure V-6 : Les caractéristiques de la boucle hystérétique.
- Figure V-7 : Principe de calcul de l'aire de la boucle.
- Figure V-8 : Exemple des résultats fournis par le programme.
- Figure VI-1 : La variation de la pression limite nette ( $P_1^*$ ) et la résistance de pointe nette ( $q_c$ ) en fonction de la profondeur (argile de Merville).
- Figure VI-2 : Courbe de chargement (pieu foré en compression) dans l'argile de Merville
- Figure VI-3 : Courbe de chargement (pieu battu en compression) dans l'argile de Merville
-

- Figure VI-4 : Courbe de chargement (pieu battu en traction) dans l'argile de Merville
- Figure VI-5 : Comparaison des capacités calculées par la méthode pressiométrique et expérimentales
- Figure VI-6 : Comparaison des capacités calculées par la méthode pénétrométrique et expérimentales
- Figure VI-7 : Variation de la pression limite nette ( $P_1^*$ ) et la résistance de pointe ( $q_c$ ) en fonction de la profondeur (sable de Loon-Plage).
- Figure VI-8 : Courbe de chargement (pieu foré en traction) dans le sable de Loon-Plage
- Figure VI-9 : Courbe de chargement (pieu forés en compression) dans le sable de Loon-Plage
- Figure VI-10 : Comparaison des capacités calculées par la méthode pressiométrique et expérimentales
- Figure VI-11 : Comparaison des capacités calculées par la méthode pénétrométrique et expérimentales
- Figure VI-12 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu foré en compression)
- Figure VI-13 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu battu en compression)
- Figure VI-14 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu battu en traction)
- Figure VI-15 : Courbe de chargement (pieu vissé)
- Figure VI-16 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu vissé)
- Figure VI-17 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu foré en traction)
- Figure VI-18 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu foré en compression)
-

## LISTE DES GRAPHES

- Graph I-1 : Variation  $F_{lim}$  et  $q_{plim}$  en fonction de l'angle de frottement interne de l'interface.
- Graph I-2 : Variation de  $N_q$  en fonction de  $\phi$ . (Pierre le Tirant 1991).
- Graph I-3 : Variation de  $\alpha$  en fonction de  $\psi$  selon API 2.
- Graph I-4 : Variation de  $F_{lim}$  pour les argiles très plastiques sur consolidées.
- Graph I-5 : variation de  $N_{qd}$  en fonction de  $\phi_d$  (DNV 1980).
- Graph I-6 : Graphe du facteur  $\alpha$  en fonction de  $\psi$ .
- Graph I-7 : Graphe du facteur LF en fonction de l'élancement L/B.
- Graph I-8 : Variation du coefficient  $\beta$  en fonction de la longueur L du pieu.
- Graph I-9 : Variation du coefficient  $\lambda$  en fonction de la longueur du pieu.
- Graph I-10 : Variation de  $q_f$  en fonction de  $pl^*$ .
- Graph I-11 : Correction des valeurs de  $q_c$  d'après Ruitter et al 1979.
- Graph I-12 : Variation de  $\alpha_c$  en fonction du frottement latéral d'un essai CPT.
- Graph I-13 : Variation de  $\alpha_s$  en fonction du rapport D/B (Schmertman 1975).
- Graph I-14 : a et b : réponse d'un pieu travaillant en pointe ou par frottement. c : somme des 2 modes de fonctionnement.
- Graph I-15 : Détermination de la portance d'après la méthode de Chin 1970 (Chin Jia 2011).
- Graph I-16 : Réponse d'un chargement selon la méthode de Davidson 1972 (Baligh et al).
- Graph I-17 : Tassement du pieu en fonction de la charge Q.
- Graph I-18 : Tassement du pieu pour chaque charge en fonction de log de temps.
- Graph I-19 : Pente de la courbe de chargement  $\alpha$  en fonction de chaque charge.
- Graph I-20: Comparaison entre temps de chargement d'un essai Statnamic et Hybridynamic.
- Graph I-21 : Courbe de résistance en fonction du tassement.
- Graph I-22: Variation de la portance en pointe en fonction du tassement (Loi de mobilisation de la portance).
- Graph I-23 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du tassement (Loi de mobilisation du frottement latéral).
-



## LISTE DES SYMBOLES

- $A$  : section du pieu.  
 $A_p$  : section transversal totale en pointe.  
 $A_{wp}$  : section transversal en anneau en pointe  
 $R_f$  : coefficient de réduction  
 $Q_{réel}$  : capacité réelle du pieu  
 $Q_{rigide}$  : capacité calculée en intégrant tous les pics du frottement.  
 $\pi DL^2 \tau_{max}$  : frottement latéral maximal total du pieu en considérant  $\tau_{max}$  moyen  
 $\Delta w_{res}$  : déplacement nécessaire pour passer du frottement maximal  $\tau_{max}$  au résiduel  $\tau_{res}$   
 $n$  : exposant de vitesse  
 $\Delta L$  : Incrément d'encastrement du pieu.  
 $K_p$  : Coefficient de pression des terres latérales, varie entre 0.8-1  
 $\delta$ : angle de frottement interne de l'interface sol/pieu.  
 $F_{lim}$ : Frottement latéral limite  
 $\gamma_m$  : Facteur de sécurité de DNV.  
 $K_i$  : valeur moyenne de poussée de terres latérales dans la couche  $i$ .  
 $\sigma'_{mi}$  : pression effective moyenne en couche  $i$ .  
 $\delta_i$  : angle de frottement d'interface sol/pieu.  
 $N_{qd}$  : facteur de portance en fonction de  $d$   
 $\phi$  : l'angle de frottement  
 $q_u$  : Résistance en compression non confinée de la roche.  
 $\phi$  : Angle de frottement effectif de la roche.  
 $F'$  : 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  $\psi = Cu/\sigma'_v$   
 $LF$  : Facteur réducteur fonction de l'élancement du pieu  $L/B$   
 $\Psi_i$  : 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.  
 $I_p$  : indice de plasticité  
 $\Psi_{nc}$  : Valeur du cisaillement normalisé dans l'état normalement consolidé du sol  
 $\beta$  : Coefficient en fonction du degré de consolidation et de la longueur du pieu  
 $\lambda$  : Coefficient fonction de la longueur du pieu  
 $\overline{\sigma'_v}$ : Contrainte effective moyenne depuis la longueur totale du pieu.  
 $\overline{Cu}$  : Cohésion non drainée moyenne depuis la longueur totale du pieu.  
 $N_s$  : Coefficient de frottement propre à l'essai CPT  
 $N_s$  : Coefficient de frottement propre à l'essai CPT  
 $E$  : module du pieu  
 $q_p$ : portance en pointe unitaire.  
 $\sigma' v$  : Contrainte effective moyenne de la longueur totale du pieu .  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  : facteur de portance de cohésion, de la surcharge et de la fiche respectivement.  
 $Q_{plim}$  : Portance en pointe limie.  
 $C, C_u, C_{unc}$  : Cohésion du sol, (u) non drainée, (nc) a l'état normalement consolidé.
-

$K_c$  : Facteur de portance pénétrométrique,  
 $q_{ce}$  : résistance pénétrométrique équivalente.  
 $\gamma_s, \gamma_d, \gamma_h$  : poids volumiques solide, sec, humide respectivement.  
 $\eta$  : efficacité de la masse  
 $Z_0$  : Déplacement en tête du pieu  
 $\alpha'_s$  : Facteur dépendant du type de pieu.  
 $\alpha$  : 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.  
 $Q_0$  : Effort en tête du pieu  
 $Q_{uc}$  : Capacité ultime verticale en compression  
 $Q_{ut}$  : Capacité ultime verticale en traction  
 $Q_f$  : Charge de fluage du pieu  
 $\alpha_0$  : Pente de fluage  
 $Q_s$  : Frottement latéral total du pieu  
 $Q_p$  : Résistance de pointe totale du pieu  
 $\xi_{s1}$  : Déformation mesurée par la jauge de l'extensomètre  
 $Z_n$  : Déplacement du tronçon n du pieu  
 $Q_i$  : Effort dans le pieu au niveau i  
 $F_n$  : Frottement latéral du tronçon n  
 $Q_p$  : Résistance de pointe  
 $Q_{max}$  : Chargement vertical cyclique maximal  
 $Q_{moy}$  : Chargement vertical cyclique moyen  
 $Q_{min}$  : Chargement vertical cyclique minimal  
 $Q_c$  : Amplitude de chargement vertical cyclique  
CM : chargement monotone,  
FC : en force contrôle  
CD: en déplacement contrôle,  
HZ : la fréquence  
N : le nombre des cycles,  
 $P_m$  : la charge moyenne,  
 $P_C$  : l'amplitude du chargement  
 $Q_C$  : la charge de rupture  
M : multimètre,  
NI: national instruments,  
\* : évaluation générale des résultats,  
\*\* : problèmes et explications éventuelles.

---



## Introduction générale

L'expansion récente de l'industrie de pieux a été dominée par le développement des structures de grande hauteur et de l'exploitation des ressources énergétiques en mer. Ces développements apportent de nouveaux défis pour les concepteurs de pieu : des charges toujours plus élevées, des pénétrations plus profondes, des sols complexes et des chargements à caractère variable non monotone.

Ces sollicitations à caractère variable répétitif, que l'on peut qualifier de chargements «cycliques», peuvent avoir une influence significative sur la stabilité et le comportement des pieux durant leur durée de vie.

La nature des sollicitations doit donc jouer un rôle prépondérant dans l'approche utilisée dans le dimensionnement des pieux. Dans ce travail de recherche, on s'intéresse à l'étude du comportement d'un pieu isolé dans un sol homogène sous une sollicitation verticale harmonique qui va servir de support fondamental à l'étude sous sollicitations non périodiques telles que le séisme et les chocs (battage, impact, etc.).

Dans la pratique, il existe une pauvreté dans la documentation technique concernant le domaine de la réponse des fondations soumises à des sollicitations cycliques (hors sismique). Seuls les textes réglementaires (EUROCODE 7 notamment) recommandent la prise en compte de l'aspect cyclique des chargements dans l'ingénierie des fondations mais sans fixer de cadre aux différents acteurs.

Pour améliorer le dimensionnement des pieux et notamment bien les modéliser, il est nécessaire de comprendre les mécanismes de base responsables du comportement du pieu sous chargement cyclique :

- La réduction de la capacité portante du pieu,
- Le nombre de cycles que le pieu peut supporter avant la rupture,
- L'évolution du frottement latéral et des déplacements en tête du pieu pendant les cycles.

Pour atteindre l'objectif tracé, notre travail s'articule autour de six chapitres principaux :

1. Etude bibliographique du comportement d'un pieu sous charge verticale monotone,
2. Etude bibliographique du comportement d'un pieu sous charge verticale cyclique,
3. Modélisation par éléments finis du comportement d'un pieu sous une charge monotone (raideur initiale du système pieu/sol, notée  $K_{v0}$ , et capacité portante verticale, notée  $Q_1$ ),
4. Modélisation par éléments finis du comportement d'un pieu sous une charge harmonique (caractéristiques des boucles hystérétiques),
5. Programmation d'une méthode de construction des boucles hystérétiques de chargement à la base des règles de Masing et validation du programme,
6. Interprétation d'un essai de chargement cyclique de pieu en vraie grandeur.

## Chapitre I

# Etude bibliographique du comportement d'un pieu sous charge verticale monotone

### I-1 Introduction

Le dimensionnement des pieux est encore aujourd'hui fortement dominé par le calcul de leur capacité portante sous chargement statique. Les méthodes recommandées dans les codes sont pour la plupart basées soit sur l'exploitation d'essais de chargement statiques soit sur des corrélations avec des essais in situ de type pénétrométrique ou pressiométrique.

L'approche « en capacité » est acceptable pour de nombreuses applications courantes mais peut s'avérer insuffisante pour des ouvrages sensibles aux déformations (tours, piles de ponts, jackets pétroliers). L'approche « en déplacement » est de plus en plus stigmatisée par les recommandations internationales et génère de plus en plus de recherche.

On présente dans cette partie les éléments bibliographiques essentiels qui ont guidés nos travaux. Ceux-ci englobent des généralités sur les pieux, les paramètres influençant le comportement des pieux isolés ainsi que les méthodes existantes de calcul du frottement latéral et de la résistance de pointe. On se limite au cas des pieux isolés chargés axialement installés dans les sols pulvérulents et les sols fins.

### I-2 Généralités

Les pieux sont usuellement utilisés lorsque les sols de surface sont de faible résistance mécanique. Ils permettent de transmettre aux couches profondes et résistantes les efforts imposés par les ouvrages.

La capacité portante d'un pieu en compression  $Q_{uc}$  est considérée comme étant la somme de la résistance mobilisable à l'interface sol-pieu (frottement latéral le long du fût  $Q_s$ ) et la résistance disponible sous la pointe  $Q_p$ . En traction, en négligeant le poids du pieu, la capacité portante  $Q_{ut}$  est égale au frottement latéral le long du fût  $Q_s$  (Figure I-1).

$$Q_{uc} = Q_s + Q_p \quad \text{et} \quad Q_{ut} = Q_s \quad (\text{I-1})$$

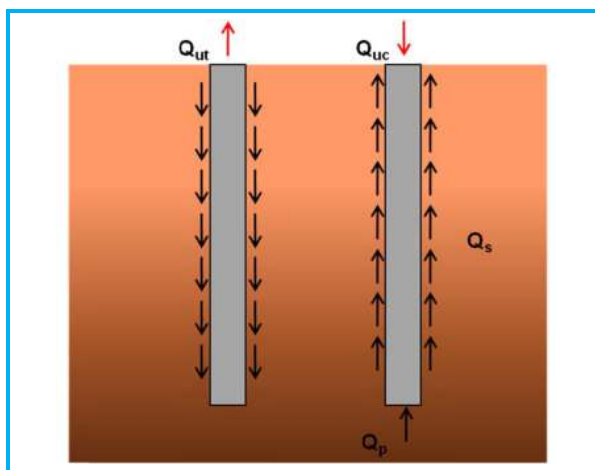


Figure I-1 : Schéma de la mobilisation du frottement latéral et la résistance de la pointe d'un pieu en compression et en traction [1]



La figure I-2 montre également une courbe typique de chargement d'un pieu isolé. La charge limite, sur la courbe effort-déplacement, est généralement définie comme celle correspondant à un déplacement en tête égale à  $d/10$  ( $d$  étant le diamètre du pieu) (AFNOR, 1994).

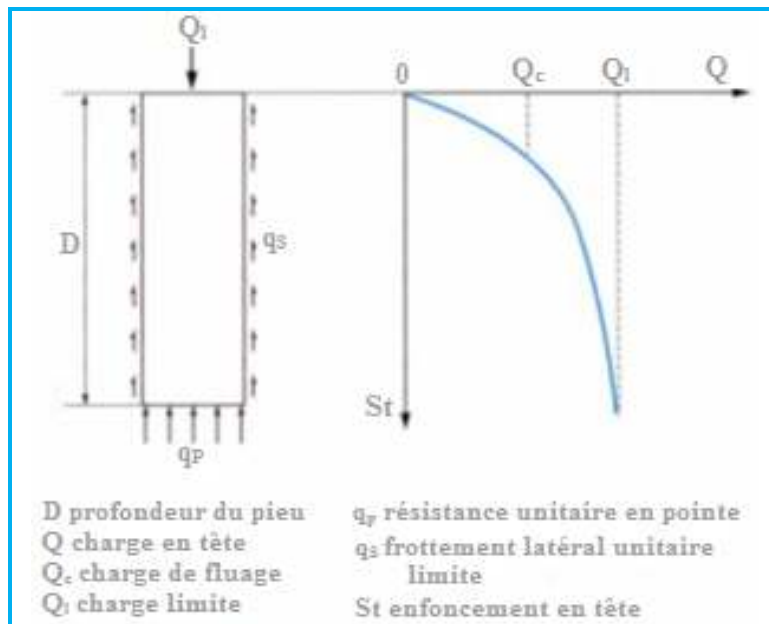


Figure I-2 : Courbe de chargement axial d'un pieu [7]

### I-2-1 Classification des pieux

On distingue trois grandes classes de fondations profondes :

- Les pieux mis en place par refoulement du sol
- Les pieux mis en place sans refoulement du sol
- Les fondations injectées

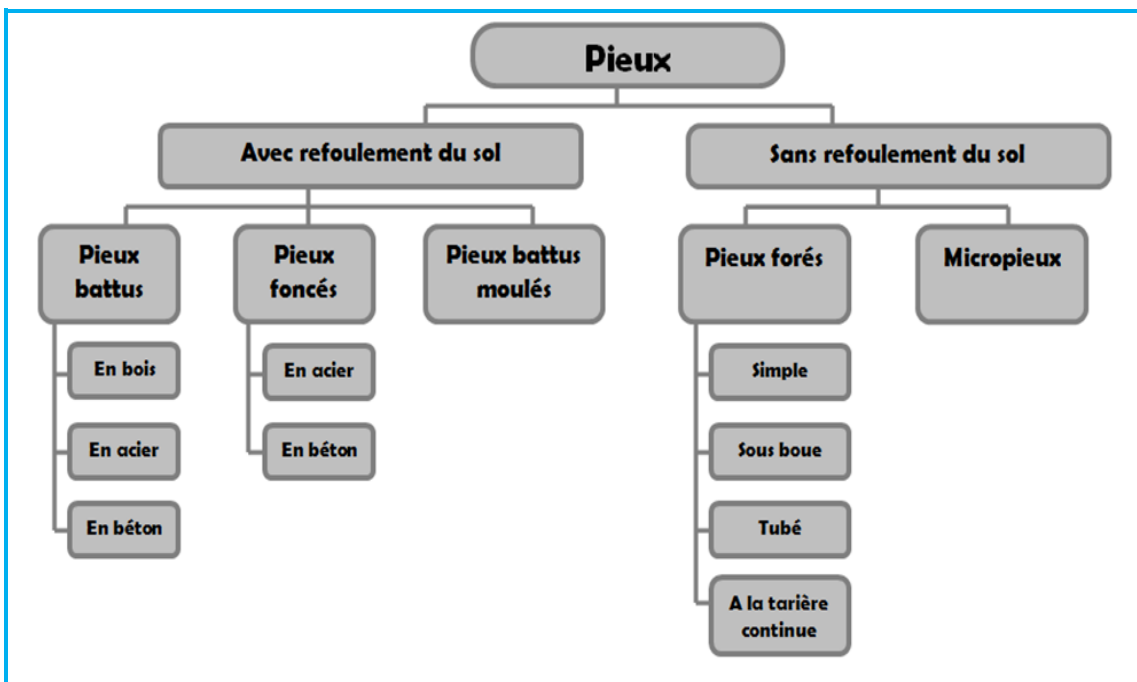


Figure I-3: Organigramme de classification (Chikh I Sarr 2007) [4]



I-2-2 Choix des pieux

Tableau I-1 : Choix des pieux [2]

Critères	Pieux									
	Micro pieux	Pieux petits injectés	Pieux fins	Pieux forts	Pieux larges creux	Pieux moyens large PZLAR	Pieux larges dans le sol	Pieux larges petit diamètre		
Reprise de charges concentrées importantes	Adapté	Moins adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Tassement différentiel	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Résistance aux efforts latéraux	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Résistance à la traction	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Adaptation à la faible résistance du terrain	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Niveau de vibrations	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Niveau de bruit	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Passage d'obstacles enterrés	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Grande profondeur	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Possibilité d'exécution (en incliné)	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Exécution sous eau	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Exécution sous hauteur réduite	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Niveau de recepage	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Distance de l'axe pl à des bâtiments existants	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Coûts relatifs	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Délais d'exécution	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Préavis requis	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Importance relative des frais fixes	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Adaptation aux variations à l'exécution	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Adaptation aux variations dans le sol	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Déviations pendant l'exécution	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté
Possibilités de « quality tests »	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté	Adapté



### I-3 Les paramètres influençant le comportement des pieux isolés

Les pieux ont un comportement qui dépend de plusieurs paramètres tels que le mode de mise en place, le type de sol, l'effet du temps, la vitesse de chargement et le sens de chargement, l'effet de groupe.

#### I-3-1 La rigidité des pieux [5]

Le déplacement global d'un pieu chargé axialement dépend non seulement des propriétés mécaniques du sol environnant mais également de la compressibilité axiale propre du pieu.

Randolph (1983) a classé les pieux en trois groupes:

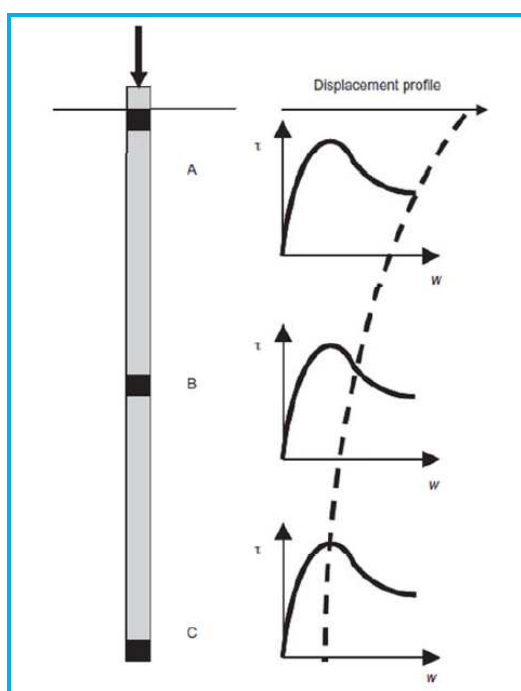
Rigide, semi rigide et souple (compressible) par rapport à leur élancement  $L/D$ .

- Rigide:  $L/D < 0,25(E/G)^{0,5}$
- Compressible ou souple:  $L/D > 1,5(E/G)^{0,5}$

(E et G correspondent respectivement au module d'élasticité du pieu et au module de cisaillement du sol).

Un pieu rigide soumis à un chargement axial mobilise le pic de frottement latéral dans toutes les couches au même moment.

Pour un pieu semi rigide ou souple, la mobilisation est progressive en fonction de la profondeur (Figure I-4).



**Figure I-4 : Rupture progressive d'un pieu souple installé dans un sol ayant un comportement radoucissant (Randolph, 2003) [5]**

Pour les pieux longs, la capacité de frottement est inférieure à la somme des frottements ultimes locaux.

Quand on introduit un coefficient  $R_f$  tel que dans la formule (I-2), on obtient la réduction de capacité due à la flexibilité du pieu.

$$R_f = \frac{Q_{\text{real}}}{Q_{\text{rigide}}} \quad (I-2)$$

Avec:

$R_f$  : coefficient de réduction

$Q_{réel}$  : capacité réelle du pieu

$Q_{rigide}$  : capacité calculée en intégrant tous les pics du frottement.

Pour estimer le coefficient  $R_f$ , il faut connaître le degré de radoucissement  $\zeta = (\text{frottement résiduel } \tau_{res} / \text{frottement maximal } \tau_{max})$  et la compressibilité du pieu  $K$  qui est exprimée par l'équation (I-3) :

$$K = \frac{\pi DL^2 \tau_{max}}{(EA)_{pieu} \Delta w_{res}} \quad (I-3)$$

Où

$\pi DL^2 \tau_{max}$  : frottement latéral maximal total du pieu en considérant  $\tau_{max}$  moyen

$\Delta w_{res}$  : déplacement nécessaire pour passer du frottement maximal  $\tau_{max}$  au résiduel  $\tau_{res}$

$E$  : module du pieu

$A$  : section du pieu

La figure I-5 détermine le coefficient  $R_f$  en fonction de la flexibilité du pieu ( $1/K$ ) et du degré de radoucissement  $\zeta$ .

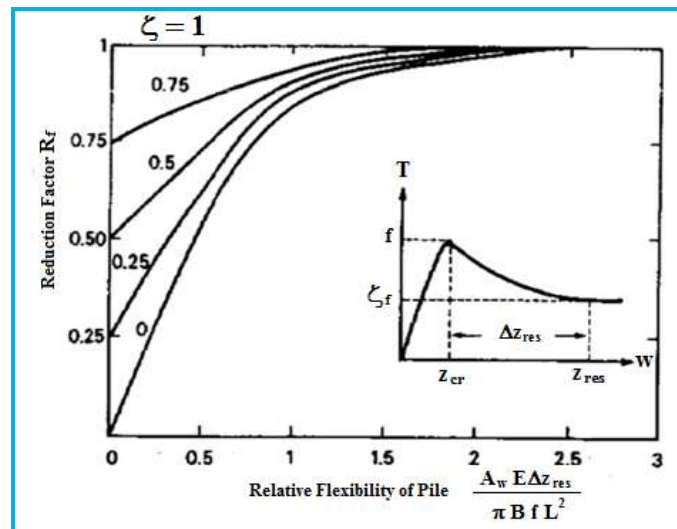


Figure I-5: Coefficient de réduction  $R_f$  en fonction de la flexibilité du pieu ( $1/K$ ) et du degré de radoucissement  $\zeta$  (Randolph, 1983) [5]

L'API RP 2GEO (2011) recommande:

- Une fourchette de 0.7 à 0.9 pour le ratio de radoucissement  $\zeta$
- Pas de paramètres pour le déplacement  $\Delta w_{res}$ .

Randolph (2003)

- Le cisaillement annulaire en expérimental montre que les radoucissements provoquent des déplacements minimes (10-30 mm) par rapport aux pieux.



### I-3-2 La mise en place des pieux [5]

La capacité portante d'un pieu est influencée par les paramètres d'état du sol environnant qui se font pendant

- L'installation
  - Reconsolidation
  - Chargement du pieu
- } Figure I-6

Quand un pieu est enfoncé ou battu dans le sol, celui-ci subit des chargements structuraux autour du pieu. La dégradation que subit le frottement est liée à celle des paramètres du sol et ce car il a été forcé vers l'extérieur lors de l'enfoncement du pieu (Lehane et Jardine, 1994).

Un champ de surpression interstitielle avec un remaniement du sol sont formés autour du pieu dans le cas de l'argile. La figure I-7, montre que le facteur temps est l'élément essentiel dans la dissipation de cette surpression interstitielle. Dans le sable, l'influence de battage des pieux se traduit par la densification du sol autour du pieu.

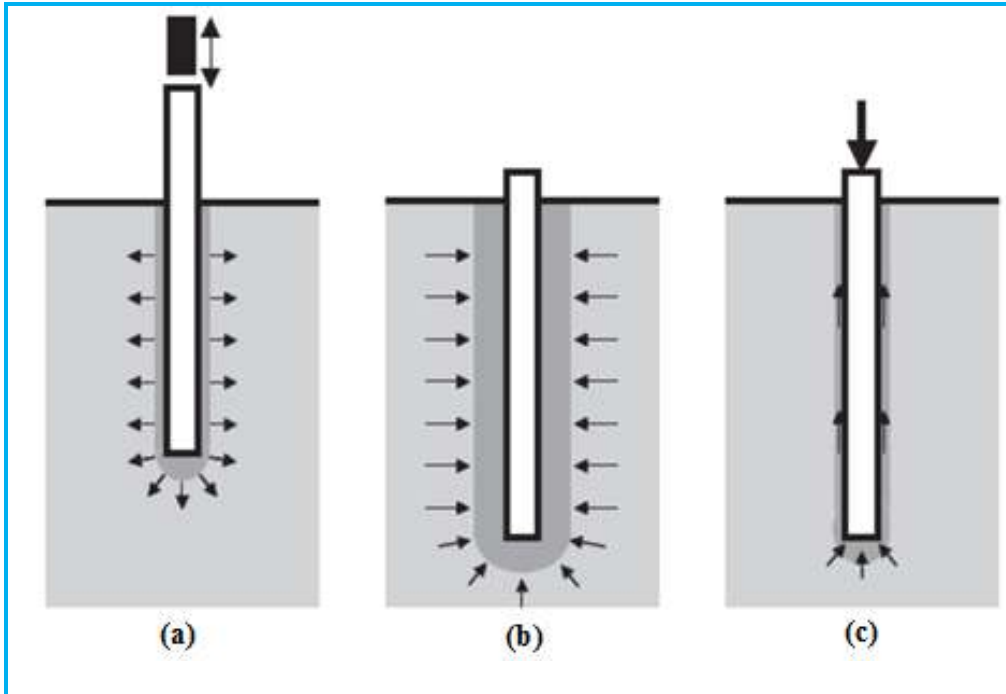
Robinski and Morrison (1964) ont démontré que des pieux enfoncées dans le sable entraînaient une densification du sol sous la pointe vers le bas.

Ces données ont été confirmées par certains chercheurs comme (Chan et Hannah, 1980; Sabagh, 1984 et Leung, 1985).

White et Lehane (2004) ont effectuée trois type d'installation de pieux et ont donc démontré qu'il y a un effort de compression dans la pointe du pieu est un frottement latéral négatif à l'extrémité du pieu.

Ehlers & Ulrich (1977) ont constaté que l'installation d'un pieu par forage posait des problèmes minimes par rapport aux autres modes.

Un pieu installé par refoulement à une capacité portante supérieure à un pieu installé sans refoulement.



**Figure I-6 : Trois phases principales pendant l'histoire du pieu battu ou enfoncé : (a) Installation ; (b) Reconsolidation ; (c) Chargement (Randolph, 2003) [5]**



### I-3-3 Le temps [5]

La capacité portante des pieux battus semble augmenter avec le temps. Karlsrud et al (2005) ont proposé l'équation (I-4):

$$Q(t) = Q(100) \cdot [1 + \Delta_{10} \cdot \log(t/100)] \quad (I-4)$$

Le  $\Delta_{10}$  est déterminé par l'équation (II-16):

$$0,1 < \Delta_{10} = 0,1 + 0,4 \cdot (1 - I_p/50) \cdot OCR^{-0,8} < 0,5 \quad (I-5)$$

Avec:

t: est le temps entre le battage et le chargement  $Q(t)$  en considérant que la dissipation des pressions interstitielles a totalement terminé à 100 jours.

Où  $I_p$  (indice de plasticité) et OCR (degré de surconsolidation) sont des valeurs moyennes le long du fut.

Chow et al, (1997) ont présenté sur la figure I-7 des essais de pieux battus dans le sable où la capacité portante  $Q_t$  en compression et en traction est croissante en fonction du temps.

Jardine et al (2006), ont démontré sur des essais de traction sur des pieux tubulaires dans un sable dense qu'il y a un accroissement remarquable de la capacité portante ainsi que le frottement latéral dans les mois qui suivent.

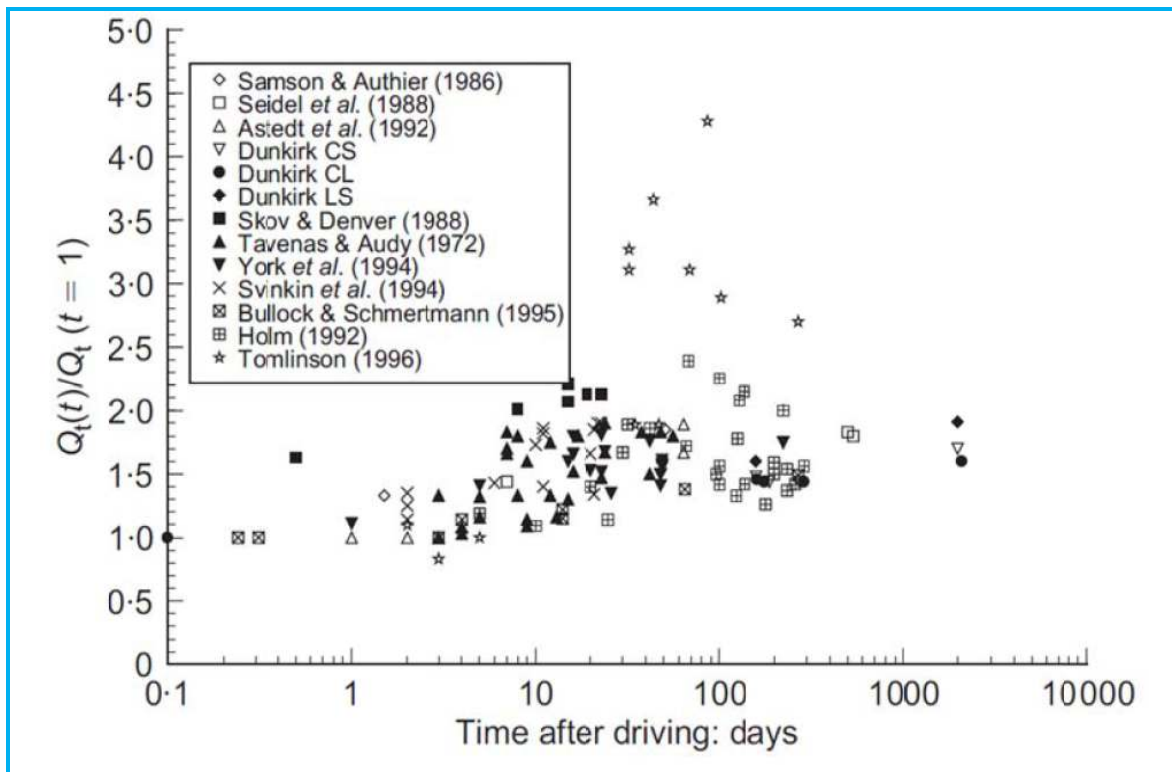


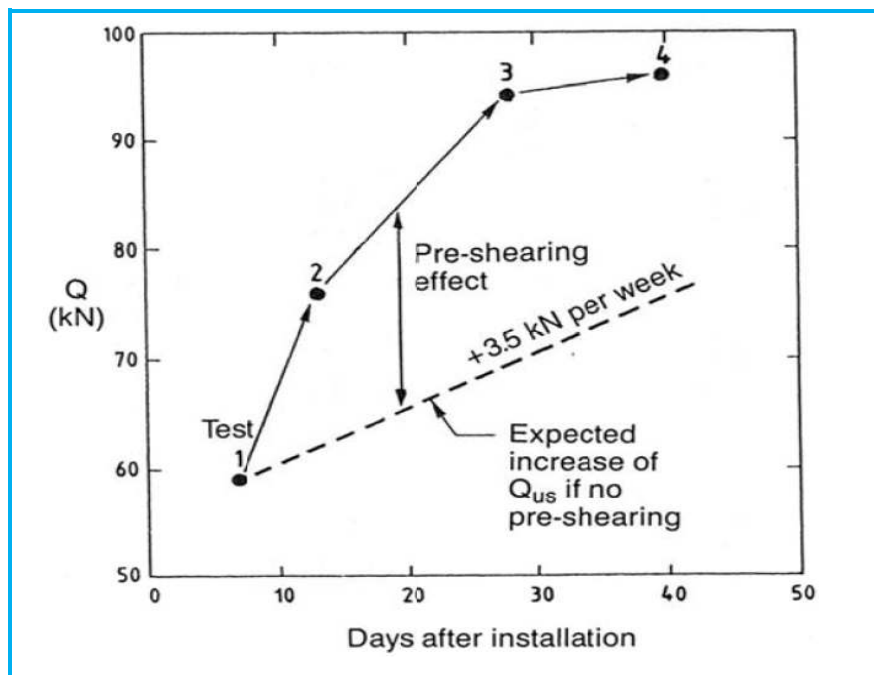
Figure I-7 : Base de données de l'augmentation de la capacité portante des pieux battus dans le sable en fonction du temps d'après (Chow et al, 1997) [5]

### I-3-4 Le pré chargement [5]

Le pré chargement est l'un des aspects qui augmente la capacité portante des pieux battus dans l'argile.

Karlsrud et Haugen (1985) ont expliqué sur la figure I-8 des augmentations de la capacité portante entre les essais statiques monotones, ce qui est lié au pré cisaillement de l'argile (Lunne et Andersen, 2007 et Andersen et al, 2008).

On observe une augmentation de 23% de la capacité des pieux qui entraîne un gain de celle-ci de 3.5kN/semaine



**Figure I-8 : Influence du temps et du pré-chargement sur la capacité portante du pieu installé dans l'argile sur consolidée de Haga (Karlsrud et Haugen 1985) [5]**

### I-3-5 La vitesse de chargement [5]

De nombreux chercheurs ont travaillé sur l'effet de la vitesse de chargement sur la capacité portante d'un pieu. Ils ont utilisé plusieurs moyens: les essais triaxiaux rapides, essais au pénétromètre, essais sur pieu modèle, essais de cisaillement etc.....

Plusieurs auteurs ont travaillé sur le sable: (Casagrande and Shannon (1948); Whitman and Healy (1962); Lee et al (1969); Yamamuro and lade (1993); Dayal et al (1975); Al-Mhaidib (1999); Dijkstra (2004); Huy et al (2005). Aucune influence significative de la vitesse de chargement sur la capacité portante des pieux dans le sable.

Bea et al (1980), Gallagher and St. John (1980), Kraft et al (1981) et Karlsrud and Haugen (1985), ont démontré que le chargement rapide peut augmenter la capacité et la rigidité d'un pieu réel de 10 à 20%.

Les mêmes résultats ont été obtenus sur des pieux modèles (Poulos (1981); Horvath (2005)).

Lors de l'essai statique rapide sur pieu, Karlsrud and Haugen (1985), ont remarqué une augmentation significative de la capacité portante de ce dernier. (Figure I-9)

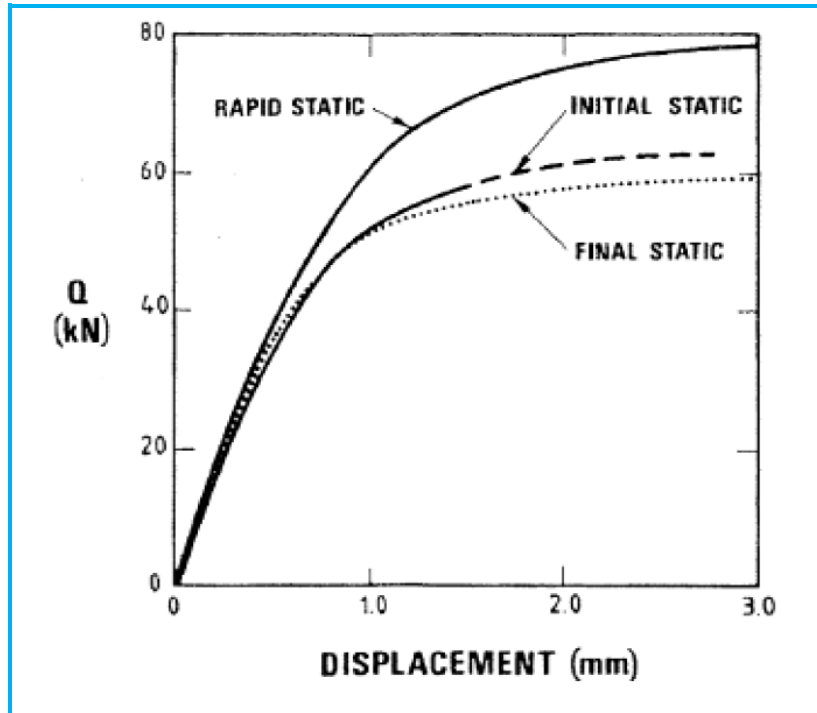


Figure I-9 : Courbes typiques effort-déplacement en tête du pieu dans l'argile de Haga (Karlsrud and Haugen, 1985) [5]

Briaud and Garland (1985) et Audibert and Dover (1982), ont proposé la corrélation suivante (I-6)

$$\frac{Q_{u1}}{Q_{u2}} = \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^n \quad (I-6)$$

Avec:

$Q_{u1}$  : capacité de pieu obtenue lors d'un essai qui a duré un temps  $t_1$

$Q_{u2}$  : capacité de pieu obtenue lors d'un essai qui a duré un temps  $t_2$

$n$  : exposant de vitesse ( $n_{moyen} = 0,068$  pour 31 valeurs de  $n$  déterminées à partir de 62 essais de pieux).

### I-3-6 Indice de densité et contrainte de consolidation [10]

Puech et al. (1979) ont réalisé des essais d'arrachement monotone sur un pieu modèle moulé dans un sable, la (figure I-10(a)): pour deux indices de densité (0,20 et 0,70). Cette dernière montre l'évolution du coefficient  $K$  au cours de l'arrachement. On note une élévation de ce coefficient  $K$  d'où une augmentation de la contrainte normale par rapport à  $K_0$  dans l'arrachement de 300% et 800% pour des densités faibles et fortes respectivement. Une augmentation de la contrainte horizontale au cours d'arrachement, montre la tendance à une augmentation du volume du sol, celle-ci se voit empêchée par le terrain environnant d'où notion de dilatance empêchée Schlosser et Guilloux (1981). Plus la densité est élevée, et plus la contrainte est faible, plus la dilatance du sol est élevée.

Le rapport frottement latéral et contrainte de consolidations est présenté dans la (figure I-11). Francis (1997), a fait une étude en chambre d'étalonnage ceci il a retrouvé des résultats similaires à ceux de l'étude précédente.

(Schmertmann (1978); Baldi et al (1981) ; Houlsby and Hitchman (1988) ; Canou (1989)) ont étudié la résistance en pointe sur de nombreux essais en chambre d'étalonnage. (La figure I-10(b)), montre les résultats d'essais en chambre d'étalonnage par Houlsby et al (1988). Tous les auteurs ont montré que la résistance en pointe augmentait avec l'indice de densité, et qu'elle dépend de la contrainte horizontale ( $\sigma'_h$ ) et de la contrainte verticale ( $\sigma'_v$ ). Francis (1997) a trouvé des résultats similaires.

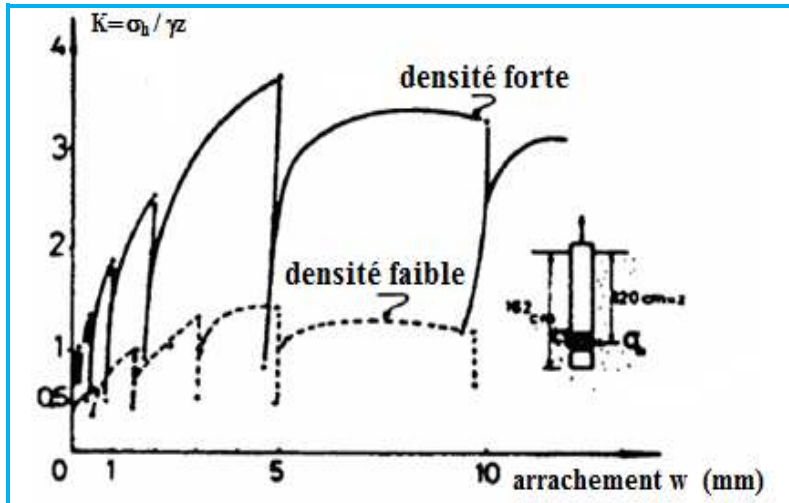


Figure I-10 : (a) Evolution du coefficient de pression latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (Puech et al. 1979) [10]

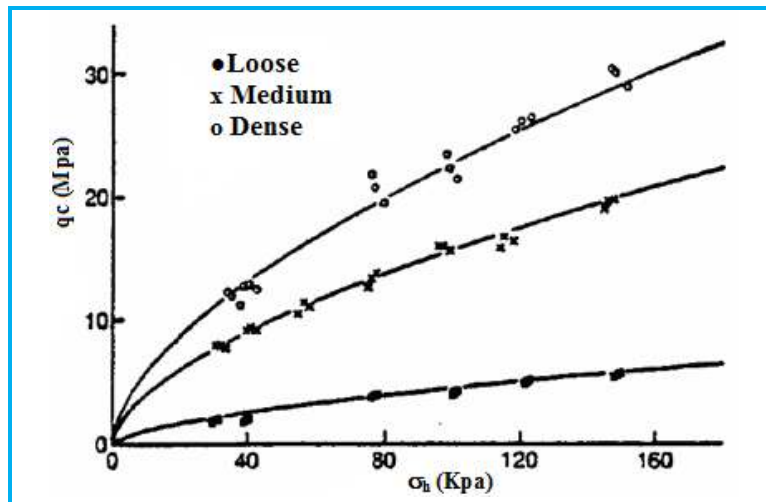


Figure I-10 : (b) Evolution du coefficient de contrainte latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (Puech et al. 1979) [10]

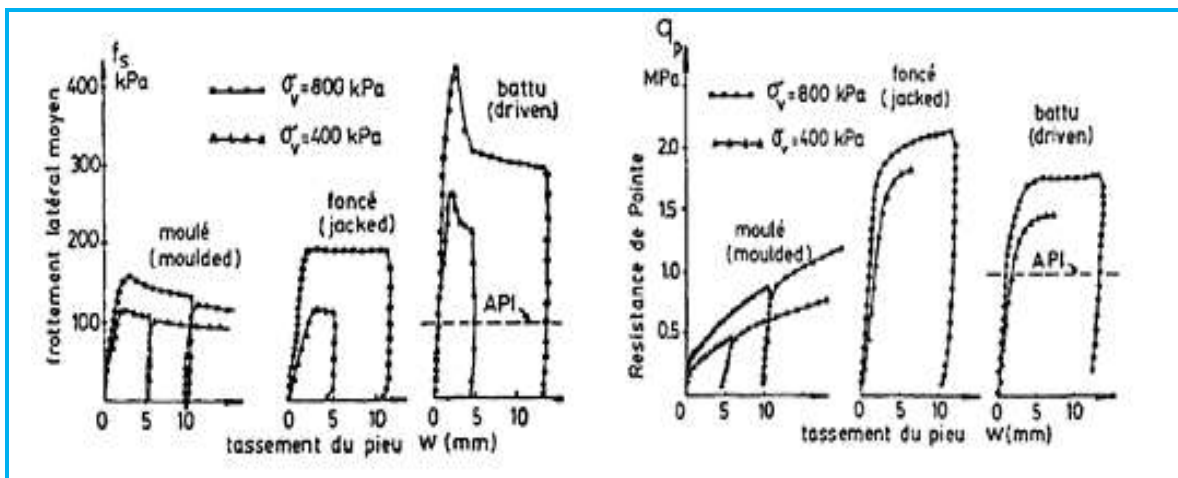


Figure I-11 : Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du mode de mise en place (Foray et al. 1989) [10]

### I-3-7 Traction et compression [10]

Le frottement latéral limite mesuré en compression est souvent différent de celui calculé en traction. Feda (1976) a montré que le rapport entre frottement latéral moyen mesuré en traction et celui mesuré en compression est égal à l'unité pour les pieux moulés et à 1/2 et 2/3 pour les pieux battus et foncés. La figure I-12 schématise l'étude de Francis (1997) et De Gennaro (1999) ; qui ont trouvé des résultats similaires aux précédents.

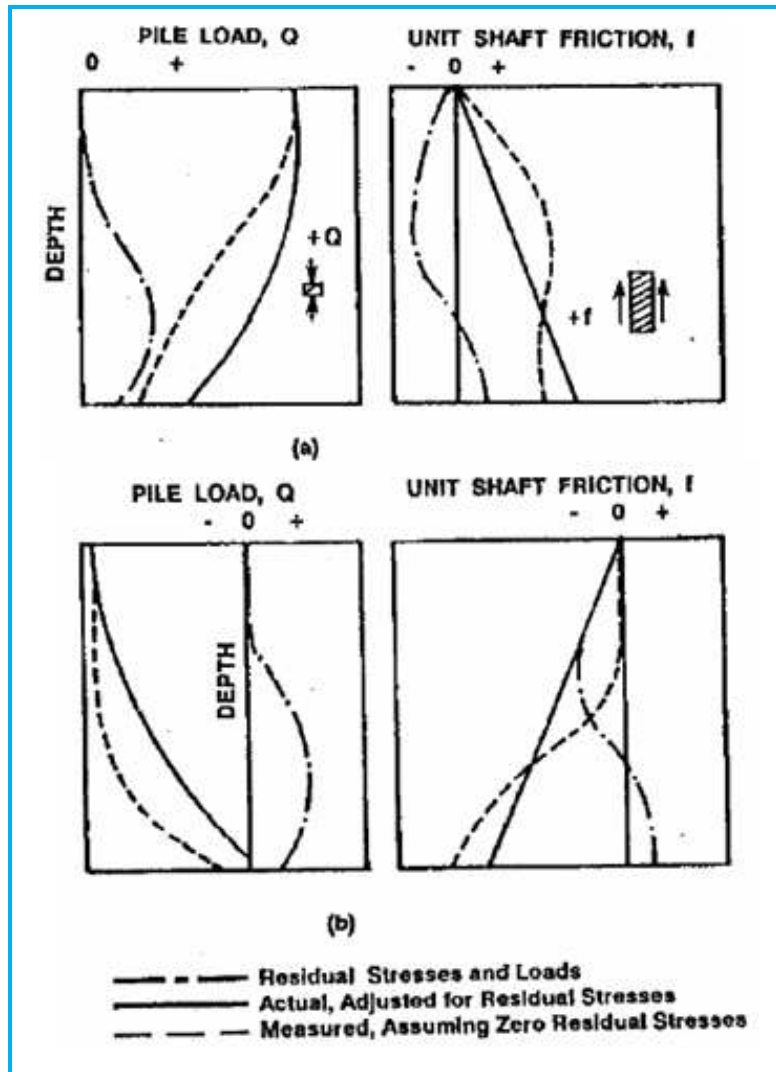


Figure I-12 : Effets de la répartition des efforts résiduels dans le cas des essais de compression (a) et de traction (b) (Holloway et al. (1978), cités par Kraft (1991)) [10]

### I-3-8 Inclinaison des inclusions [10]

L'emploi des pieux inclinés est plus adéquat quand il s'agit d'efforts horizontaux assez importants en tête de pieu. Awad et Petrasovits (1968), ont fait une étude sur le comportement des pieux isolés verticaux et inclinés soumis à des chargements verticaux et inclinés en compression dans un sol pulvérulent dense. Ils ont trouvé que:

- Pieux inclinés + chargement vertical donne une charge maximale pour une inclinaison du pieu de 22.5°.

Chattopadhyay et Pise (1989), ont étudié le comportement des pieux inclinés avec chargements verticaux. Ils ont démontré que, pour trois valeurs de L/D de pieux, le maximum de capacité est obtenu pour une inclinaison de  $i = 15^\circ$  et  $22.5^\circ$ , figures I-13.

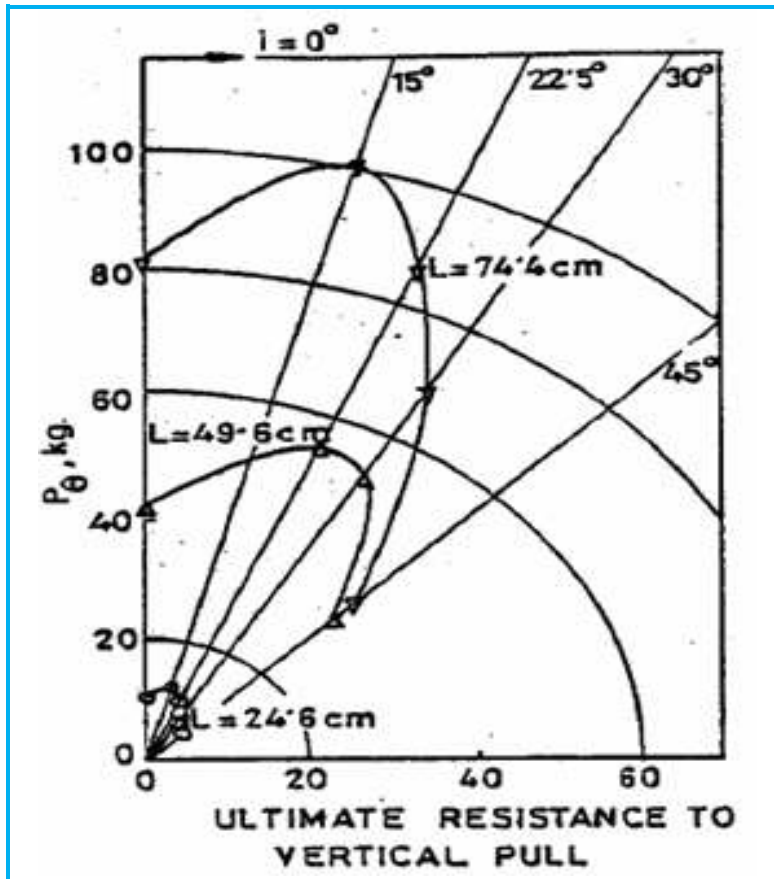


Figure I-13 : Influence de l'inclinaison d'un pieu sur sa capacité portante lors d'un chargement vertical (Chattadhyay et al. 1994) [10]

### I-3-9 Les groupes de pieux [5]

La différence de comportement entre le groupe de pieux et la somme des pieux isolés est due dans la plupart des cas aux interactions sol-pieux.

Briaud et al. (1989) ont constaté, à partir de leurs essais que ce frottement latéral de pieux en sein d'un groupe augmente et leur résistance de pointe diminue. Chow (1995) a constaté les mêmes résultats dans le sable de Dunkerque. Cette augmentation de frottement nous pousse à mettre en place des pieux adjacents.

Lehane and Jardine (2003), ont fait une étude sur l'effet de groupe de pieux dans l'argile. Ils ont démontré que la capacité du groupe était 16% inférieure à la somme des capacités des pieux isolés en traction et 12% en compression. On note que l'effet est moins important pour les pieux sans que pour les pieux avec refoulement cela dans le sable et l'argile.

Burland et al (1977) ; Poulos & Davis(1980) ; Poulos and Randolph, (1983) ; O'Neill (1983) ; Chow (1989) ; Randolph (1994,2002, 2003) ; Mestat (1997), ont déduit que l'effet de groupe de pieux diminue quand l'espace entre les pieux augmente. L'API RP 2GEO estime qu'il peut être négligé si la distance centre à centre dépasse 8 fois le diamètre d'un pieu.



## I-4 Méthodes de calcul de la capacité portante

### I-4-1 Méthodes statiques (Théorie classiques des corps rigides-plastiques)

Selon Ali Bachir (2013), Bowles (2002) définit l'analyse statique comme étant une étude de la portance des pieux en fonction des paramètres  $C$  et  $\phi$  en découpant l'équation de la portance en deux termes, celui de la résistance de pointe et celui du frottement latéral. Les méthodes statiques considèrent que le pieu est un corps infiniment rigide et que le sol est incompressible, homogène, plastique d'où la formule de Mohr Coulomb est obéit en ce qui concerne la résistance au cisaillement au niveau de l'interface. En revanche, ces méthodes ne prennent pas en considération la dilatance et la compressibilité du sol.

On présente ci-dessous quelques méthodes de cette catégorie car il existe plusieurs méthodes qu'on ne peut tous les présenter dans cette thèse.

#### I-4-1-1 Méthode Navfac DM 7.2 [6]

Le terme Navfac signifie Naval Facilities Engineering Command.

Tableau I-2 : Tableau récapitulatif de la méthode Navfac [6]

		Méthode	Formules	Paramètres
Cas d'un sol cohérent	Portance en pointe	Navfac DM 7.2 Selon Chin jia (2011)	$q_p = 9 \cdot C \cdot A_p$	
	Frottement latéral		$F = \alpha \cdot C_u \cdot A_p \cdot (\Delta L)$	$\alpha$ : facteur d'adhérence fonction de la cohésion (voir tableau I-3) $\Delta L$ : Incrément d'encastrement du pieu.
Cas d'un sol granuleux	Portance en pointe		$q_p = N_q \cdot \sigma'_v \cdot A_p$	$N_q$ est donné par le (tableau I-4)
	Frottement latéral		$F = K \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg } \delta \cdot \Delta L$	$\sigma'_v$ est prise au milieu du pieu $K$ est donné par le (tableau I-5)

Tableau I-3 : Tableau donnant la variation de  $\alpha$  en fonction de  $C$  [6]

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-4 :  $N_q$  en fonction du type de pieu et angle de frottement  $\varphi$  [6]**

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

(Source: NAVFAC DM7.2)

**Tableau I-5 : Valeurs de K pour différents types de pieux [6]**

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 forme conique	1.5- 2.0	1.0 -1.3
Pieu battu de type jett	0.4- 0.9	0.3- 0.6
Pieu fore avec un diamètre moins de 61 cm	0.7	0.4

(Source: NAVFAC DM7.2)

#### I-4-1-2 Méthode API [6]

L'American Petroleum Institut API, offre des solutions techniques pour la conception des plateformes Off-shore, ses méthodes s'appliquent sur tous les types de sols.

##### ❖ Cas de sols sableux:

##### ➤ Cas du frottement latéral :

Selon Ali Bachir (2013), l'API pour le calcul du frottement latéral unitaire, recommande dans ce cas l'utilisation de l'équation suivante :

$$F = K_p \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (I-7)$$

Avec :

$K_p$  : Coefficient de pression des terres latérales, varie entre 0.8-1

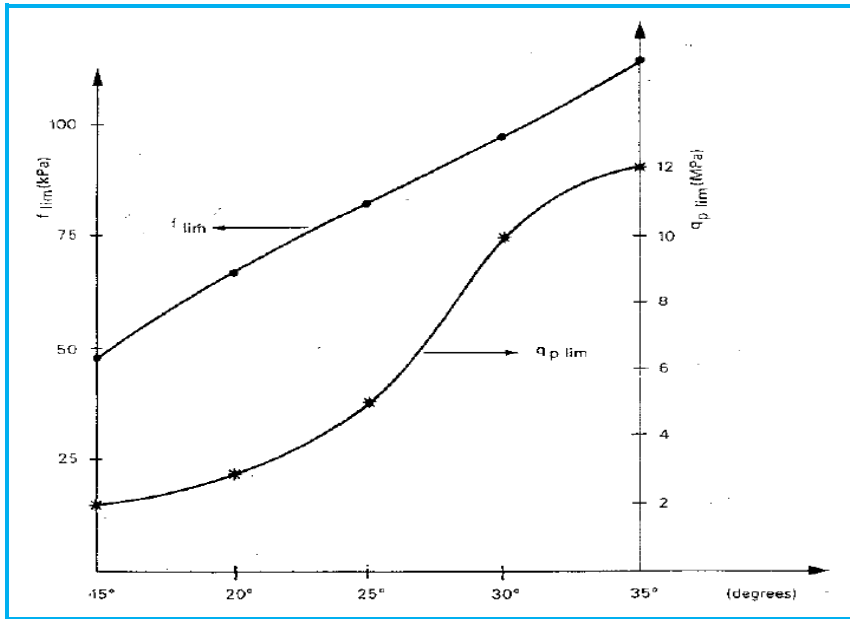
$\delta$ : angle de frottement interne de l'interface sol/pieu.

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 F comme suit (Ali Bachir 2013) :

$$F = \min (K_p \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta, F_{lim}) \quad (I-8)$$

Le graph I-1 (Pierre Le Tirant 1991) donne la variation de  $F_{lim}$  et la portance en pointe limite  $q_{plim}$  en fonction de  $\delta$ .

Aussi, il est important de citer l'œuvre de Lings (1985) en ce qui concerne, la délimitation de la profondeur critique pour laquelle la portance en pointe dans un sol granuleux n'augmente plus. Cette valeur est le rapport  $(D_e/B)$  critique avec,  $(D_e)$  l'indice de densité du sol et B le diamètre du pieu(m), est égale à : 10 dans le cas de sable lâche, entre 20-30 pour les sables dense à très dense.



Graph I-1: Variation  $F_{lim}$  et  $q_{plim}$  en fonction de l'angle de frottement interne de l'interface [6]

Tableau I-6 : Recommandations des paramètres selon l'API 1991 (Ali Bachir 2013) [6]

Densité	Nature du sol	Angle de frottement interne de l'interface $\delta^\circ$	Valeur de $Q_{f_{lim}}$ (kPa)	$N_q$	Capacité portante en pointe limite $Q_{lim}$ (kPa)
Très lâche Lâche Moyennement lâche	Sable Sable silteux Silt	15	48	8	2
Lâche Moyennement lâche 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

➤ Cas de la portance en pointe :

La portance en pointe calculée pour un sol purement granuleux se fait suivant la formule :

$$q_p = \sigma'_v \cdot N_q \quad (I-9)$$

D'autre part et selon Ali Bachir (2013), 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 :

$$q_p = \min (\sigma'_v \cdot N_q, Q_{plim}) \quad (I-10)$$



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 totale en pointe pour un pieu creux est  $q_p \cdot A_{wp} +$  le frottement interne à l'intérieur du pieu.

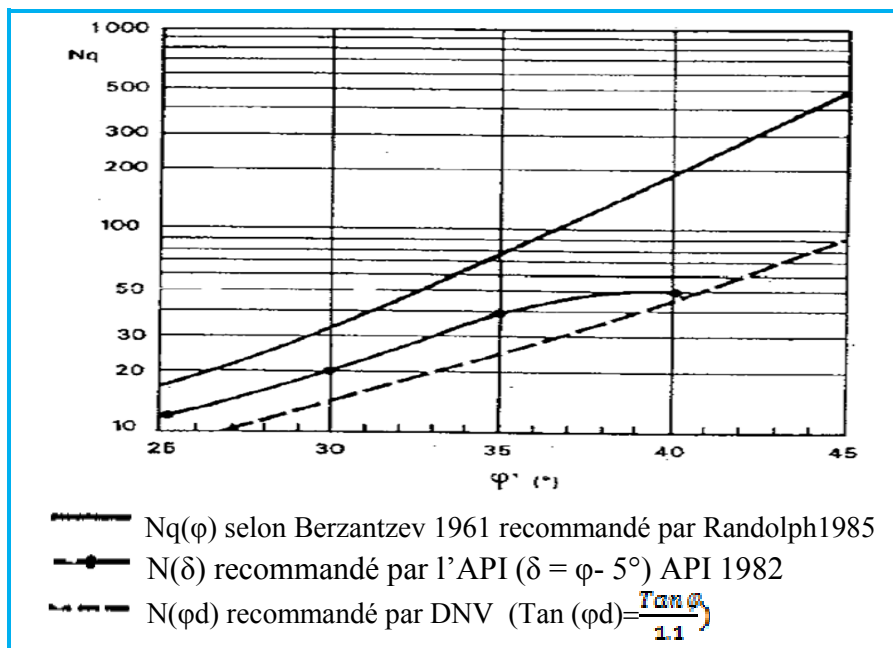
Avec :

$q_p$ : portance en pointe unitaire.

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

$A_p$  : section transversal totale en pointe.

Le graph -2 donne la variation de  $N_q$  avec l'angle de frottement du sol



Graph I-2 : Variation de  $N_q$  en fonction de  $\phi$ . (Pierre le Tirant 1991) [6]

Tableau I-7 : Résultats et recommandations selon l'API 1991 [6]

Type de sol (classification selon USCS)	Densité relative ( $D_r$ ) %		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)	Lâche	(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 lâche	(0,15)	15	50	8	2
	Lâche	(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
Gravier (GW, GP, GM, GC)	Dense	(65,85)	35	115	50	12

Il faut noter que le tableau I-7 est recommandé qu'en cas de pieux forés ou coulés sur place.

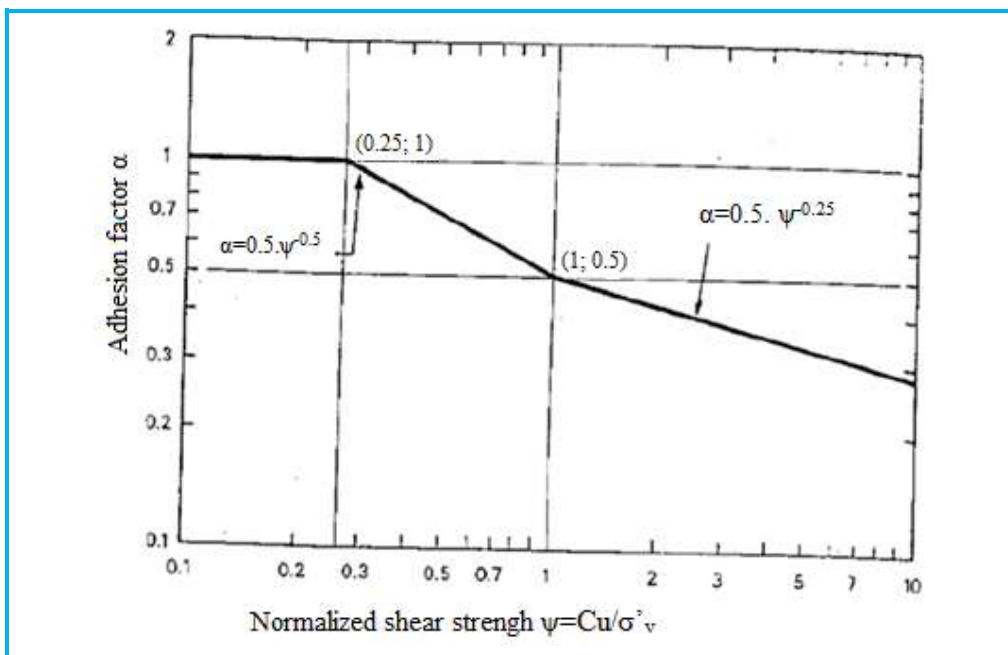


❖ Cas de sols argileux :

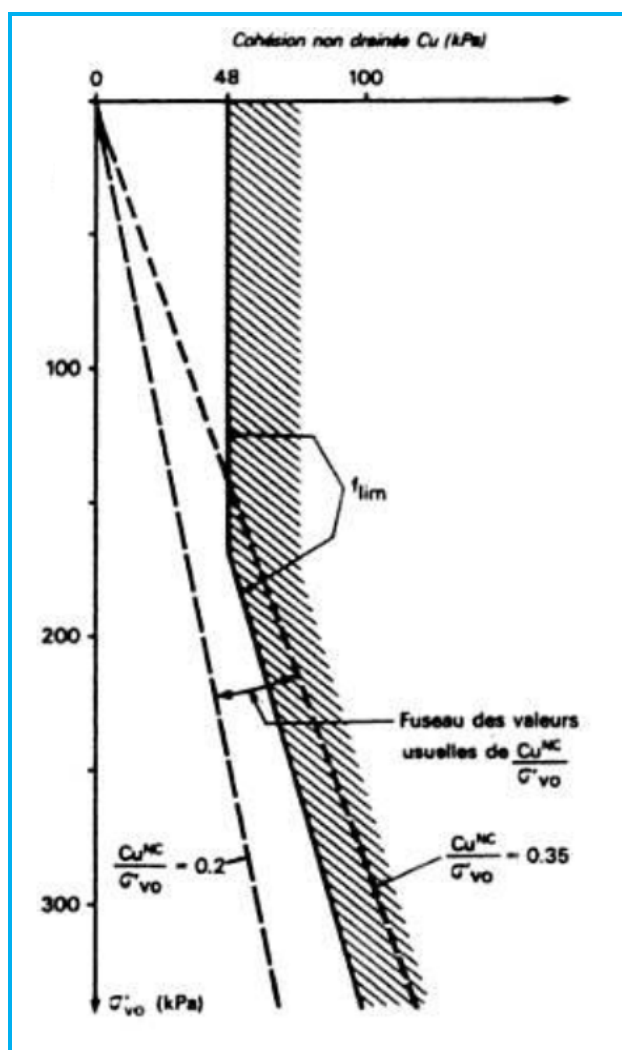
Pour les argiles, le tableau I-8 résume les méthodes de calcul proposées par l'API :

Tableau I-8 : méthode API cas d'un sol argileux [6]

Méthode	Portance en pointe	Portance en frottement latérale		
		2 <sup>ème</sup> méthode API (1986)	1 <sup>er</sup> méthode API (1986)	API (1991)
Formule	$q_p = N_c \cdot C_u$	$F = \alpha \cdot C_u$	$F_{lim} = \max(48 \text{ kPa}, C_u^{nc})$	$F = \alpha \cdot C_u$
Paramètres	$N_c$ : Coefficient de capacité portante égale généralement à 9	$C_u < 24 \text{ kPa}$ $\alpha = 1$ $24 < C_u < 72$ $\alpha = 0.5$ $C_u > 72$ $\alpha = 0.5$	$C_u^{nc}$ : Cohésion non drainée dans l'état normalement consolidé du sol $C_u^{nc} = 0.25\sigma'_v$ ou $C_u^{nc} = (0,11+0,00037 I_p)\gamma\sigma'_v$ (selon Skempton)	$C_u$ : cohésion non drainée au point étudié. $\alpha = 0.5 \cdot \psi^{-0.5}$ pour $\psi \leq 1$ $\alpha = 0.5 \cdot \psi^{-0.25}$ pour $\psi > 1$ $\alpha = 1$ pour $\psi < 0.25$ (sol en phase de consolidation) graph I-3
Conditions		pour argiles pas très plastiques	Pour les argiles surconsolidées très plastiques avec $W_l \geq 50$ et $I_p \geq 35$ $\alpha = 1$ (Argiles normalement consolidées) argiles surconsolidées voir le graph I-4	L'utilisation d'un essai de compression triaxial UU pour déterminer $C_u$ ou bien un CPT in situ.



Graph I-3 : Variation de  $\alpha$  en fonction de  $\psi$  selon API 2 [6]



Graph I-4 : Variation de  $F_{lim}$  pour les argiles très plastiques sur consolidées [6]



❖ **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 diminuer 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 (Ali Bachir 2013).

**I-4-1-3 Méthode DNV [6]**

La méthode DNV (Det Norske Veritas) est basée sur la justification de la formule suivante (Ali Bachir 2013) :

$$S_d < Q_d \tag{I-11}$$

$S_d$  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.

$Q_d$  facteur de résistance du pieu obtenu en divisant les valeurs caractéristiques des termes de résistance du pieu par un coefficient  $\gamma_m$ .

Le tableau I-9 illustre les valeurs de  $\gamma_f$  à prendre en compte :

**Tableau I-9 : Coefficient  $\gamma_f$  pour les différent cas de chargement [6]**

Caractéristique des chargements	Condition de chargement	
	Ordinaire	Extrême
<b>Chargement dit mort ou dead load:</b> Le propre poids de la structure et ses installations fixe Pression hydrostatique	1.3	1
<b>Chargement dit actif ou live load:</b> Hélicoptère Personnels Produits stockes Equipement de forage etc.	1.3	1
<b>Déformation imposée par facteurs extérieur:</b> Température, écoulement, tassement différentiel	1	1
<b>Chargement naturel:</b> Vent Neige Pluie Ecoulement torrentiel tremblement de terre	0.7	1.3

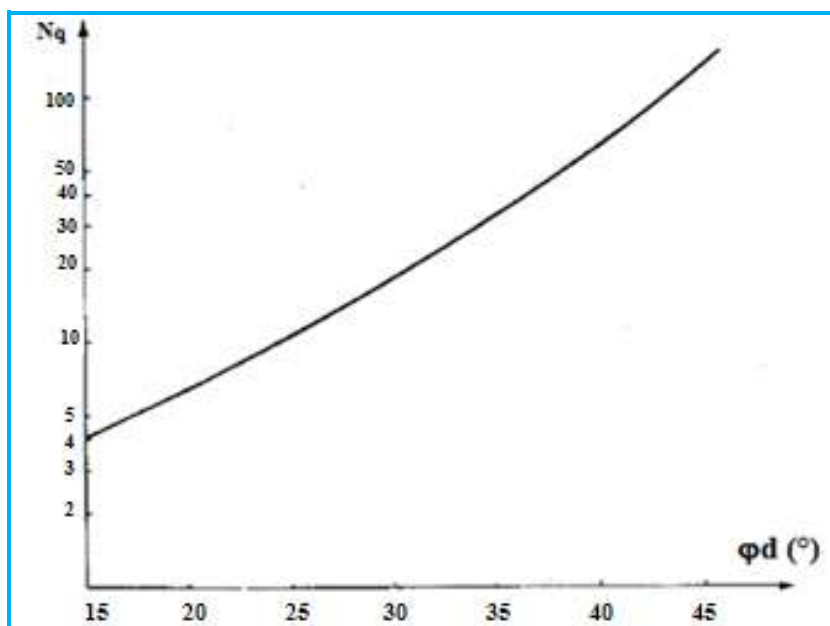
Cependant, les paramètres géotechniques pris pour cette méthode doivent être en valeurs moyennes, et conservatrices respectant la distribution des contraintes dans la réalité. Ainsi dit, la DNV recommande selon l'appendice F 1977 de prendre en compte les valeurs de  $C$ ,  $\phi$  depuis un essai CPT. Et enfin, l'analyse du tassement et de la déformation doit être justifiée en ELS en prenant  $\gamma_f=1$ . La résistance en termes de traction du pieu est automatiquement prise égale à la portance en frottement latéral selon Pierre Le Tirant 1991 (Ali Bachir 2013).

Le tableau suivant donne les formules de calcul en fonction du type de sol recommandées par la méthode DNV :



Tableau I-10: méthodes de DNV [6]

	Cas de sol granuleux		Cas de sol argileux	
	Portance en pointe	Portance en frottement latéral	Portance en pointe	Portance en frottement latéral
Formule	$q_p = \text{Min} ((1 + \sin\phi_d) \cdot \sigma'_v \cdot N_{qd} ; \frac{q_{lim}}{\gamma_{m2}})$	$F = \frac{1}{\gamma_m} \cdot \min (K_i \cdot \delta' \cdot m_i \cdot \tan \delta_i F_{lim})$	$Q_p = \frac{q \cdot C_u}{\gamma_m}$	$F \leq C_u$
Paramètre	<p><math>\gamma_{m2} = 1.3</math>  <math>q_{lim} = 10 \text{ MPa}</math>  <math>N_{qd}</math> : facteur de portance en fonction de <math>d</math> (graph I-5).  <math>\phi_d</math> : l'angle de frottement de conception qui est égal :  <math>\frac{1}{\gamma_{m1}} \cdot \tan\phi</math>                      Tan <math>\phi_d =</math> et (<math>\gamma_{m1} = 1.1</math>)</p>	<p><math>K_i</math> : valeur moyenne de poussée de terres latérales dans la couche <math>i</math>.  <math>\delta' m_i</math> : pression effective moyenne en couche <math>i</math>.  <math>\delta_i</math> : angle de frottement d'interface sol/pieu.  <math>F_{lim} = 100 \text{ kPa}</math> et (<math>\gamma_m = 1.3</math>)</p>	$\gamma_m = 1.3$	<p>La méthode <math>\alpha</math> : <math>F = \frac{\alpha C_u}{\gamma_m}</math> (<math>\gamma_m = 1.3</math>)                      La méthode <math>\beta</math> : <math>F = \frac{\beta \sigma'_v}{\gamma_m}</math> (<math>\gamma_m = 1.2</math>)                      Pour la méthode <math>\lambda</math> :  <math>F = \frac{C_u}{\gamma_m} + 2 \cdot \frac{C_u}{L}</math> (<math>\gamma_m = 1.3</math>) à ne pas utiliser pour <math>L &gt; 15</math>  <math>\gamma_m</math> : Facteur de sécurité de DNV.                      La DNV exige de suivre les</p>



Graph I-5 : variation de  $N_q$  en fonction de  $\phi_d$  (DNV 1980) [6]

#### I-4-1-4 Méthode de Janbu 1976 [6]

Selon Ali Bachir (2013), la formule de la capacité portante ultime en pointe de la méthode de Janbu (1976) est donnée par Amit Prashant en (2007) comme suit :

$$Q_p = A \cdot (C \cdot N_c + N_q) \quad (I-12)$$

Avec :

$$N_q = (\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi})^2 \cdot (e^{2 \cdot \eta' \cdot \tan \phi}) \quad (I-13)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad (I-14)$$

D'après le mécanisme de rupture de Janbu (1976), Prashant (2007) décrit l'angle  $\eta'$  suivant la figure suivante, ainsi qu'il désigne une variation de  $\eta'$  entre  $60^\circ$  étant une valeur typique pour les argiles, et  $90^\circ$  pour les sables :

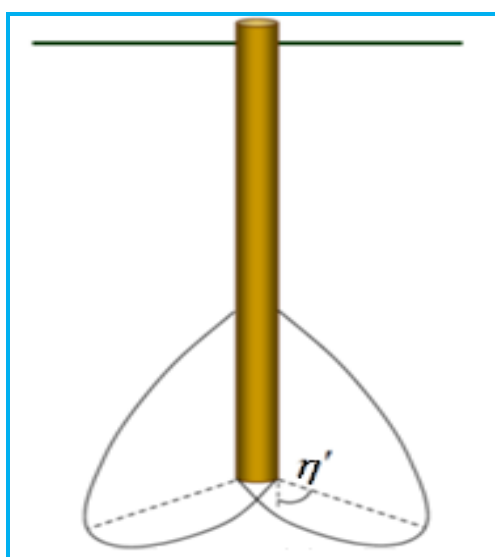


Figure I-14 : Identification de l'angle  $\eta'$  d'après Janbu 1976 [6]





Le tableau I-11 donne une variation des paramètres  $N_q$  et  $N_c$  en fonction de  $\eta'$  et  $\phi$  (Ali Bachir 2013) :

**Tableau I-11 : Variation des paramètres en fonction de  $\eta'$  et  $\phi$  [6]**

$\eta'$	75°		90°		105°	
	$N_q^*$	$N_c^*$	$N_q^*$	$N_c^*$	$N_q^*$	$N_c^*$
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-4-1-5 Méthode de Goodman 1980 [6]

Selon Ali Bachir (2013), cette méthode est consacrée que pour les pieux ancrés dans la roche, Goodman (1980) donne la formule suivante pour le calcul de la capacité portante :

$$q_p = A \cdot q_u (N_\phi + 1) \quad (I-15)$$

Avec :

$$N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2) \quad (I-16)$$

$q_u$  : 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-12 offre des valeurs typiques pour les différentes formations de roches (Ali Bachir 2013) :

**Tableau I-12 : Valeurs typique de  $q_u$  [6]**

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
Marbre	60-70	8500-10,000	25-30



**I-4-1-6 Méthode Alpha [6]**

Selon Ali Bachir (2013), 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.

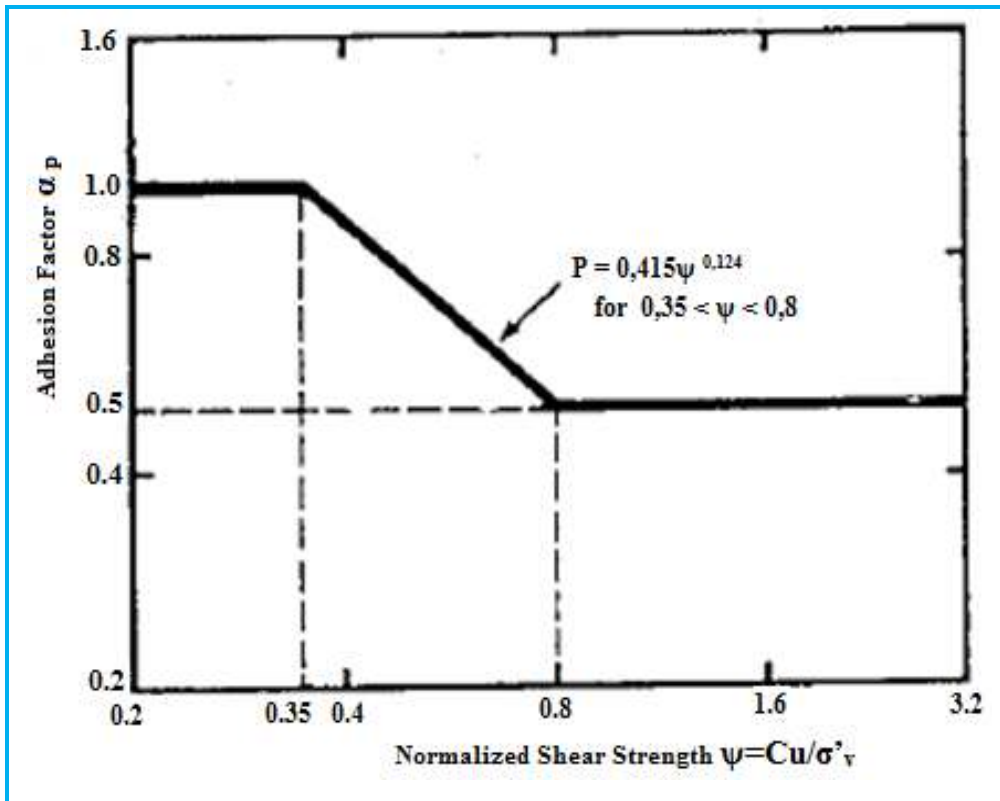
Le tableau suivant explique la méthode selon deux variantes :

*Tableau I-13: méthodes d'alpha [6]*

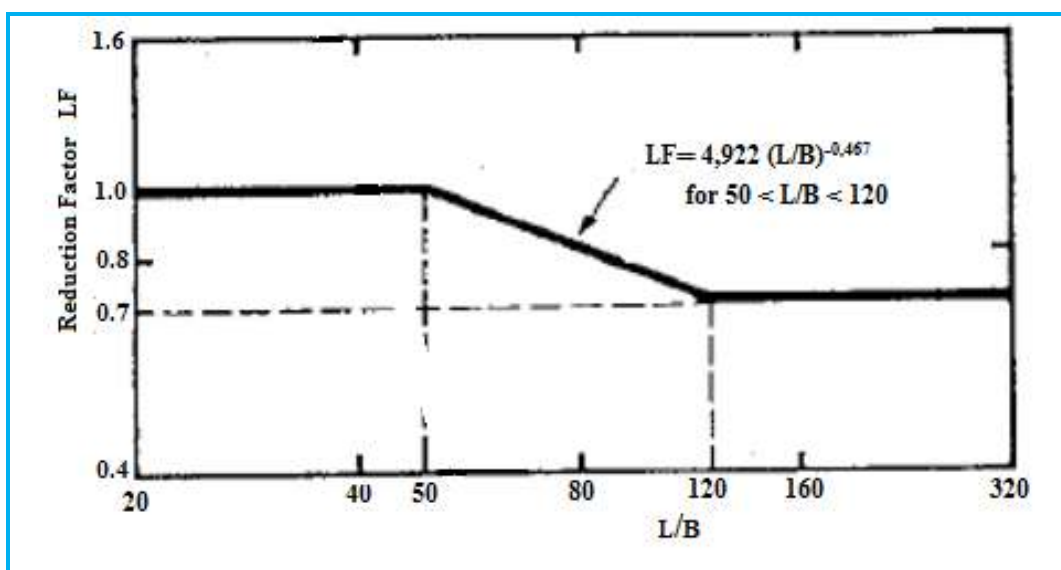
Méthode	Randolph et Murphy 1985	Semple et Rigden 1984
Formules	$F = \alpha \cdot C_u$ $\alpha = (\psi_{nc}/\psi)^{0.5} \text{ pour } 0 < \psi < 1$ $\alpha = (\psi_{nc})^{0.5} \cdot (\psi)^{-0.25} \text{ pour } \psi > 1.$ $\psi_{nc} = 0.11 + 0.00037 I_p$	$F = F' \cdot \Delta A_0$ $F' = \alpha \cdot L F \cdot \frac{L}{H_i}$
Paramètres	<p><math>\psi_{nc}</math> : Valeur du cisaillement normalisé dans l'état normalement consolidé du sol</p> <p><math>\psi_{nc}</math> varie entre 0.2-0.3, dans le cas d'incertitude ou autre, elle est prise 0.25.</p> <p><math>I_p</math> : indice de plasticité</p>	<p><math>F'</math> : Moyenne de frottement latéral.</p> <p><math>\Delta A_0</math> : Aire de la surface du pieu en contact avec le sol.</p> <p><math>\alpha</math> : Facteur d'adhésion fonction d'une valeur dite <math>\psi = C_u/\sigma'_v</math></p> <p><math>L F</math> : Facteur réducteur fonction de l'éclatement du pieu L/B graphe I-7</p> <p><math>\frac{L}{H_i}</math> : Cohésion drainé moyenne.</p> <p><math>\psi_i</math> : moyenne des valeurs de cisaillement normalisé dans la couche d'argile i, graphe I-6</p> <p><math>H_i</math> : épaisseur de la couche i.</p> <p><math>H</math> : épaisseur totale des tous les couches argileuses.</p>
Conditions	Méthodes applicables que dans le cas des argiles et se basent uniquement sur le calcul du frottement latéral	<p>Cette méthode utilise la moyenne de frottement latéral.</p> <p>Dans le cas d'un sol homogène <math>\psi = C_u/\sigma'_v</math></p> $\Psi = \sum \psi_i L_i$ <p>Dans le cas d'un sol multicouches <math>\Psi =</math></p>
	Cette méthode utilise le frottement latéral maximal	



En termes d'efficacité et selon Ali Bachir (2013), 100 essais ont été réalisés sur des pieux se trouvant sur 33 endroits différents (Olsen 1984), le rapport de la portance calculée en utilisant la méthode de Semple et Rigden (1984) sur la portance mesurée varie entre 0.38 – 3.79 pour une moyenne de 0.95, quant à la méthode de Randolph et Murphy (1985), ce rapport varie entre 0.31 -4.2 pour en moyenne une valeur de 1.02.



Graph I-6 : Graphe du facteur  $\alpha$  en fonction de  $\psi$  [6]



Graph I-7 : Graphe du facteur  $LF$  en fonction de l'élancement  $L/B$  [6]

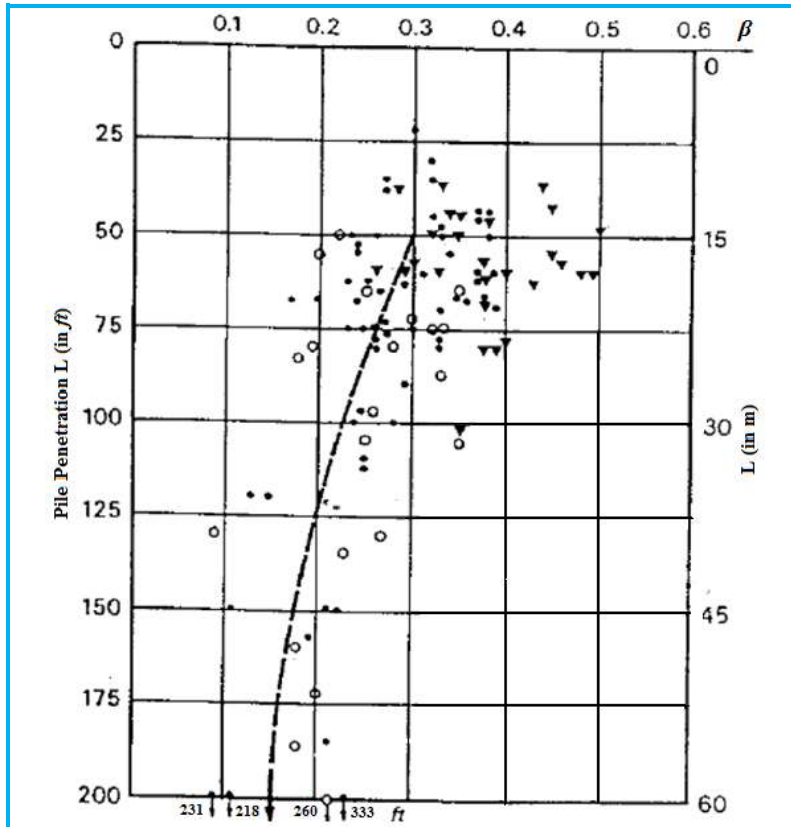


**I-4-1-7 Méthodes Béta et Lambda [6]**

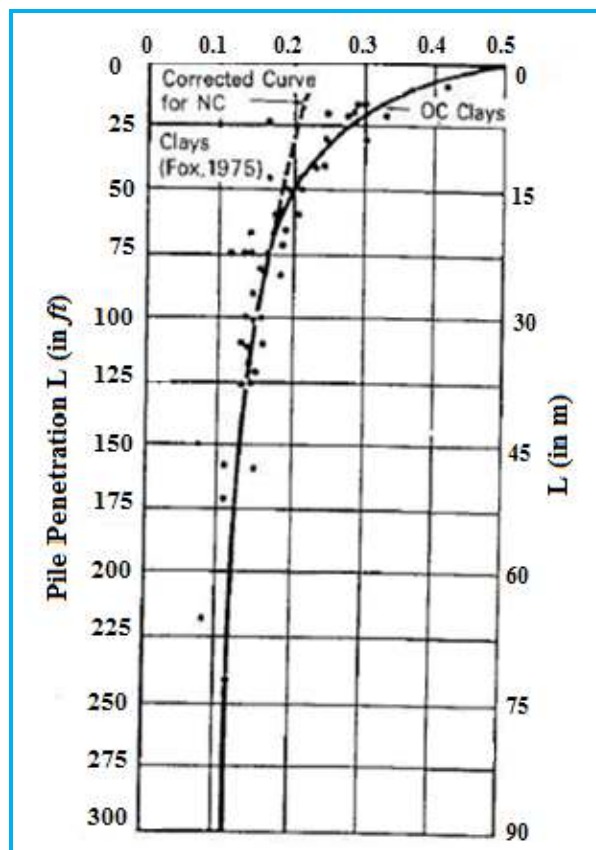
Selon Ali Bachir (2013), Burland 1973 et Meyerhof 1976 sont les auteurs de la méthode Béta, quant à la méthode Lambda les principaux auteurs sont Vijayvergiy et Focht (1972), Fox (1975) et Kraft (1981). Les deux méthodes sont expliquées brièvement dans le tableau suivant :

*Tableau I-14: méthodes Béta et Lambda [6]*

Méthode	Lambda		Béta	
	Vijayvergiy et Focht (1972), Fox (1975) et Kraft (1981)		Burland 1973 et Meyerhof 1976	
Formules	$f = \lambda \cdot \frac{q_u}{\sigma'_v}$		$f = \beta \cdot \frac{q_u}{\sigma'_v}$	
Paramètres	$\lambda$ : Coefficient fonction de la longueur du pieu comme donné par le graph I-9 $\frac{q_u}{\sigma'_v}$ : Contrainte effective moyenne depuis la longueur totale du pieu. $\frac{C_u}{\sigma'_v}$ : Cohésion non drainée moyenne depuis la longueur totale du pieu.		$\beta$ : Coefficient en fonction du degré de consolidation et de la longueur du pieu.	
Etat du sol	Surconsolidé avec $(C_u/\sigma'_v > 0.4)$	Normalement consolidé avec $(C_u/\sigma'_v < 0.4)$	SC (Surconsolidé)	NC (Normalement consolidé)
Coefficient	$\lambda_3 = 0.488 - 0.078 \ln(L)$ Olsen (1984)	$\lambda_3 = 0.296 - 0.032 \ln(L)$ Olsen (1984)	Multiplier les valeurs recommandées pour le cas NC fois $\sqrt{VOCR}$ , qui est le degré de consolidation du sol	L < 60m Graph I-8 L > 60m $\beta = 0.15$
Conditions	Les deux méthodes ne sont applicables que pour les sols argileux normalement consolidés ou légèrement surconsolidés			



Graph I-8 : Variation du coefficient  $\beta$  en fonction de la longueur  $L$  du pieu [6]



Graph I-9 : Variation du coefficient  $\lambda$  en fonction de la longueur du pieu [6]

### I-4-2 Méthodes empiriques

#### I-4-2-1 Méthode pressiométrique [3]

Selon Ali Bouafia (2009), l'LCPC a décrit la portance en pointe se basant sur la formule communément admise :

$$Q_p = A \cdot q_l \tag{I-17}$$

Avec :

$$q_l = K_p \cdot P_{le}^* \tag{I-18}$$

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 :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot \Delta z \tag{I-19}$$

La figure I-15 définit les paramètres du système en question :

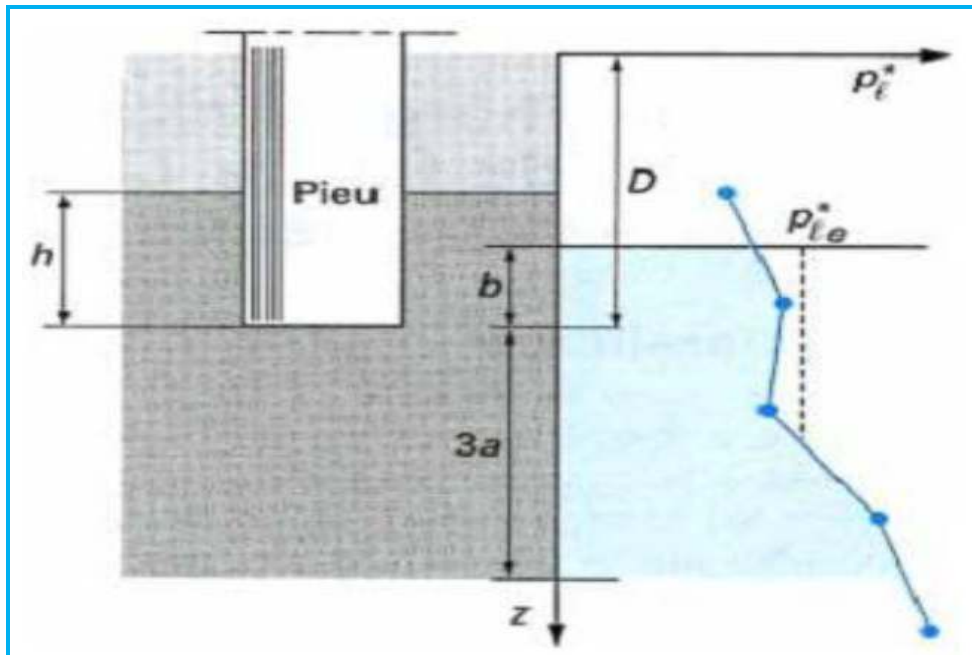


Figure I-15 : Illustration des paramètres relatifs à l'essai pressiométrique [7]

Sachant que :  $a = \max(B/2, 0.5m)$  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 :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \cdot \sum_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot \Delta z \tag{I-20}$$



**Tableau I-15 : Définition des catégories conventionnelles de sols [3]**

Classe de sol		Pressiomètre $P_f$ (MPa)	Pénétromètre $q_c$ (MPa)	
Argiles. Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables. Graves	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacts	> 4,5	
Roches (1)	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	> 4,5	

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

**Tableau I-16 : Evaluation du facteur de portance pressiométrique [3]**

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

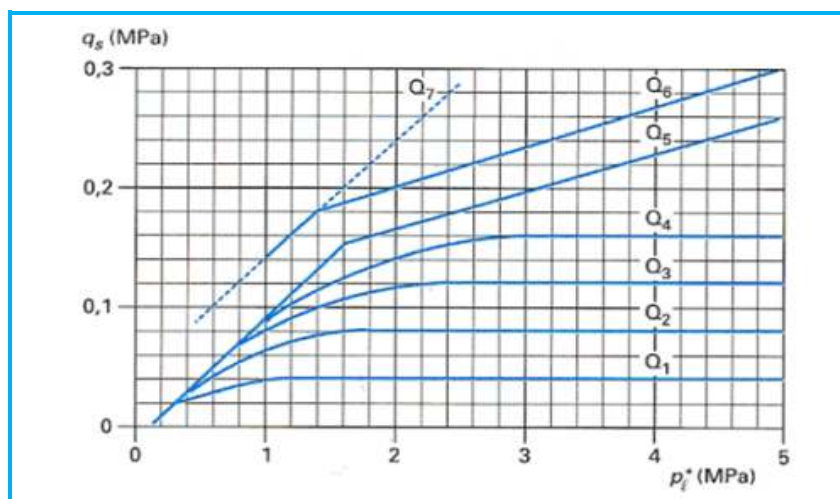
(1) La valeur de  $K_p$  pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerne s'apparente le plus. Le calcul propose ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

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

$$F = P \cdot \int_0^D q_f \cdot dz \quad (I-21)$$



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-10 et un tableau décrit dans le livre de Bouafia 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 la latéral déduite en MPa.



Graph I-10 : Variation de  $q_f$  en fonction de  $p_l^*$  [7]

Tableau I-17 : Courbes de frottement latéral limite [3]

	Nature du sol											
	Argiles, Limons			Sables, Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (1)	Q <sub>2</sub> , Q <sub>3</sub> (1)				Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré à la boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (1)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>2</sub> , Q <sub>3</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub> , Q <sub>5</sub> (1)	Q <sub>6</sub>
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (3)		Q <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> , Q <sub>2</sub> (2)	Q <sub>2</sub> , Q <sub>3</sub> (2)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub> , Q <sub>4</sub> (3)	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Foré tubé (tube perdu)		Q <sub>1</sub>		Q <sub>1</sub>		Q <sub>2</sub>		(4)		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	
Puits (5)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>				Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		(4)		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu préfabriqué béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>			Q <sub>3</sub>			(4)		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu enrobé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		Q <sub>4</sub>				Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>			Q <sub>3</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>		Q <sub>5</sub>	
Injecté haute pression (6)		Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>		Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>6</sub>	Q <sub>7</sub> (7)

- (1) Realesage et rainurage en fin de forage.  
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).  
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.  
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.  
 (5) Sans tubage ni virole fonçes perdus (parois rugueuses).  
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.  
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.





### I-4-2-2 Méthode du pénétromètre statique [6]

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 [6]**

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

$$F = \inf \left( \frac{q_c}{N_s} ; F_{lim} \right) \quad (I-22)$$

Avec :

$N_s$  : Coefficient de frottement propre à l'essai CPT donné par le tableau I-18

Les valeurs limites de frottement  $F_{lim}$  recommandées par Bustemante et al 1981 sont répertoriées dans le tableau I-18. 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 60 MPa seulement.

**Tableau I-18 : Valeurs de  $N_s$  et  $F_{lim}$  selon les configurations (Bustemante et al 1981) [6]**

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 a tres dense	1- 5	80	35	40	35
Silt et sable lâche	<5	120	35	60	35
Argile rigide a tres rigide et silt dense	>5	120	35	60	35
Sable moyennement dense et gravier	5 -12	200	80	100	80
Sable dense a tres 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 utilisé 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):

$$Q_p = K_c \cdot q_{ce} \quad (I-23)$$

$K_c$  : 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 :



$$q_{cm} = \frac{1}{b+3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) \cdot dz \quad (I-24)$$

2. Ecrêter les valeurs supérieures à 1.3 q<sub>cm</sub>.
3. Recalculer la résistance équivalente : ( Les paramètres a et b se calculent comme pour un essai PMT)

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \cdot \int_{D-b}^{D+3a} q_{ce}(z) \cdot dz \quad (I-25)$$

4. En pratique, On utilise la sommation des trapèzes limités par les N mesures de q<sub>c</sub> sur la tranche [D+3a, D-b] en considérant un pas de Δz<sub>i</sub>, se qui offre la formule suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \cdot \sum_{i=1}^N q_{ce} \cdot \Delta z_i \quad (I-26)$$

- ✓ La fiche équivalente D<sub>e</sub> peut-être écrit comme suit :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \cdot \int_d^D q_c(z) \cdot dz \quad (I-27)$$

- ✓ Le facteur de portance K<sub>c</sub> peut être identifié à partir du tableau I-19
- ✓ La contrainte de cisaillement latéral q<sub>f</sub> peut être calculée 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-20 :

$$q_f(z) = \min \left\{ \frac{q_c(z)}{\beta^*} ; q_f^{\max} \right\} \quad (I-28)$$

**Tableau I-19 : Valeurs de portance pénétrométrique K<sub>c</sub> [3]**

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

**Tableau I-20 : Valeurs de q<sub>f</sub> (Bouafia Ali 2009) [3]**

		Argile /limon			Sable/ gravier			Craie	
		A	B	C	A	B	C	A	B
Foré	β*	-	-	-	200	200	200	125	80
	q <sub>f</sub> <sup>max</sup>	15	40	40	-	-	120	40	120
Foré tube	β*	-	100	-	250	250	300	125	100
	q <sub>f</sub> <sup>max</sup>	15	40	40	-	40	120	40	80
Métal battu ferme	β*	-	120	150	300	300	300		
	q <sub>f</sub> <sup>max</sup>	15	40	80	-	-	120		
Battu préfabriqué	β*	-	75	-	150	150	150		
	q <sub>f</sub> <sup>max</sup>	15	80	80	-	-	120		



⇒ **Ruiter et al 1979 [6]**

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

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{I+II}{2} + III \right) \quad (I-29)$$

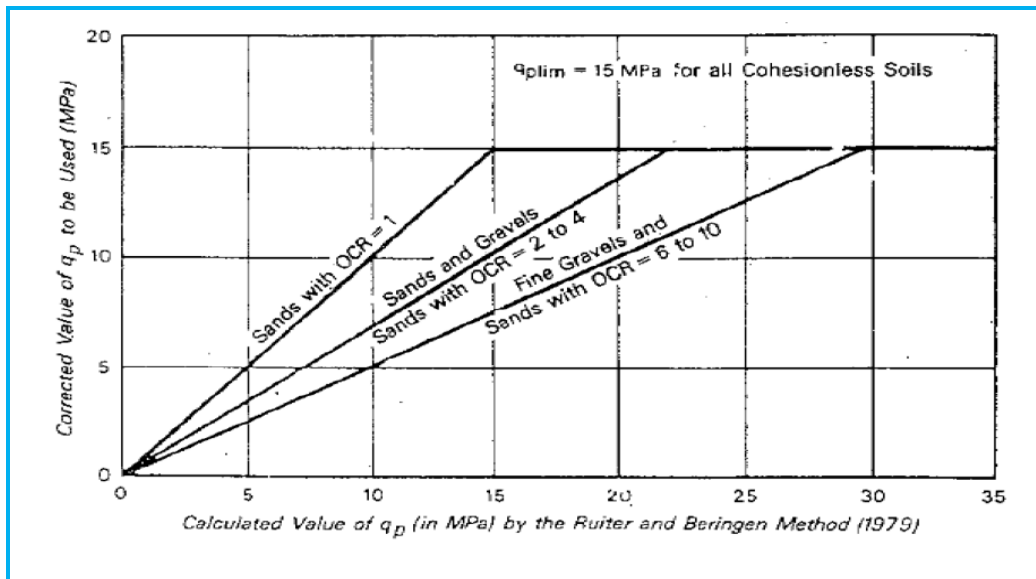
Avec :

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 corrigée suivant le degré de consolidation OCR décrit par le Graph I-11 d'après Ruiter et al 1979 :



**Graph I-11 : Correction des valeurs de  $q_c$  d'après Ruiter et al 1979 [6]**

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

$$F = \begin{cases} \frac{q_c}{300} & \text{(Compression)} \\ \frac{q_c}{400} & \text{(Traction)} \\ \mathbf{120 \text{ KPa}} & \text{(Valeur maximale de frottement)} \end{cases}$$

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

$$F = \beta' \cdot C_u \quad (I-30)$$



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

⇒ **Schmertman 1975 [6]**

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

$$q_p = \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{2} \quad (I-31)$$

Avec :

$Q_{c1}$  : Valeur moyenne minimum dans une zone entre 0.7B-4 B 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 :

$$F = \alpha_c \cdot f_s \quad (I-32)$$

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-12 affiché la variation de  $\alpha_c$  en fonction de  $f_s$  (Hani et al 1999) :

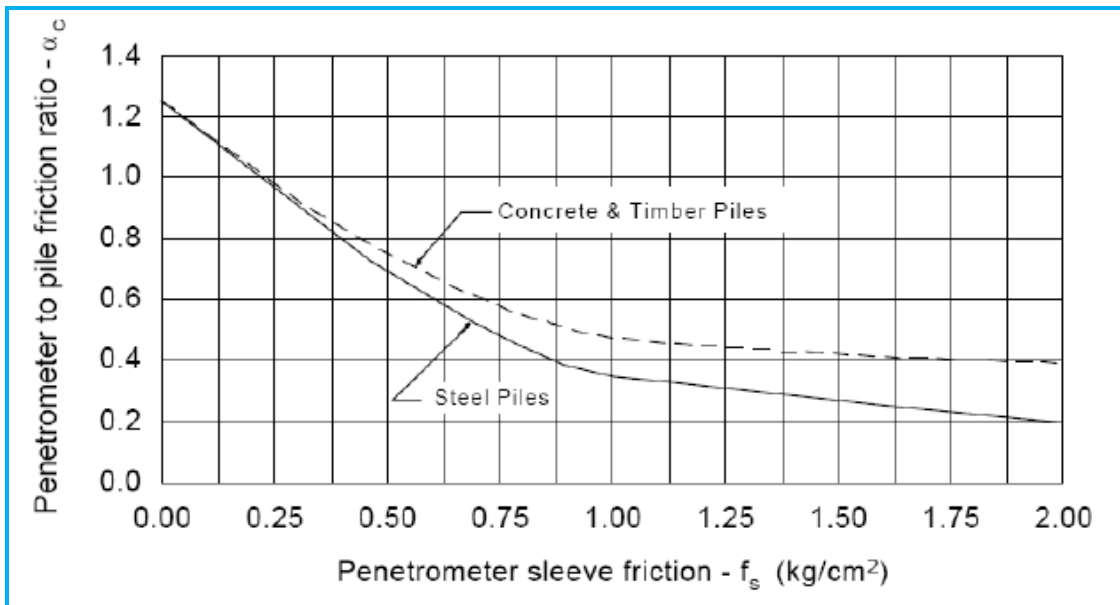
Ceci dit, et dans le cas d'un sol sableux la capacité portante en termes de frottement latéral se calcule comme suit (Schmertman 1975) :

$$F = \alpha_s \cdot \left( \sum_{y=0}^{8B} \frac{y}{8B} \cdot f_s \cdot A_s + \sum_{y=8B}^L f_s \cdot A_s \right) \quad (I-33)$$

Avec :

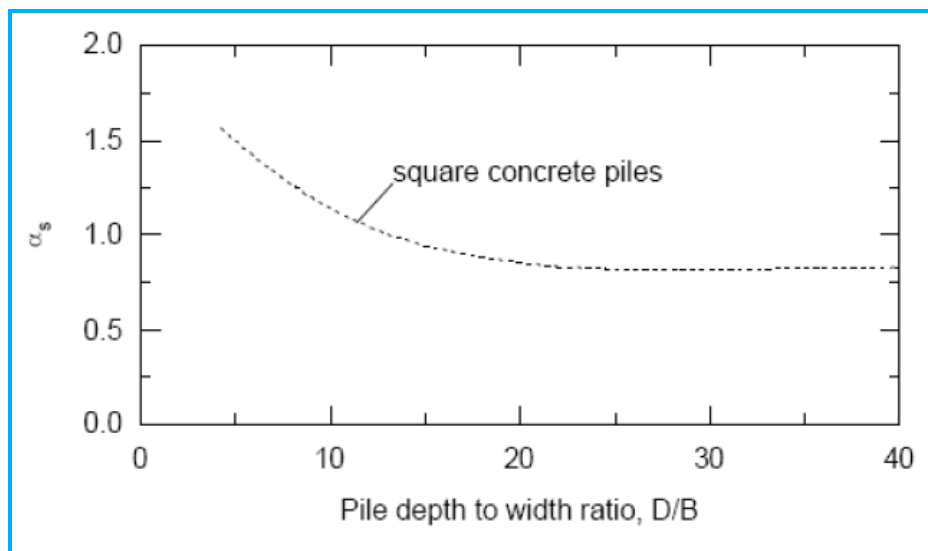
$\alpha_s$ : Facteur de correction pour les sables. Le graph I-13 montre la variation de  $\alpha_s$  en fonction du rapport D/B (Schmertman 1975).

Y : Profondeur pour laquelle on calcule le frottement latéral



Graph I-12 : Variation de  $\alpha_c$  en fonction du frottement latéral d'un essai CPT [6]

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



Graph I-13 : Variation de  $\alpha_s$  en fonction du rapport D/B (Schmertman 1975) [6]

#### I-4-2-3 Méthode SPT [6]

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. Pa 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-21

Cependant, Kudmetha et Dey 2012 souligne l'effet de quatre inconvénients liés à la conception d'un pieu par l'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.

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

$$N = D_r^2 \cdot (a + b \cdot p') \quad (I-34)$$

Avec :

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



Tableau I-21: Méthodes de conception par l'essai SPT selon Kudmetha et Dey 2012 [6]

Méthode	Résistance en pointe $q_p$ unitaire et frottement latéral unitaire $f$	Remarques
MEYERHOF 1976 conseille pour le sable	$q_p \text{ (MPa)} = 40 N_b \cdot (L/D) \leq 4 \cdot P_a \cdot N_b$ $N_b$ : Valeur moyenne de N entre 10B au-dessus et 5B au-dessous de la pointe. $q_f \text{ (kPa)} = n_s \cdot N_s$	Critère de rupture: pente minimale de la courbe effort- déplacement. Rapport d'énergie pour N: 55% Pieu ne refoulant pas le sol $n_s=1$ Pieu refoulant le sol $n_s=2$
BRIAUD 1985	$q_p \text{ (MPa)} = 19,7 \cdot P_a \cdot N_b^{0,36}$ $N_b$ : comme décrit par Meyerhof $q_f \text{ (kPa)} = p_l (0,01 \cdot P_a \cdot (N_{60})^{0,29})$	Critère de rupture : Tassement en tête du pieu de 10%B
AOKI et DE ALENCAR 1975	$q_p \text{ (Mpa)} = \left(\frac{K}{1,75}\right) \cdot N_b$ $N_b$ : Valeur moyenne entre 3 valeurs SPT autour de la pointe $q_f \text{ (kPa)} = \left(\frac{\alpha \cdot K}{1,75}\right) \cdot N_s$	Critère de rupture: VANDER 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	$q_p \text{ (MPa)} = \left(1 + 0,04 \cdot \frac{L}{D}\right) \cdot N_b \cdot 0,3 N_b$ $q_f \text{ (kPa)} = n_s \cdot N_b$	Rapport d'énergie pour N: 55% $n_s=2$ pour les sables et 10 pour les argiles
BAZARRA et KURKUR 1986	$q_p \text{ (MPa)} = n_b \cdot N_b$ $N_b$ : valeur moyenne de N entre 1B au-dessus et 3,75 au-dessous de la pointe, $N_b \leq 50$ $q_f \text{ (MPa)} = n_s \cdot N_s$	$n_s=2-4$ $n_b=0,06-0,2$

D'autres parts,  $C_n$  est égale à :

$$C_n = \frac{N_{cor}}{N} = \frac{D_f^2 \cdot (a+b \cdot 100)}{D_f^2 \cdot (a+b \cdot p')} = \frac{\frac{a}{b} + 100}{\frac{a}{b} + p'} \quad (I-35)$$

En raison du nombre important de correction présentée par plusieurs auteurs, le tableau I-22 retrace ces derniers. Certains auteurs ont réalisé des corrélations sur l'angle de frottement effectif du sol.



Le tableau I-22 : Valeurs de  $N_{cor}$  en fonction de la densité relative  $D_r$  [6]

Valeur de $N_{cor}$	$D_r$ %
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 [6]

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

⇒ Méthode de Shariatmadri et al 2008 [6]

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-16 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.

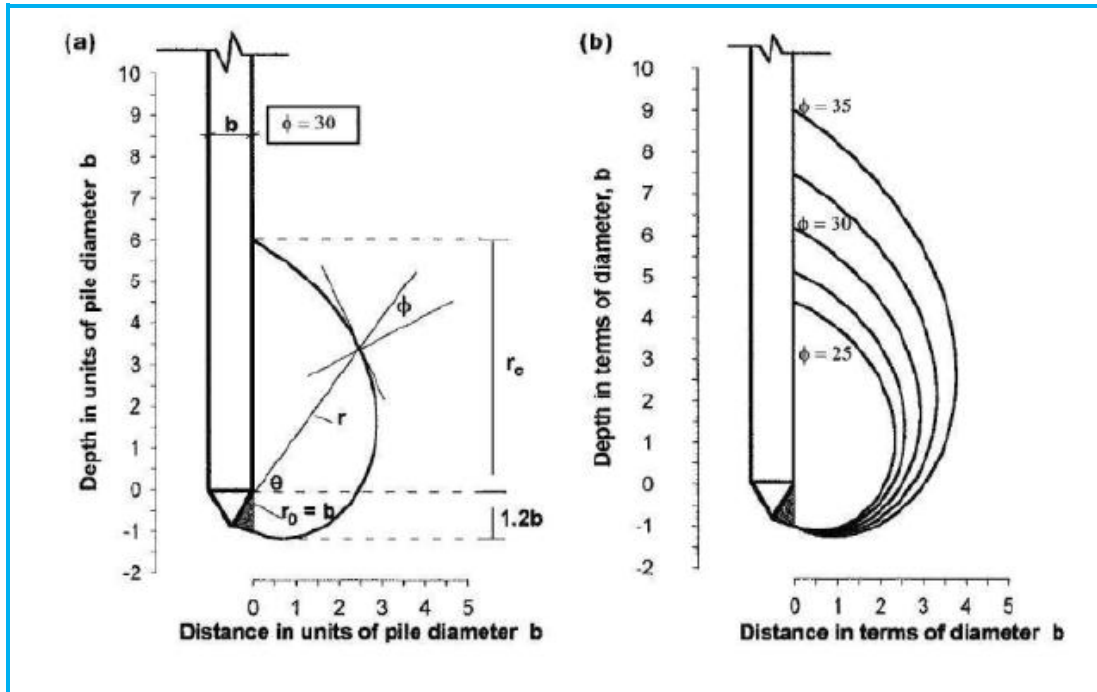


Figure I-16 : Mécanisme de rupture Eslami et Fellenius 1997 selon Shariatmadri et al 2008 [6]

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

$$Q_u = Q_p + Q_f = 385 \cdot H_{gb} \cdot A_p + 3,68 \cdot N_{gs} \cdot A_s \quad (I-36)$$

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 est tout simplement la multiplication successive des nombres de coups N à la puissance 1/i :

$$N_{geo} = (N_1 \cdot N_2 \cdot N_3 \cdot \dots \cdot N_i)^{1/i} \quad (I-37)$$

Cette méthode a été validée 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 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).



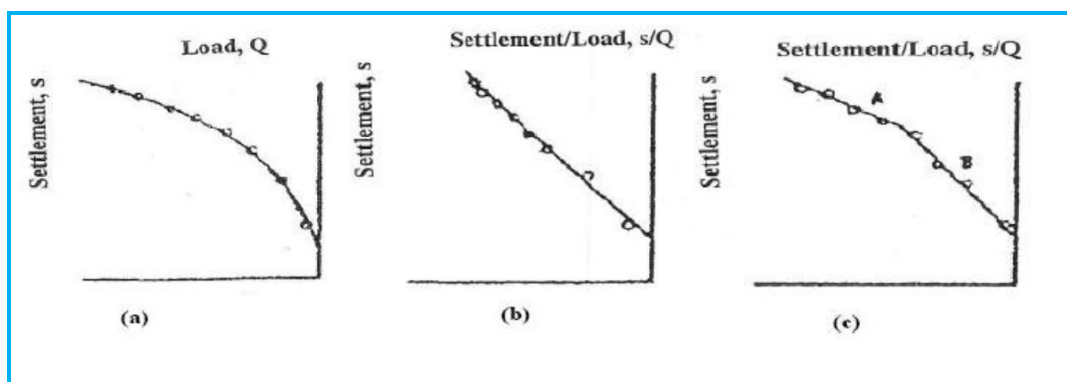


### I-4-3 Essais de chargement en vrai grandeur

#### I-4-3-1 Méthode de Chin [6]

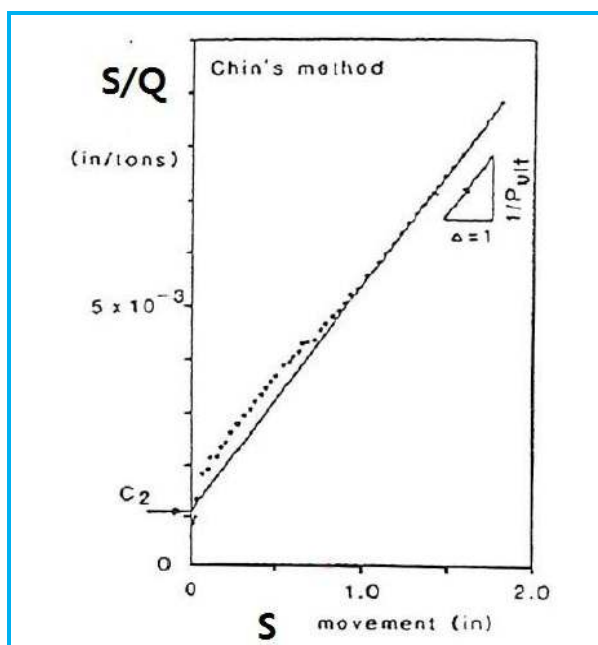
Selon Chin Jia 2011, Chin 1970 affirme que la courbe de chargement en fonction du tassement est hyperbolique.

Les graphes expriment l'allure de la courbe d'un pieu travaillant uniquement en pointe ou par frottement (Graphe I-14 à et b), mais aussi le comportement conjugué dans les deux cas réunis, à savoir en pointe et par frottement (c).



**Graph I-14 : a et b : réponse d'un pieu travaillant en pointe ou par frottement. c : somme des 2 modes de fonctionnement [6]**

Le graph I-15 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.



**Graph I-15 : Détermination de la portance d'après la méthode de Chin 1970 (Chin Jia 2011) [6]**

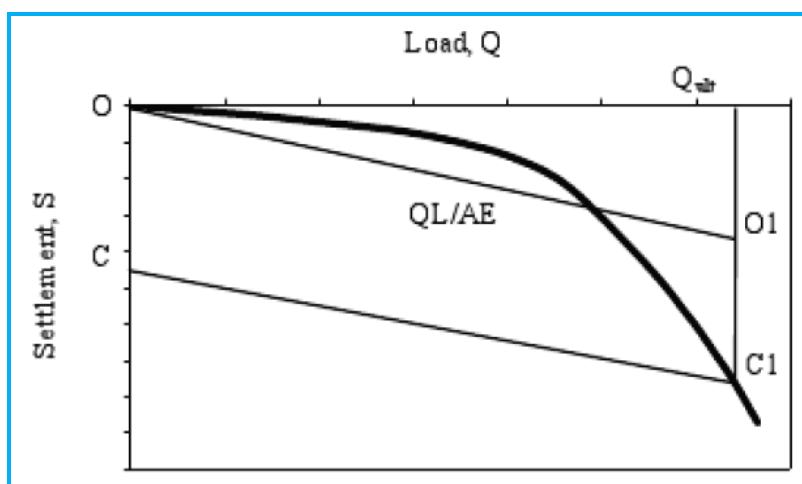
### I-4-3-2 Méthode de Davidson 1972 [6]

Après un petit déplacement de la pointe, la portance ultime est atteinte d'après Baligh et Abderrahmane c'est une méthode qui s'applique sur les pieux battus, mais conservative sur les pieux fores, le chargement se fait par palier sans dépasser une heure.

L'auteur a recommandé d'utiliser une échelle adéquate pour tracer la ligne OO1 faisant un angle de 20° avec l'abscisse de chargement.

La ligne OO1 exprime la relation entre le chargement et le raccourcissement élastique du pieu définie par la loi QL/E.A. Une autre ligne CC1 doit être dessinée parallèle à OO1, avec la distance OC1 = (3,8 + 0,08 .D) [D doit être exprimé en cm].

L'intersection de la ligne CC1 avec le graph I-16 donne la portance ultime du pieu ou 0,9 Q<sub>u</sub>.



**Graph I-16 : Réponse d'un chargement selon la méthode de Davidson 1972 (Baligh et al) [6]**

Le tassement ultime est déduit par la formule :

$$S_{ult} = (3,8 + 0,08 .D) + (Q_{ult} \cdot L / A \cdot E) \quad (I-38)$$

S<sub>ult</sub> : tassement à la charge ultime.

Q<sub>ult</sub> : portance ultime exprimé en tonnes.

E : modules élastique 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 qu'étant en chargement proche de la rupture.

### I-4-3-3 MLT (Maintained Load Test) [6]

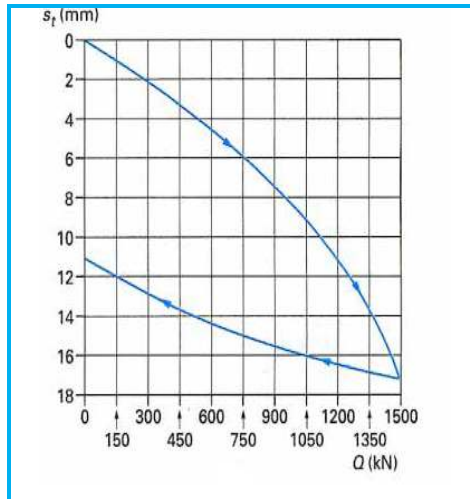
En outre, nommé aussi essai de chargement statique servant à évaluer la certitude des calculs de portance et de tassement déjà entrepris. De ce fait, l'essai est réalisé par chargement incrémentale constant jusqu'à stabilisation du tassement pour chaque palier, on donne le plus souvent un seuil de tassement de l'ordre de 0,343 mm/h afin de procéder à l'étape de chargement suivante (Poulos et Davis 1980) [On trouve aussi 0,084 mm/h, ou même 0,305 mm / h selon d'autres réglementations].

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.

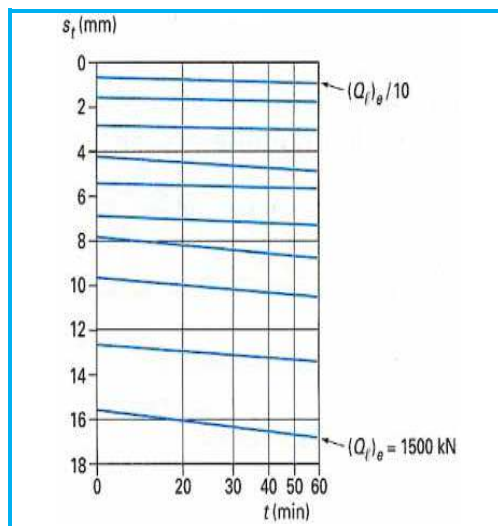
Dans le cas où le pieu est équipé de comparateurs, la séparation des 2 termes de portance n'est pas possible et une interprétation de la courbe de chargement doit être faite. (Bouafia Ali 2009).



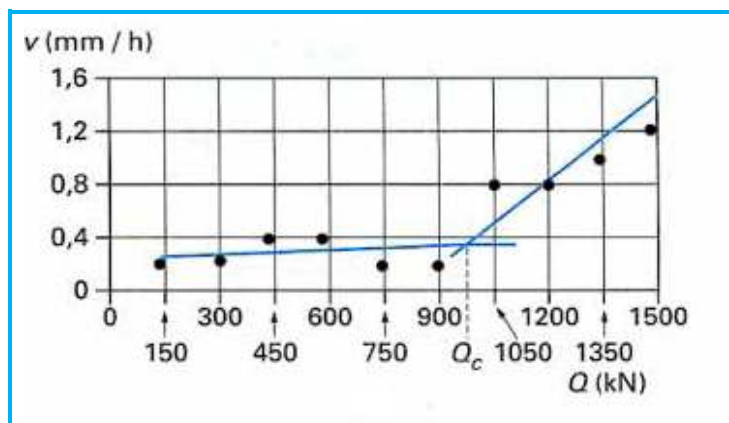
L'interprétation ainsi dit, permet d'apprécier la charge critique  $Q_c$ , la portance ultime  $Q_u$ , mais aussi le tassement total sous la charge de service  $Q_s$ . Les graphes (I-17), (I-18) et (I-19) permettent de mettre en évidence les résultats obtenus :



**Graph I-17 : Tassement du pieu en fonction de la charge  $Q$  [7]**



**Graph I-18 : Tassement du pieu pour chaque charge en fonction de log de temps [7]**



**Graph I-19 : Pente de la courbe de chargement  $\alpha$  en fonction de chaque charge [7]**



Depuis le graph I-17, on peut aisément calculer la portance ultime du pieu qui est par analogie, l'asymptote de la courbe. Entre autres, on peut aussi admettre la charge qui provoque un tassement en tête de  $B/10$ . D'autres parts, le graph I-18 permet d'apprécier l'évolution du tassement en tête pour chaque charge en fonction du logarithme de temps, chaque courbe est linéaire faisant un angle  $\alpha$  (mm/mn) par rapport à la verticale. Le graph I-19, trace la variation de la pente  $\alpha$  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).

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-24 : Méthodes d'interprétation d'un pieu non instrumenté (Bouafia Ali 2009) [3]**

Méthode	Procédure
Lissage hyperbolique DUNCAN et CHANG1970	$V_0/Q = 1/\bar{a} + V_0/Q_1$ $V_0$ : Tassement en tête $\bar{a}$ : pente de la courbe initiale $Q_1$ : effort verticale limite
Critère de la tangente par BUTLUR et HOY1977	Tracer la tangente de pente de 7KN/ mm $Q_1$ 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 $a+b.V_0$ $Q_1 = 0,5 / (a.b)^{1/2}$
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 $Q_1$
Critère conventionnel	$Q_1$ correspond à un tassement en tête de $B/10$

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

#### I-4-3-4 Hybridynamic [6]

L'essai en question consiste à battre la 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-17) :



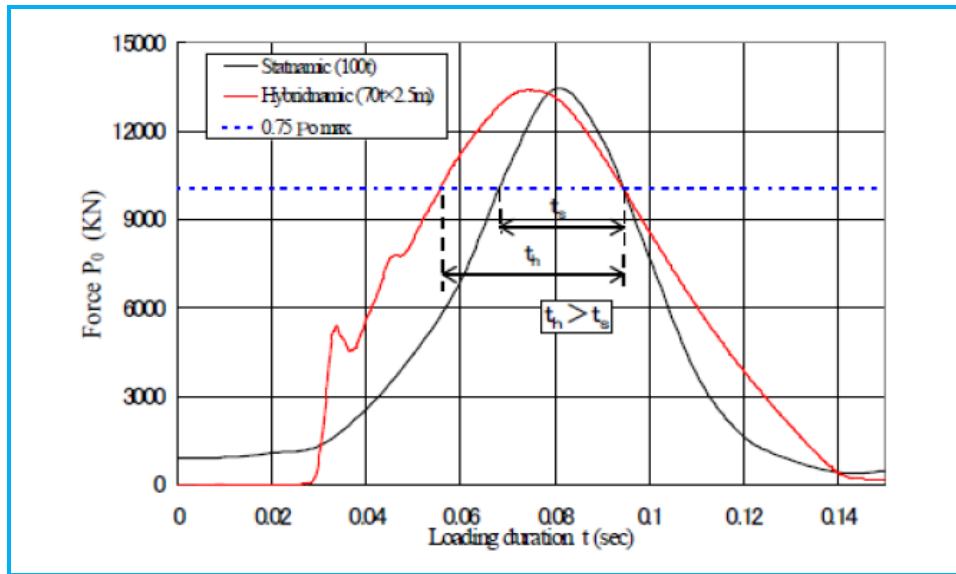
*Figure I-17 : Coussin installé au-dessus de la tête du pieu [6]*



*Figure I-18 : Essai Hybridynamic 70 tonnes [6]*

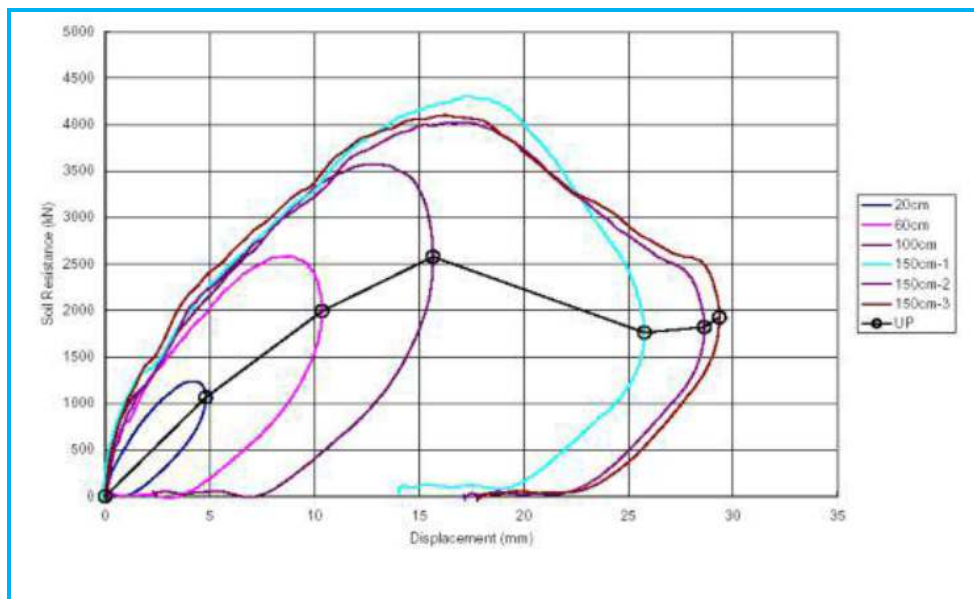
Cet essai entre dans la famille de Rapid Load test à savoir, test de chargement rapide. Dans cet essai, la propagation de l'onde est ignorée en prenant en compte des contraintes générées dans le pieu ce qui rapproche la méthode d'un simple essai statique. Le coussin développé par Jibanshikenjo aide à 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-20: Comparaison entre temps de chargement d'un essai Statnamic et Hybridynamic [6]**

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 de 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 le graphe suivante :



**Graph I-21 : Courbe de résistance en fonction du tassement [6]**



## I-5 Méthodes de calcul du tassement d'un pieu isolé

### I-5-1 Méthodes empiriques [3]

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

$$V_0 = \frac{B}{100} + \Delta_L \quad (I-39)$$

$$\Delta_L = \frac{Q \cdot D}{S \cdot E_p} \quad (I-40)$$

$V_0$ : 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 :

$$V_0 = \frac{B}{30 \cdot F_s} \quad (I-41)$$

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.

### I-5-2 Méthodes de la théorie d'élasticité [3]

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 :

$$V_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E_{(D)} \cdot B} \quad (I-42)$$

$I_v$  Étant un facteur de tassement fonction de la compressibilité du système sol/pieu, du rapport  $E_p/E$  et de l'élanement  $D/B$  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.

$$I_v = 4 \cdot (1 + \nu) \cdot \frac{1 + \frac{8}{\pi \xi \lambda (1 - \nu)} \cdot \frac{D}{B} \cdot \frac{\tanh(\mu D)}{\mu D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \cdot \xi} + \frac{4 \cdot \pi \cdot \beta \cdot D \cdot \tanh(\mu D)}{\alpha \cdot B \cdot \mu D}} \quad (I-43)$$

$$\beta = \frac{E(D/2)}{E(D)} \quad (I-44)$$

$$\lambda = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \frac{E_p}{E(D)} \quad (I-45)$$

$$\alpha = \text{Ln} \left[ 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot (0.25 + (2.5 \beta (1 - \nu) - 0.25) \cdot \xi) \right] \quad (I-46)$$



$$\mu \cdot D = \frac{2\sqrt{2} \cdot \frac{D}{E}}{\sqrt{\alpha \cdot \lambda}} \quad (I-47)$$

En cas d'un sol semi infini (h infini), on prend  $\xi=1$ , et en présence d'un substratum élastique, caractérisé par un module  $E_b$ , le facteur  $\xi$  est calculé comme suite:  $\xi = \frac{E(D)}{E_b}$

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  $E_{eq}$  :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \cdot \int_0^D E(z) dz \quad (I-48)$$

D'où une autre formulation :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \cdot \sum E_i \cdot (Z_i - Z_{i-1}) \quad (I-49)$$

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.  $E_m < 60$  MPa pieu travaillant en pointe.**

**E= 5.  $E_m < 50$  MPa Pieu flottant.**

Il faut aussi ajouter que Bouafia Ali 2009, exige de ne pas oublier le contexte géologique et niveau de technologie des pieux 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.  $q_c \quad q < 50$  MPa**

**E=250 MPa  $q > 50$  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.

### I-5-3 Méthodes des courbes de transfert des charges t-z, q-z [6]

Le principe ici est de représenter l'interface sol/pieu en une série de ressorts reprenant les contraintes de frottement latéral  $\eta$  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 :

$$\mathbf{T}(z) = \mathbf{E}_0(z) \mathbf{V}(z) \quad (I-50)$$

$$q_p = \mathbf{R}_0 \cdot v(D)/B \quad (I-51)$$

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





$$\frac{d^2 v}{dz^2} - a^2 v = 0 \quad (I-52)$$

$$a = \sqrt{\frac{4 \cdot B_0}{E_P \cdot B}} \quad (I-53)$$

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

$$V(z) = a_1 \cosh(az) + a_2 \sin h(az) \quad (I-54)$$

Le tassement pour un pieu chargé axialement est alors :

$$V_0 = \frac{4 \cdot Q}{\pi B} \cdot \frac{1 + \frac{R_0 \tanh(ad)}{aBE_P}}{R_0 + aBE_P \tanh(ad)} \quad (I-55)$$

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

$$V_0 = \frac{4 \cdot Q}{\pi B} \cdot \frac{1}{(R_0 + 4DE_0)} \quad (I-56)$$

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 intégrer par la méthode de différences finis. 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 :

$$\frac{R_0}{E} = \frac{6}{1 + \nu} \quad (I-57)$$

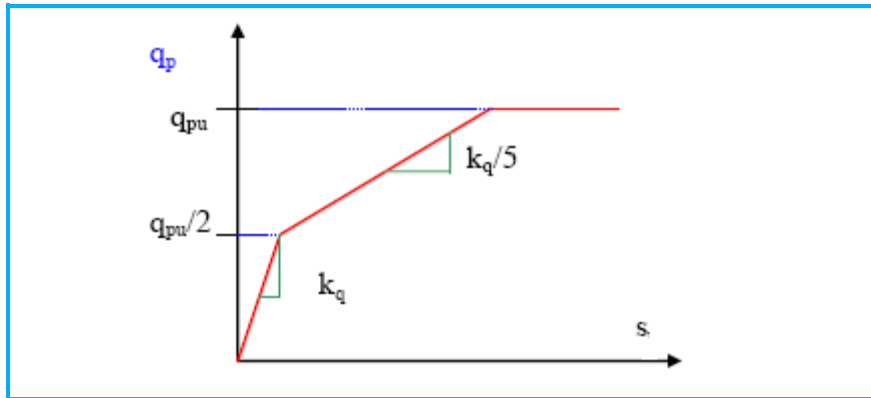
$$B_0 = \frac{E}{B(1.53 \log(2 \frac{D}{B}) + 0.95)} \quad (I-58)$$

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

$$\frac{R_0}{E} = \frac{32(1 - \nu)}{\pi(1 + \nu)(3 - 4\nu)} \quad (I-59)$$

Ce même auteur, a suggéré une formule enveloppe  $B_0 = 0,45E$ , 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 inférieurs à  $0,7Q_c$ . Une autre méthode mérite d'être évoquée 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  $K_n$  en fonction du type de sol, mais aussi la valeur de la charge pour laquelle on veut calculer le tassement on peut aisément aboutir à nos fins.



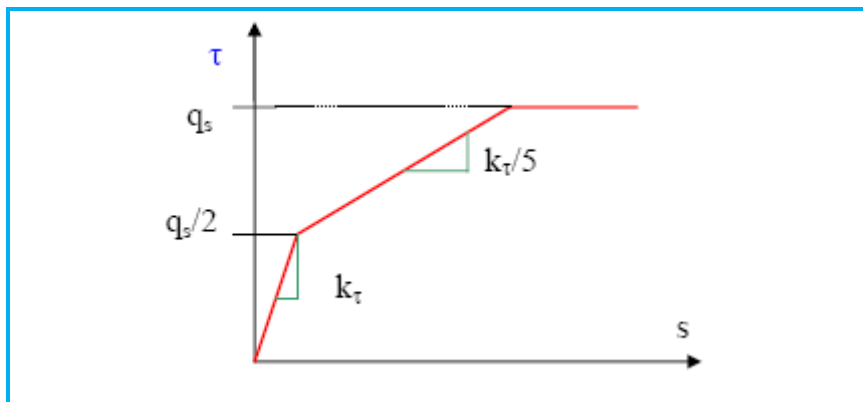
Graph I-22: Variation de la portance en pointe en fonction du tassement (Loi de mobilisation de la portance) [6]

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

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

$K_q = \frac{11 \cdot E_m}{B}$  Dans le cas d'un sol fin.

$K_q = \frac{4.8 \cdot E_m}{B}$  Dans le cas d'un sol pulvérulent.



Graph I-23 : Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du tassement (Loi de mobilisation du frottement latéral) [6]

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

Pour un tassement :  $\frac{q_s}{2 \cdot K_\tau} < S < \frac{3q_s}{K_\tau}$  on aura une contrainte  $\tau = \frac{2 \cdot q_s + K_\tau \cdot S}{5}$

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

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



Il faut citer que Em 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 :

$$S = \frac{Q \cdot l}{E_s \cdot D} \quad (I-60)$$

$$I = I_0 \cdot R_K \cdot R_h \cdot R_v \quad (\text{Pieu flottant})$$

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

Avec : [Ces facteurs peuvent être tirés d'abaques spécifiques].

$I_0$  : 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 :

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

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

$P_b$  : 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.

$$P_s = G + f \cdot Z \quad \text{Loi de frottement latéral entre le fut et sol après glissement.}$$

$G = 0$  pour les sols purement granuleux

$F = 0$  pour les sols purement cohérents

$Z$  : profondeur du point considéré.



### **I-6 Conclusion :**

Ce volet a été consacré au comportement des pieux isolés sous chargement monotone, où on a vu les différents paramètres qui influent sur celui-ci, ainsi que les méthodes de calcul de la capacité portante et du tassement en résumé. On a constaté que le comportement des pieux est dominé par plusieurs paramètres ce qui peut expliquer la variété des méthodes et des approches proposées.

En analysant les différentes comparaisons existantes concernant les méthodes de calcul de la capacité portante, on remarque une meilleure qualité de résultats pour les méthodes in-situ par rapport aux méthodes statiques (Ali Bachir 2013) et (Moussaoui Moufida 2007), notamment les méthodes de Bazarra et Kurkuri et Shariatmadri et al de l'essai SPT et la méthode de Schmertman de l'essai CPT qui sont les plus efficaces, reste à noter que les essais de chargement en vraies grandeurs sont les plus fiables surtout pour les ouvrages subissant un grand chargement.

## CHAPITRE II

# Etude bibliographique du comportement d'un pieu sous charge verticale cyclique

### II-1 Introduction

Ce chapitre définit le chargement cyclique et décrit les tendances des pieux sous ce type de chargement en se basant sur des résultats d'essais.

Poulos (1981) considère trois types de réponses des pieux sous chargement cycliques:

- La dégradation de la résistance de l'interface pieu-sol (frottement) ;
- L'accumulation des déplacements (dégradation de la rigidité) ;
- Les effets de la vitesse de chargement.

L'impact sur la capacité des pieux est négatif pour les deux premières considérations et positif pour le troisième.

### II-2 Les chargements cycliques [5]

Ils ont été définis comme des modes de chargements variables en fonction du temps.

Il existe des chargements cycliques environnementaux (le vent, la houle) réels. De ces derniers découlent les chargements verticaux et latéraux.

Nous allons beaucoup plus intéresser avec chargements cycliques axiaux.

On distingue deux types de chargements cycliques axiaux:

- Les chargements non alternés « répétés » - dits chargement « one-way » : en cours des cycles, il n'y a pas inversion de la charge ( $Q_{\max}$  et  $Q_{\min}$  sont de même signe).
- Les chargements « alternés » - dits chargements « two-way » : il y a changement du signe de la charge appliquée ( $Q_{\max}$  et  $Q_{\min}$  sont de signe opposé).

La figure II-1 résume un peu ce que l'on a expliqué ci-dessus.

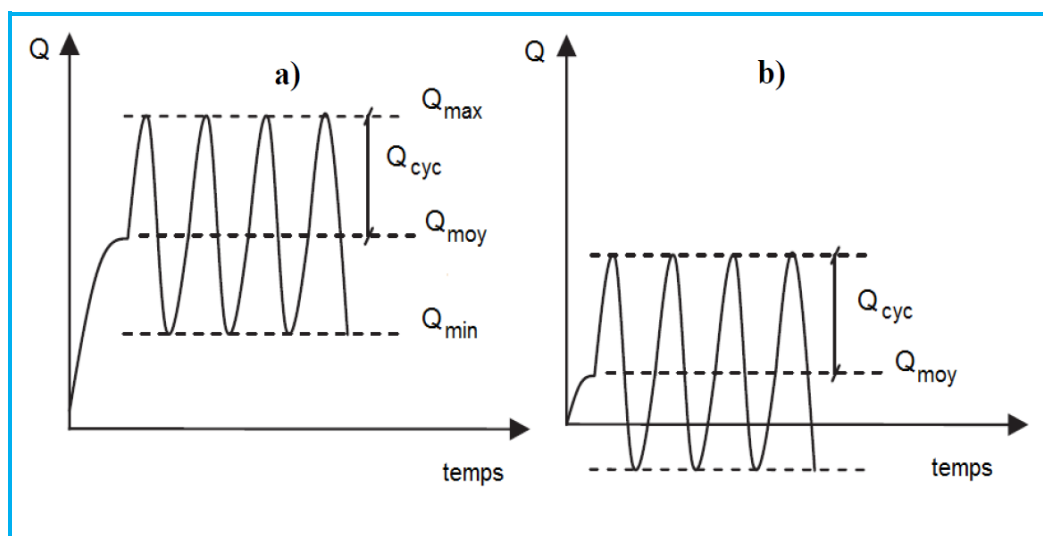


Figure II-1 : Schéma des différents types de chargement cyclique : a) non alterné b) alterné [5]

### II-3 Bases de données expérimentales [5]

Dans cette thèse, l'analyse du comportement des pieux sous chargements cycliques axiaux est limitée aux essais sur les pieux isolés en vraie grandeur dans différents types de sols:

- Sols fins: argile et limon.
- Sols pulvérulents: sable, sable siliceux et sable carbonaté.

Les avantages de ces essais in situ sont:

- D'utiliser un sol en place.
- D'utiliser des pieux réels.
- Des états réalistes d'interface sol-pieu.

#### II-3-1 Essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins [5]

##### II-3-1-1 Les premiers essais de chargements cycliques [5]

Seed & Reese (1955), Sharman (1961) et Whitaker & Cooke (1961) ont été les premiers à effectuer ces types d'essais.

Kraft et al (1981a) ont effectué deux séries d'essais sur quatre pieux battus ouverts dans de l'argile normalement consolidée. Les pieux étaient en acier tubulaire de  $D=0,356$  m avec une longueur variant entre  $L=12,2$  m et  $L=15,2$  m.

La figure II-2 illustre l'influence du niveau de chargement ( $Q_{max}/Q_{uc}$ ) sur le déplacement des quatre segments de pieu.

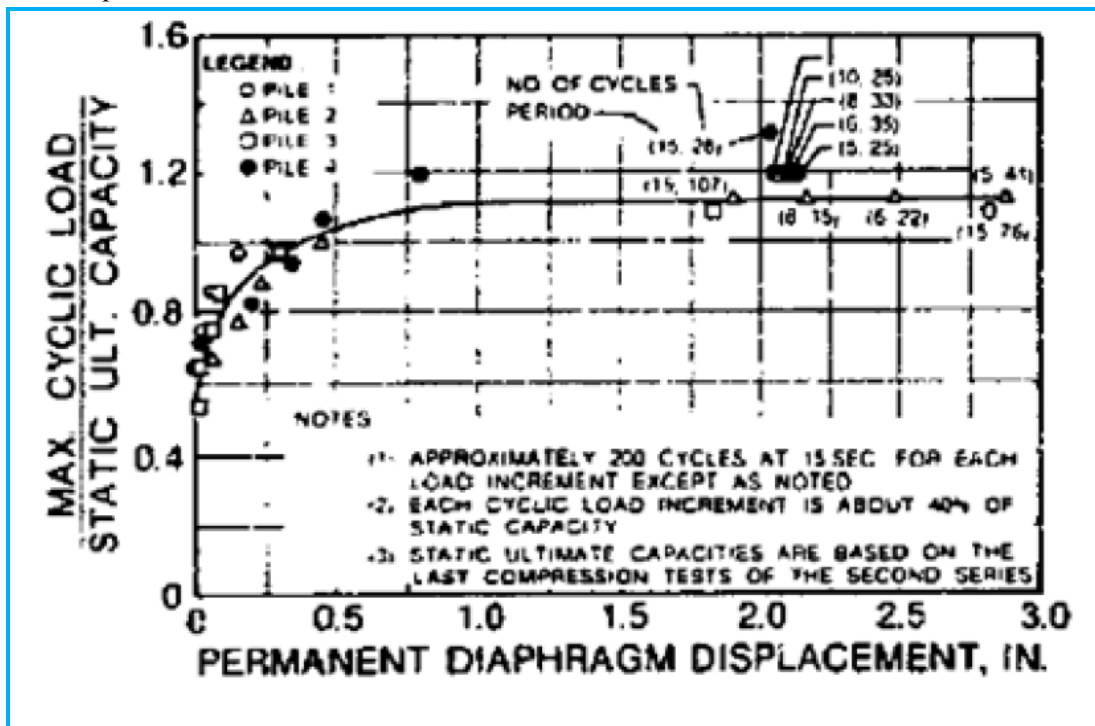


Figure II-2 : Influence du ratio du chargement ( $Q_{max}/Q_{uc}$ ) sur le déplacement des quatre pieux (Kraft et al. 1981a) [5]

On conclut, Pour des charges au-dessus de 80% de la capacité statique ( $Q_{max}/Q_{uc}=0,8$ ), les déplacements ont commencé à s'accumuler et le taux de déplacement a augmenté considérablement pour des charges s'élevant jusqu'à 110% de la capacité statique.

### II-3-1-2 Les essais effectués par le BRE [5]

Garas et McAnoy (1980) qui avaient montré que le comportement de pieux sous chargement cyclique en traction était satisfaisant pour  $Q_{max}=0,48 Q_{ut}$ .

McAnoy (1982) ont effectué une autre série d'essais de traction cyclique sur un pieu métallique de longueur de  $L=10$  m et de diamètre  $D = 193$  mm battu dans l'argile.

Durant cette campagne six essais statiques et trois cycliques (A, B et C) ont été réalisés sur le même pieu. Chaque essai cyclique a été précédé et suivi par un essai statique afin de noter l'effet des cycles sur la capacité portante statique (Figure II-3 a et b):

- Essais A :  $N = 13\ 597$  cycles et  $Q_{moy} + Q_{cyc} = 0,4 + 0,2 = 0,6. Q_{ut}$
- Essais B :  $N = 564$  cycles et  $Q_{moy} + Q_{cyc} = 0,4 + 0,4 = 0,8. Q_{ut}$
- Essais C :  $N = 11\ 775$  cycles et  $Q_{moy} + Q_{cyc} = 0,3 + 0,3 = 0,6. Q_{ut}$

Pour les essais A et C les déplacements moyens étaient stables et restaient inférieurs à 1 mm à 11775 et 13597 cycles respectivement. Quant à l'essai B, 564 cycles étaient nécessaires pour provoquer la rupture.

McAnoy et al. (1982) ont conclu qu'après 80% de la charge de rupture, un comportement dramatique du pieu s'est produit après un nombre restreint de cycles, et la rupture a suivi.

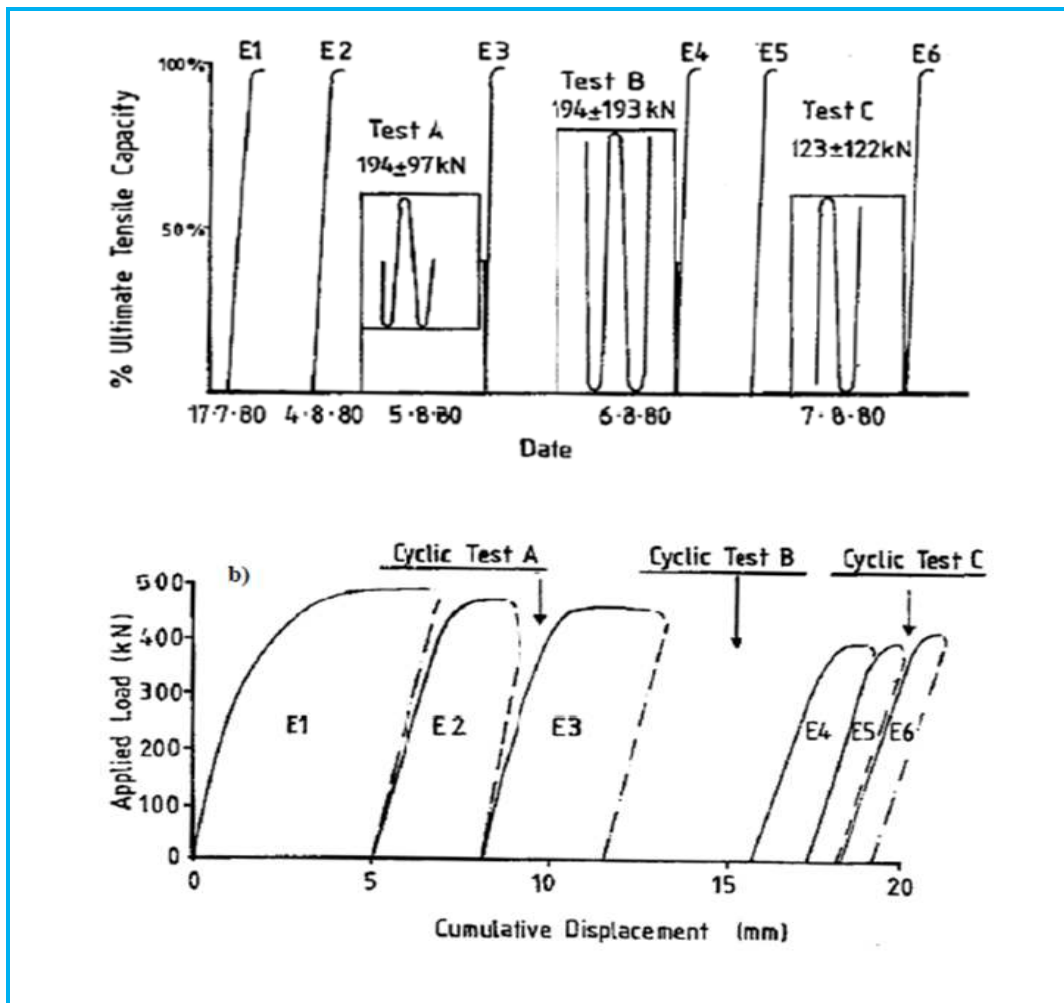


Figure II-3: a) Historique de chargement et b) Déplacement cumulé en tête du pieu de Cowden (McAnoy et al. 1982) [5]

### II-3-1-3 Les essais effectués par l'IFP [5]

Puech et al. (1981) ont effectuée des essais de chargements cycliques sur un pieu métallique tubulaire battu fermé de  $D=273\text{mm}$  et  $L=13\text{ m}$  dans des dépôts récents de sédiments marins comprenant des vases compressibles, des sables lâches et des argiles vaseuses (site de Plancoët) la Figure II-4 montre le type de chargements appliqués à ce pieu: charge statique (S), cyclique (C) et tempête (T). Les figures II-5a et b et figure II-6 donnent respectivement les déplacements en tête du pieu en fonction du nombre de cycles pour 3 essais appelés C21, C12 et T2.

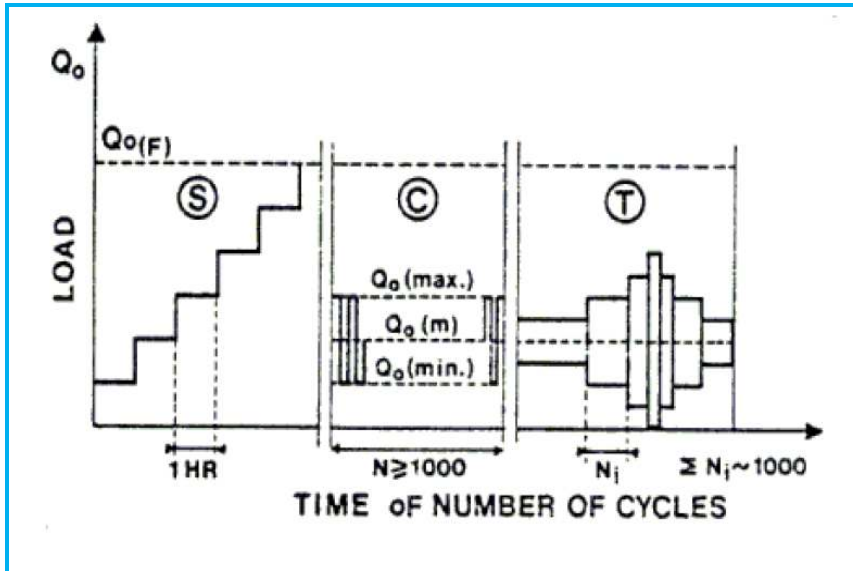


Figure II-4 : Types de chargements appliqués sur le pieu de Plancoët: charge statique (S), cyclique (C) et tempête (T) [5]

Les essais C21 et C12 ont les mêmes charges maximales  $Q_{\max}$  (52% de la charge de fluage  $Q_{ft}$ , soit 40% de la charge ultime  $Q_{ut}$ ) et des charges minimales différentes ( $0,32 Q_{ft}$  et  $0,1 Q_{ft}$  respectivement) figure II-5(a) et (b), tous les deux montrent une accumulation régulière du déplacement en tête.

L'essai C11 (figure II-6 a) qui a une charge maximale  $Q_{\max} = 0,42 Q_{ft}$  permet de conclure une tendance claire de stabilisation en déplacement.

L'essai T2 (figure II-6 b) montre que plus la charge maximale est élevée, plus la vitesse de déplacement est grande.

Puech et (1982) a prouvé qu'en s'arrêtant aux 50 premiers cycles on ne peut conclure sur le comportement du pieu à long terme figure II-5(b). De plus dans l'essai C21 et S3 (Figure II-7).

On constate que sous la charge maximale, il y a transfert clair de la charge vers le bas du pieu sous la charge maximum. Les distributions cycliques et statiques sont identiques.



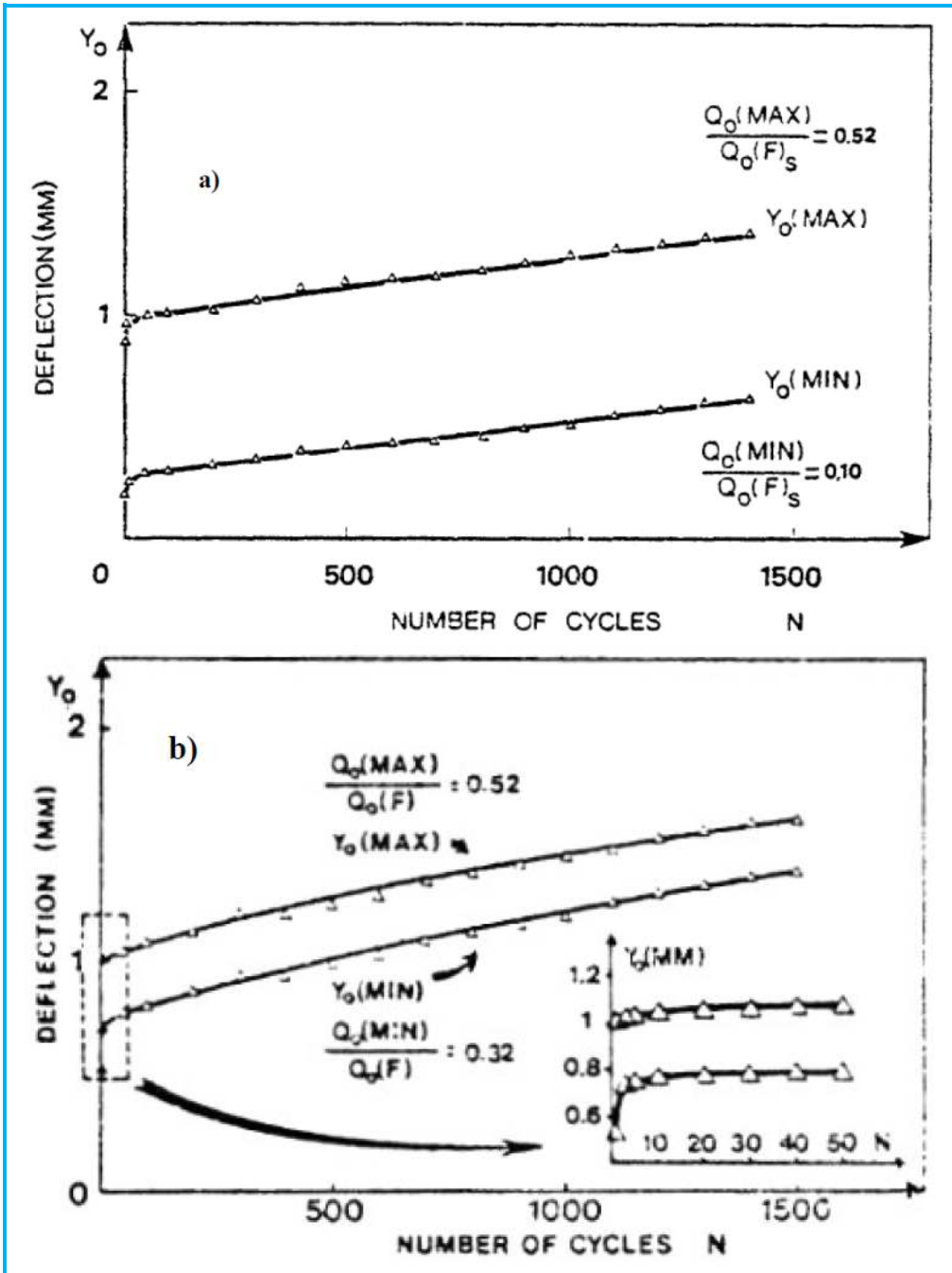


Figure II-5 : Évolution du déplacement du pieu de Plancoët pendant : a) l'essai cyclique C12 b) l'essai cyclique C21 [5]

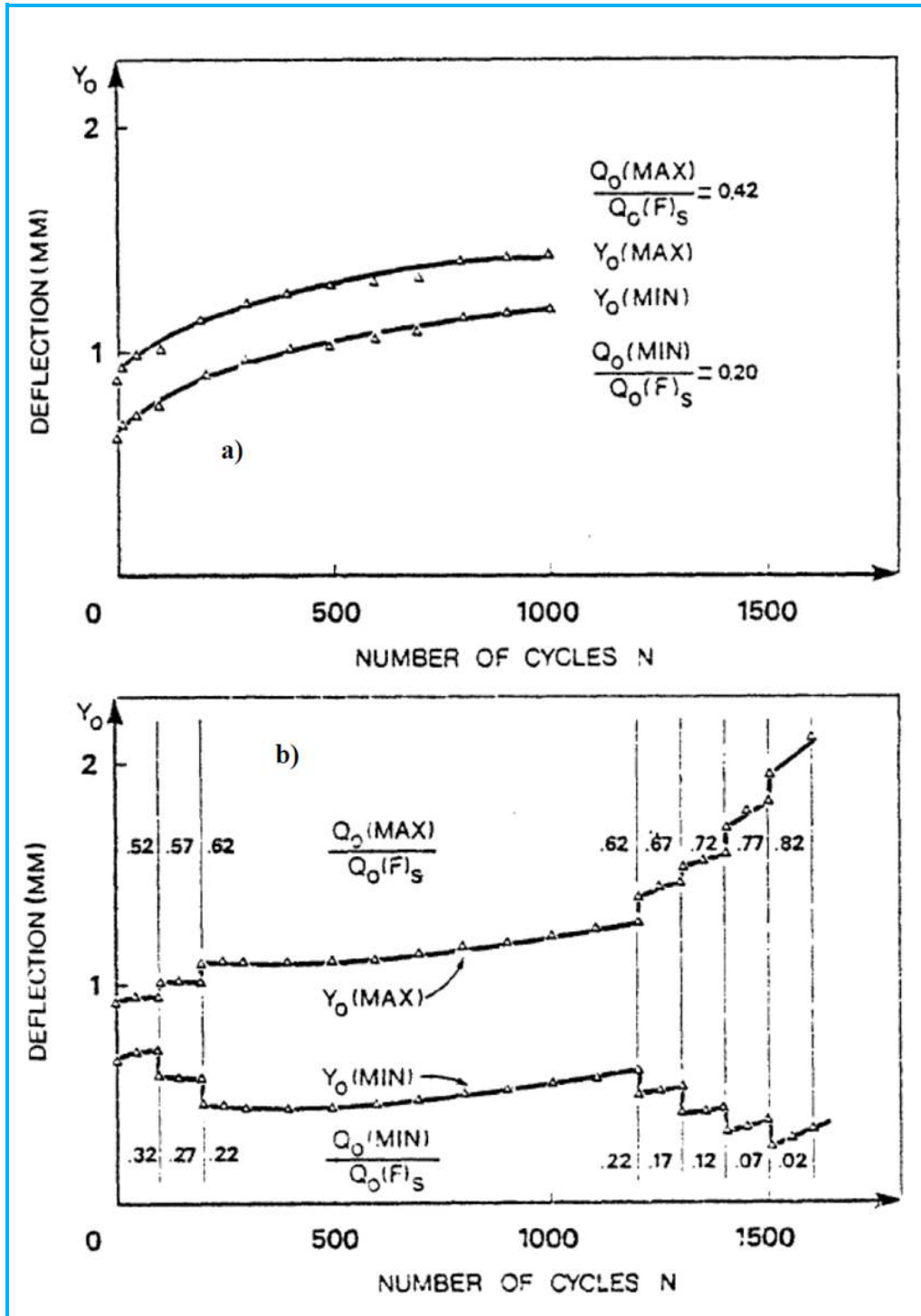


Figure II-6 : Évolution du déplacement du pieu de Plancoët pendant l'essai cyclique C11 b) l'essai cyclique T2 [5]

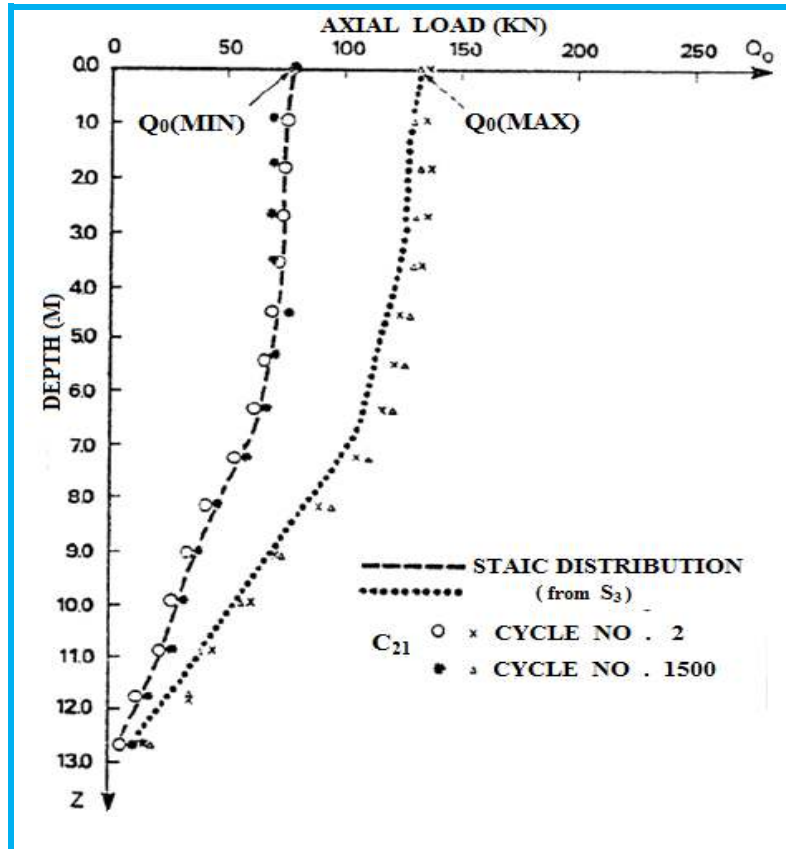


Figure II-7 : Comparaison des répartitions des efforts le long du pieu de Plancoët pendant l'essai statique S3 et cyclique C21 [5]

La figure II-8 montre que la charge cyclique de fluage est égale à 60 % de la charge statique de fluage. Puech et Vergobbi (1983) ont montré que l'évolution du frottement latéral en fonction des cycles dépend de la nature et de la profondeur de la couche de sol ainsi que la sévérité du chargement cyclique.

Puech et al (1981) ont effectué des séries d'essais de chargements cycliques du même type sur un autre site constitué d'argile plastique surconsolidée ( $OCR=2$ ). Le pieu avait une longueur de  $L=17m$ . On conclusion le comportement du pieu sous chargement cyclique dépendant de la nature du sol.

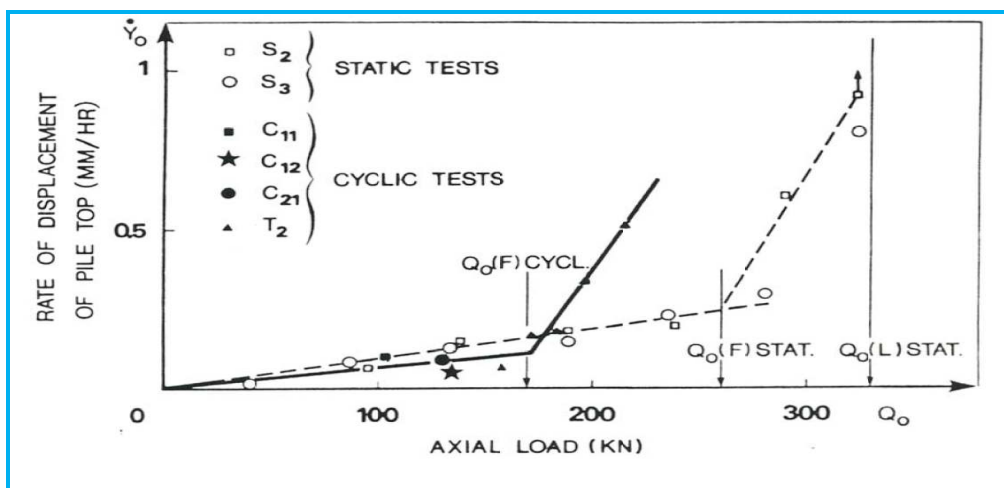


Figure II-8 : Courbes de fluage statique et cyclique du pieu de Plancoët [5]



La Figure II-9 compare, pour une combinaison de chargement similaire, l'évolution du déplacement maximal en fonction du nombre de cycles pour les deux sites (Plancoët et Cran). Il est clair que le pieu de Cran montre un taux d'accroissement de déplacement très inférieur à celui de Plancoët.

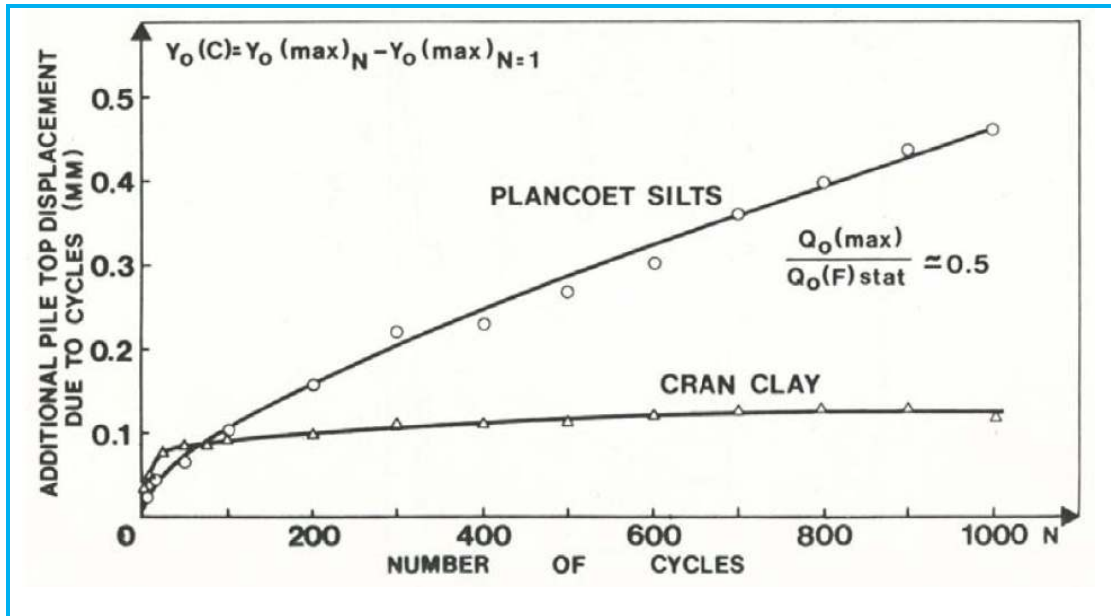


Figure II-9 : Courbes de fluage statique et cyclique du pieu de Plancoët [5]

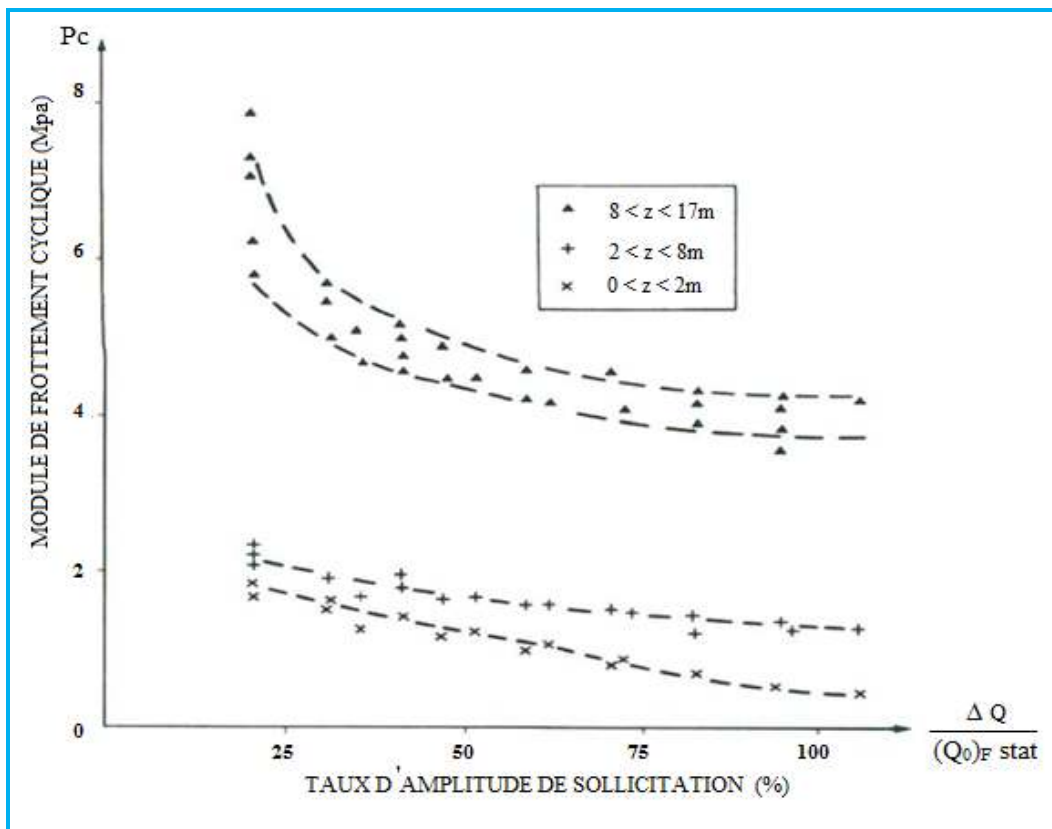


Figure II-10 : Evolution des modules cycliques par couche de sol avec le niveau de l'amplitude de chargement cyclique (pieu de Cran) [5]



Puech (1982) a constaté que pour le pieu de Cran, les charges statiques et cycliques de fluage sont identiques.

Sur la Figure II-10 on déduit que pour chaque couche de sol, les modules cycliques décroissent en fonction de l'augmentation de l'amplitude de chargement cyclique.

Sachant que le module cyclique est la différence entre la charge maximale et minimale appliquées sur la différence entre le déplacement maximal et minimal mesurée.

Il reste à noter que pour les résultats obtenus par l'IFP sur les deux pieux métalliques de Cran et Plancoët, chaque campagne d'essai était effectuée sur un seul et même pieu.

### II-3-1-4 Les essais effectués par Doyle et Pelletier [5]

Doyle et Pelletier (1985) ont effectué des essais de chargements cycliques sur un pieu métallique de  $D=762\text{mm}$  et  $L=22\text{m}$  installé dans l'argile de la Baie de San Francisco les résultats rapportés sont comme suite:

Sachant que les essais de chargement répétés en traction ont été appliqués de façon graduelle avec une augmentation de  $Q_m - Q_c = 0,25 Q_{ut}$ . Les essais ont démontré que l'accumulation du déplacement commence lorsque  $Q_{max} / Q_{uc} > 0,83 Q_{ut}$  et le pieu devient instable lorsque chargement cyclique atteint  $Q_{max} / Q_{uc} = 1$  en seulement 5 cycles.

Par contre, quand les chargements cycliques étaient des essais de chargements cycliques alternés ont été effectués à déplacements contrôlés avec un nombre de cycles faible (7-16 cycles). Lors de ces essais les valeurs du frottement latéral ont subi une dégradation comprise entre 61 et 85% des valeurs pré-cycliques.

La Figure II-11 résumé les essais de chargements cycliques de pieu effectués dans l'argile (Doyle et Pelletier 1985).

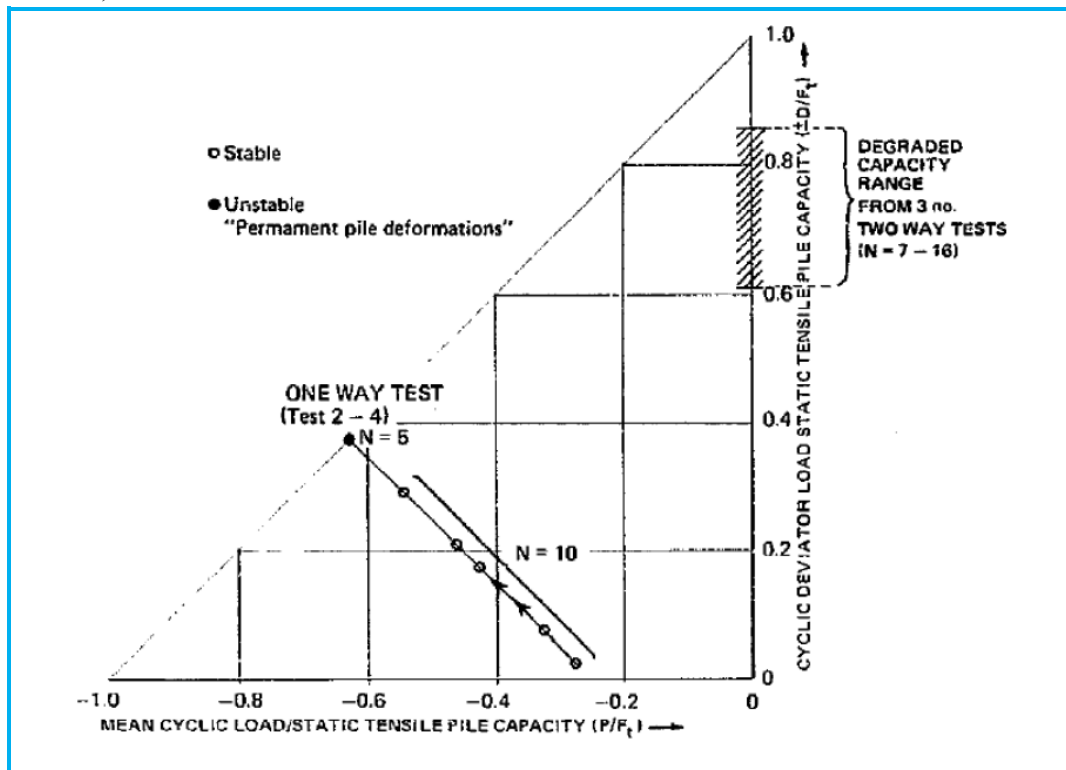


Figure II-11 : Diagramme de stabilité des essais de chargements cycliques de pieu effectués dans l'argile de la Baie de San Francisco (Doyle et Pelletier, 1985) [5]



### II-3-1-5 Les essais effectués par le NGI [5]

Karlsrud et Haugen (1985), Karlsrud et al (1992) et Nowacki et al (1992) ont effectué une panoplie d'essais de chargements cycliques de pieux effectués par le NGI (Institut Norvégien de Géotechnique) sur cinq sites argileux différents.

Trois sites sont situés en Norvège :

- Haga : argile de plasticité moyenne et surconsolidation modéré
- Onsoy : argile molle plastique
- Lierstranda : argile de plasticité moyenne et surconsolidation modérée

Deux autres sites se trouvent en Angleterre :

- Pentre : argile de plasticité et surconsolidation faibles
- Tilbrook : argile de plasticité et surconsolidation élevées

Le but de ces essais est de mesurer aux différents niveaux la force axiale, la contrainte radiale et la pression interstitielle. Les pieux utilisés étaient de type métalliques battus fermés de  $D=153$  mm et  $L=5$ m à Haga et  $D=219$  mm et variable (battus après un avant trou à l'aide de casings) aux quatre autres sites.

Sur les sites de Onsoy et Lierstranda, des pieux métalliques tubulaire de  $D = 812$  mm et  $L = 15$ m ont été battus ouverts après un avant trou à l'aide de casings de 5m.

Après la dissipation des pressions interstitielles d'installation les essais de chargement du NGI ont suivi l'ordre suivant:

- i) essai statique jusqu'à la rupture en traction
- ii) combinaisons de chargements cycliques jusqu'à la rupture ou avec un grand nombre de cycles, suivies par
- iii) un autre essai de traction statique.

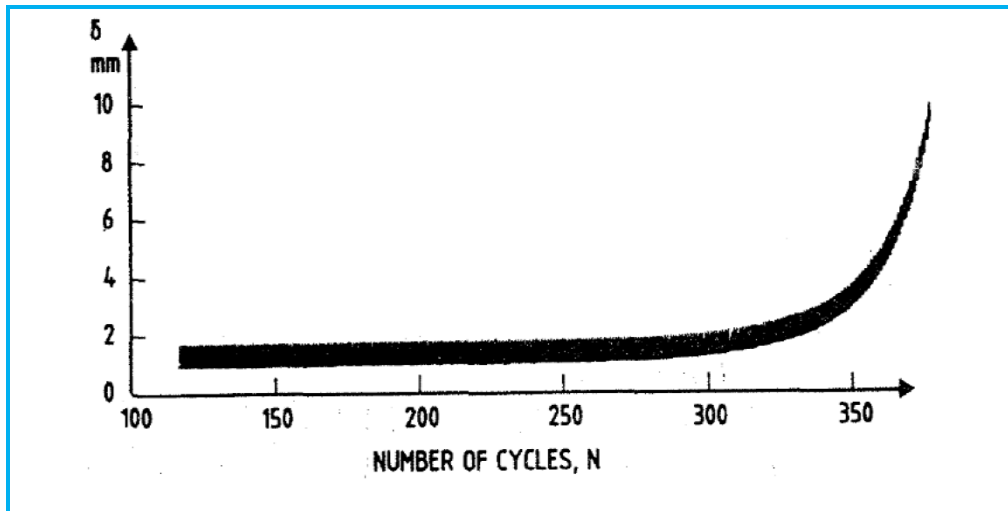
Le NGI a défini la rupture du pieu sous chargement cyclique par trois critères :

- Un déplacement cumulatif de 1,0 – 1,5 mm (c.-à-d. 1 % de D) ;
- Un taux de déplacement  $> 0,5$ mm/min;
- Une augmentation de déplacement de l'amplitude cyclique de 0,5 – 1,0 mm par rapport au premier cycle.

Le programme d'essais à Haga a englobé un total de 27 pieux dont 16 instrumentés le maximum du chargement cyclique a atteint 42 % de la capacité statique pour le chargement alterné et dans le cas du chargement cyclique répété a varié de 76 à 100%.

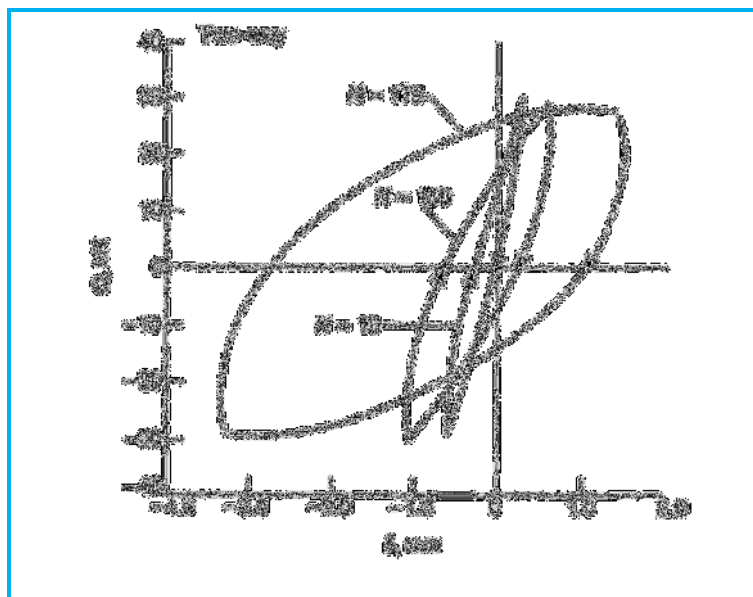
La Figure II-12 montre un exemple d'accumulation de déplacements pour un chargement cyclique répété avec  $Q_{moy} / Q_{ut} = Q_{cyc} / Q_{ut} = 0,375$  (c.-à-d. que  $Q_{min} = 0$  et  $Q_{max} = 0,75 \cdot Q_{ut}$ ).

Au début, les déplacements a évalué de façon linéaire puis à  $N=320$  le phénomène s'est accéléré brutalement.



**Figure II-12 : Evolution des déplacements en tête du pieu durant un essai de chargement cyclique répété ( $Q_{min}=0$  et  $Q_{max}=0.75 Q_{ut}$ ) (Karlsrud et Haugen 1985) [5]**

La Figure II-13 illustre la réponse d'un pieu en matière d'effort déplacement en tête dans le cas d'un chargement alterné était symétrique en début ( $Q_{moy} / Q_{ut} = 0$  et  $Q_{cyc} / Q_{ut} = 0,41$ ) et ceci appliqué pendant 175 cycles il y a un accroissement de l'écart entre le déplacement maximal et minimal, ce qui a dégradé la rigidité cyclique du pieu. La capacité portante a été réduite de 30%.



**Figure II-13 : Courbe effort-déplacement d'un pieu soumis à un chargement cyclique alterné (Karlsrud et Haugen 1985) [5]**

La Figure II-14 montre que dans le cas du chargement cyclique alterné, la capacité du pieu alterné est plus petite que dans le cas du chargement répété.

De là nous constatons que le nombre de cycles pour atteindre la rupture dépend du niveau de la charge cyclique.

Quand la réduction de la marquée, la charge moyenne diminue et l'amplitude cyclique augmente.

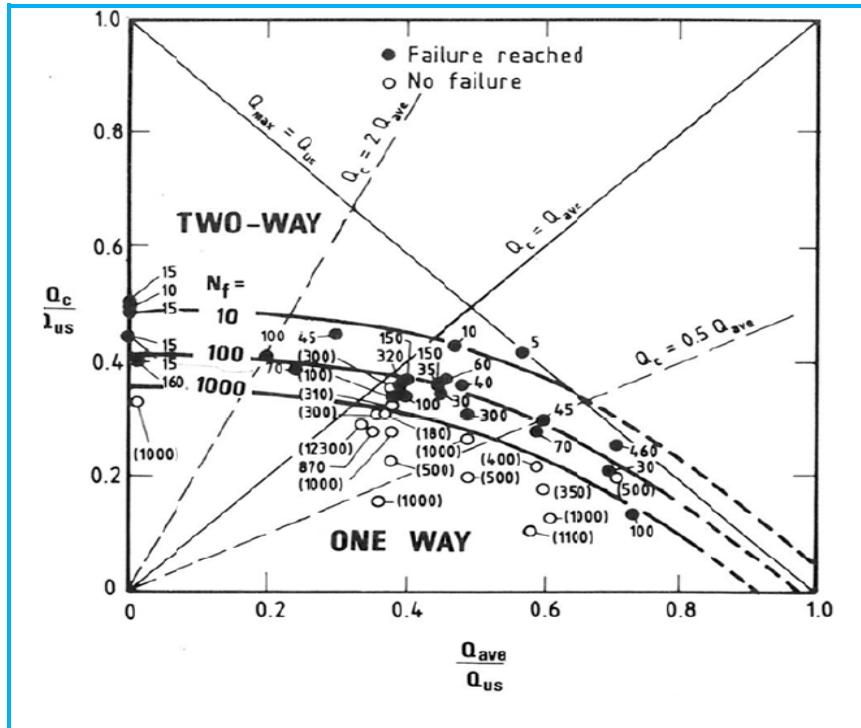


Figure II-14 : Le nombre de cycles a la rupture des pieux d'Haga en fonction de  $Q_{moy}$  et  $Q_{cyc}$  normalisés par la capacité statique  $Q_{us}$  de traction (Karlsrud et Haugen 1985b) [5]

La Figure II-15 illustre le diagramme présenté par Karlsrud et al (1992), ce qui est une comparaison entre les résultats obtenus les pieux d'Onsoy et de Lierstranda avec ceux de Haga avec 50 cycles seulement.

Les capacités cycliques normalisées des deux sites sont inférieures à celles de Haga mais en chargements cycliques alternés, en revanche, quand ces derniers sont répétés la capacité est faible à Haga

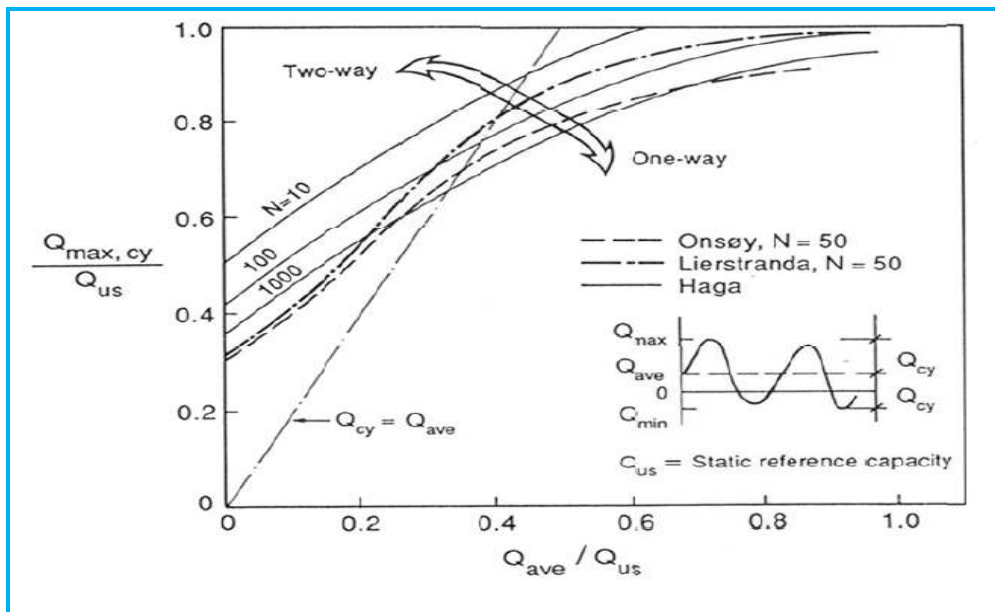


Figure II-15 : Comparaison des résultats obtenus d'essai de chargement cycliques des pieux d'Onsoy et de Lierstranda a ceux de Haga Karlsrud et al. (1992b) [5]





Les essais cycliques effectués par le NGI à Pentre et Tilbrook se sont focalisés sur les combinaisons  $Q_{cyc}=Q_{moy}$  et ont montré de faibles diminutions de la capacité de pieux de 10 à 15% après une dizaine de cycles.

### **II-3-1-6 Les essais effectués par l'équipe de Jaime [5]**

Après le tremblement de terre de 1985 à Mexico, Jaime et al (1990) ont effectué des essais de chargements cycliques sur des pieux foncés dans l'argile de Mexico. Ils en ont conclu que le comportement de ces fondations pendant le tremblement de terre avait été fonction de la charge statique initiale appliquée. Dans ces essais en traction, quand la charge cyclique appliquée n'a pas dépassé la capacité statique des pieux, ces derniers se sont comportés d'une manière stable. En revanche, lorsque  $Q_{max}$  a dépassé  $Q_{ut}$  de grands déplacements permanents et une perte de capacité portante des pieux ont été observés.

### **II-3-1-7 Les essais effectués par Bogard et Matlock [5]**

Bogard et Matlock (1990a, 1990b, 1990c, 1991) ont étudié le comportement du frottement des pieux battus ( $D=76\text{mm}$  et  $L=4,9\text{ m}$ ) dans l'argile sous chargements statiques et cycliques.

Les premiers essais ont été fait dans l'argile plastique d'Harvey Louisiane ont entraîné une dégradation rapide du frottement latéral dans le cas des chargements cycliques alternés.

La deuxième campagne a été effectuée à Empire (Etats-Unis) sur des pieux similaires.

La Figure II-16 montre que:

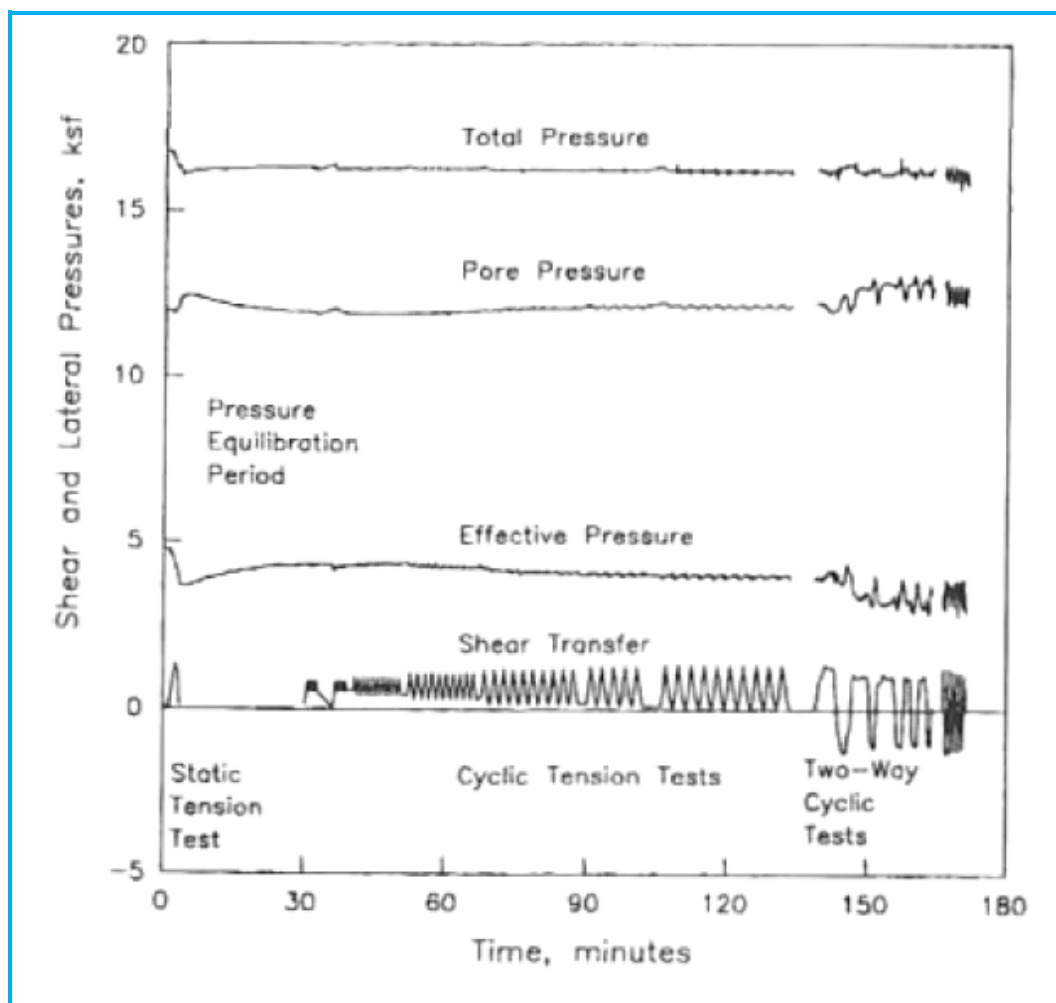
La charge moyenne était de 50% de la capacité statique. La réponse des contraintes radiale et inchangée, tandis que la pression interstitielle a augmenté seulement pour les essais alternés (essais Harvey) d'où une dégradation de 32% de la capacité pré-cyclique.

Des essais additionnels ont été réalisés à la plate-forme de West Delta dans le Mississippi. L'argile est stratifiée en trois couches :

- Très molle
- Mole avec plasticité moyenne
- Dure et plastique

Les essais ont été effectués avec les mêmes techniques que les précédents et ont indiqué des résultats semblables.

Le frottement minimal résiduel après la dégradation cyclique est indépendant du degré de consolidation et du temps après installation, d'où sensiblement égal à la résistance au cisaillement de l'argile remaniée.



*Figure II-16 : Exemple de d'essais de chargements sur un pieu d'Empire (Bogard et Matlock, 1990) [5]*

En passant en revue les résultats expérimentaux de Bogard and Matlock, on constate qu'aucune dégradation cyclique ne s'est produite dans le cas des essais répétés.

Cependant, le nombre de cycles a été limité approximativement à 30 et par conséquent ces observations ne peuvent confirmer le comportement des pieux sous chargement répété pour un nombre de cycles élevé.

### **II-3-1-8 Les essais effectués par l'équipe de McCabe [5]**

Une autre étude a été effectuée par McCabe (2002) et Lehane et al. (2003) dans l'argile molle de Kinnegar en Irlande pour déterminer la réponse des pieux isolés et en groupe sous chargements cycliques axiaux. Les pieux étaient en béton préfabriqué de géométrie carrée ( $B=250\text{mm}$  et  $L=6\text{m}$ ) et le critère de rupture a été défini par un déplacement en tête de pieu de  $25\text{mm}$  ( $B/10$ ).

Les essais cycliques sur les pieux isolés ont été effectués pour (i) fournir une référence pour les essais cycliques de groupe et (ii) établir les effets du temps et du précyclage sur le comportement cyclique suivant. Les essais étaient appliqués en ordre croissant de charge avec une période 60 min.

Au total deux pieux isolés ont été testés en traction cycliques. Les niveaux de chargements cycliques et les déplacements en tête des pieux correspondants sont montrés sur les Figure II-17a et b pour des deux pieux S1: C/CY et S2: CY.



Les figures montrent que le taux d'accumulation du déplacement en tête de pieu s'accroît avec l'augmentation du niveau de chargement jusqu'à un seuil de charge où il y a évolution brutale vers la rupture. L'accumulation du déplacement dépend de la combinaison des charges cycliques et moyennes, et du nombre de cycles appliqué.

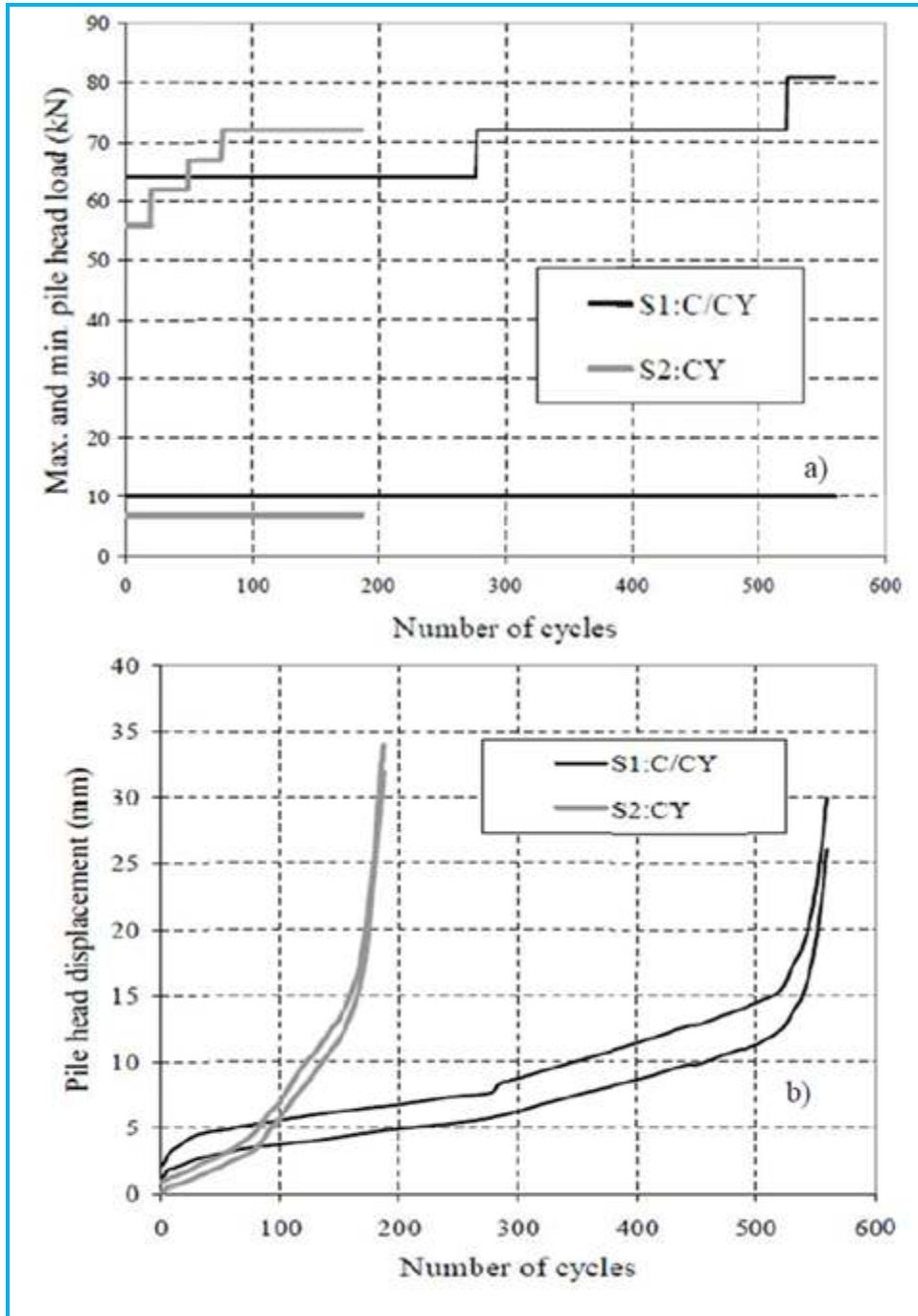


Figure II-17 :a) Les niveaux de chargements cycliques b) Les déplacements en tête de pieux des deux pieux S1 : C/CY et S2 : CY [5]

Durant ces essais, le niveau de chargement cyclique a atteint 100% de la charge statique et la rupture cyclique a généré une réduction de 14% de la capacité des pieux isolés.



### II-3-1-9 Les essais effectués par l'équipe de Cox [5]

Cox et al. (1993) ont effectué des essais de chargements cycliques en compression sur des pieux de géométries identiques ( $D=782$  mm et  $L=30$ m) dans deux argiles différentes : Pentre et Tilbrook. Ils ont utilisé la même procédure dans les deux cas afin d'étudier l'influence du type de sol sur la dégradation cyclique.

Dans les essais dans l'argile normalement consolidée de Pentre, aucune réduction de la capacité statique n'a été observée entre avant et après le chargement cyclique qui a atteint 100% de la capacité statique. En revanche, dans le site de Tilbrook qui est composé d'un till glacial peu plastique au-dessus d'une roches à grains fin plastique, les essais de chargements cycliques, qui ont atteint  $Q_{\max} = 90\% Q_{uc}$ , ont provoqué une réduction de 8% de la capacité.

Ces résultats ne concordent pas avec l'opinion traditionnelle qui suggère que les sols ayant une plasticité élevée sont susceptibles d'être plus résistants à la dégradation cyclique. En effet, Jardine (1991) a suggéré que cette catégorie de sols est moins influençable sous chargements cycliques en raison de ses faibles angles de frottement d'interface. Cependant, les résultats des essais de Tilbrook peuvent être expliqués par la surconsolidation de cette argile puisque les sols une surconsolidation élevée sont susceptibles d'être moins résistants à la dégradation cyclique. Ce qui est confirmé par les travaux d'Andersen (2009) sur l'argile de Drammen.

### II-3-2 Essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sables [5]

L'étude bibliographique a permis de constater que les essais de chargements cycliques sur pieux grandeur nature installés dans le sable sont très limités. On a choisi d'étayer la recherche sur les essais de chargements cycliques sur pieux modèle.

#### II-3-2-1 Les premiers essais de chargements cycliques [5]

Begemann (1973) a réalisé des essais de chargements cycliques répétés en traction et en compression sur huit pieux métalliques de type H (30x30) battus dans le sable dense de Rotterdam..

Dans ces essais la charge monte jusqu'à 80% de la capacité statique en traction et 100% de la capacité statique en compression.

L'auteur a constaté que la charge augmente, plus le mouvement résiduel est important, il a obtenu la rupture après seulement 4 cycles, pour les cas de chargement ( $Q_{\max} = 0,5$  et  $0,55 Q_{ut}$ ) et avec un déplacement critique de 0,2mm ( $B/1500$ ). L'auteur a constaté qu'il était impossible de récupérer la réduction de frottement latéral provoqué par les essais de traction.

Chan (1975) a utilisé des pieux installés dans des sables fins vaseux denses à Kuala Lumpur en Malaisie. Le diamètre nominal était de 0,45 m avec des longueurs variant entre 5,6 m et 7,8 m. Le chargement maximal est de  $Q_{\max} = 1100$  kN (100% de  $Q_{uc}$ ) et il a été appliqué à sens unique en compression ( $Q_{moy} = Q_{cyc}$ ).

La Figure II-18 (a) montre la courbe typique de chargement-déplacement et (b) le déplacement résiduel en tête du pieu en fonction du nombre de cycles. Chan (1975) a constaté que l'effet de 10 cycles de chargement était de doubler le déplacement en tête de pieu (3,8 mm à  $N=1$  et 7,1 mm à  $N=10$ ). Dans les trois premiers cycles, le déplacement résiduel a diminué brusquement puis plus lentement en fonction de  $N$ .

La Figure II-18 (a) définit typiquement la courbe de chargement-déplacement et (b) le déplacement résiduel en tête du pieu en fonction du nombre de cycles.

Chan (1975) a constaté que l'effet de 10 cycles de chargement était de doubler le déplacement en tête de pieu (3,8 mm à  $N=1$  et 7,1 mm à  $N=10$ ). Dans les trois premiers cycles, le déplacement résiduel a diminué brusquement puis plus lentement en fonction de  $N$ .

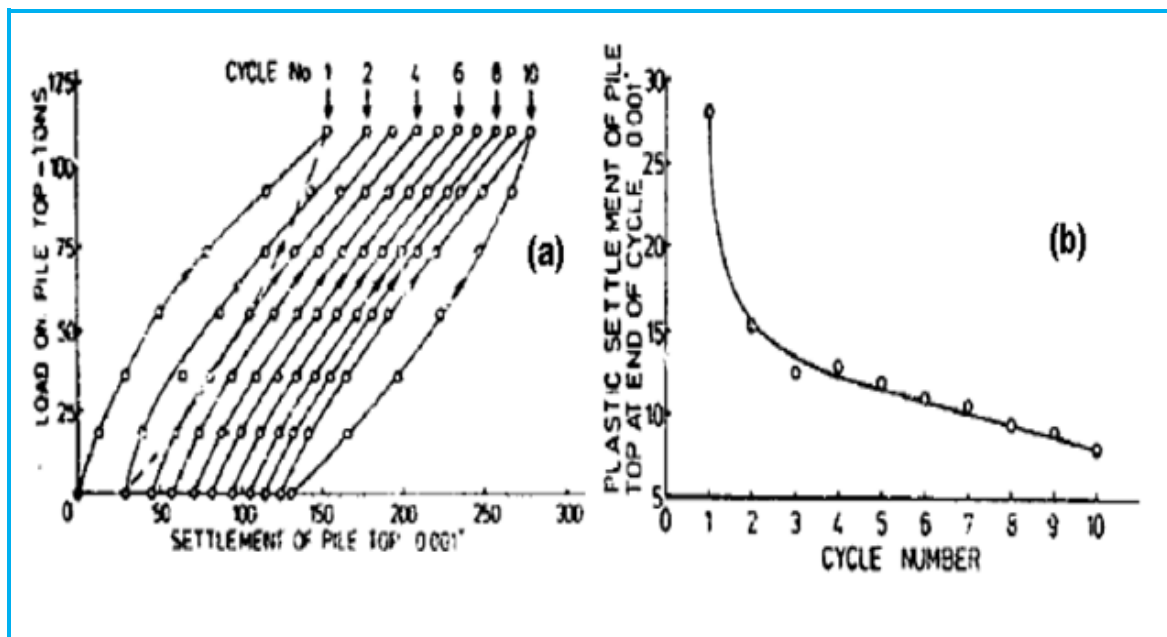


Figure II-18 : Courbes (a) efforts-déplacements (b) déformation plastique en fonction du nombre de cycles (Chan, 1975) [5]

Lu et al. (1979) ont présenté des résultats d'essais statiques et cycliques horizontaux et verticaux sur un pieu métallique (12x53 HP) instrumenté, battu dans un sol constitué d'un mélange de gravier dense, de sable fin et de vase argileuse aux États-Unis. Le pieu faisait 14,5 m de longueur.

Sous chargements statiques, des déplacements en tête de pieu de 4 et 30 millimètres ont été obtenus pour des valeurs de chargements de 625 kN et 1335 kN respectivement. Cette dernière valeur correspond approximativement à la capacité portante en compression.

Le chargement cyclique vertical a été appliqué à une fréquence de  $f = 0,1$  Hz et jusqu'à 20 cycles. Au total deux niveaux de chargement ont été imposés :  $0,58+ \text{ où } -0,1 Q_{uc}$  et  $0,95+ \text{ où } -0,1 Q_{uc}$ . Les accumulations de déplacements provoquées par les 20 cycles étaient de 0,5 mm et 2,75 mm respectivement.

Il a été remarqué que le pieu avait un comportement essentiellement élastique pendant le chargement et donc satisfaisant. Les caractéristiques de rigidité de pieu étaient inchangées.

L'instrumentation du pieu a permis d'établir la répartition des efforts le long du fût. La Figure II-19 illustre l'évolution du pourcentage de résistance de pointe en fonction de la charge appliquée. Les mesures de jauges de contrainte ont montré que le pourcentage de résistance de pointe a augmenté jusqu'à 70% de la charge de rupture pendant l'essai statique et n'a pas évolué pendant les cycles.

Heins et Barends (1979) ont effectué une série d'essais de chargements statiques et cycliques sur des pieux de diamètre  $D=0.356$ m enfoncés dans les sables denses de Hoogzand aux Pays-Bas. Les pieux étaient de type (B) tubulaire métallique fermé  $L=6.75$ m testés en traction et en compression cyclique répétée et (D) tubulaire métallique ouvert de  $L= 7.68$ m et de 13.11m et ont été testés uniquement en compression cyclique répétée.

Les pieux ont été testés en statique puis ont subi une série de chargements cycliques avec augmentation de charge moyenne. Le nombre de cycles était d'environ 50 par incrément et  $f$  était égal à 0.033 Hz ( $T=30$ sec).

Heins et Barends (1979) ont remarqué que l'accumulation des déplacements, lors des essais en compression répétée, s'est produite quand  $Q_{max}$  a dépassé  $0.52 Q_{uc}$  (Figure II-19).

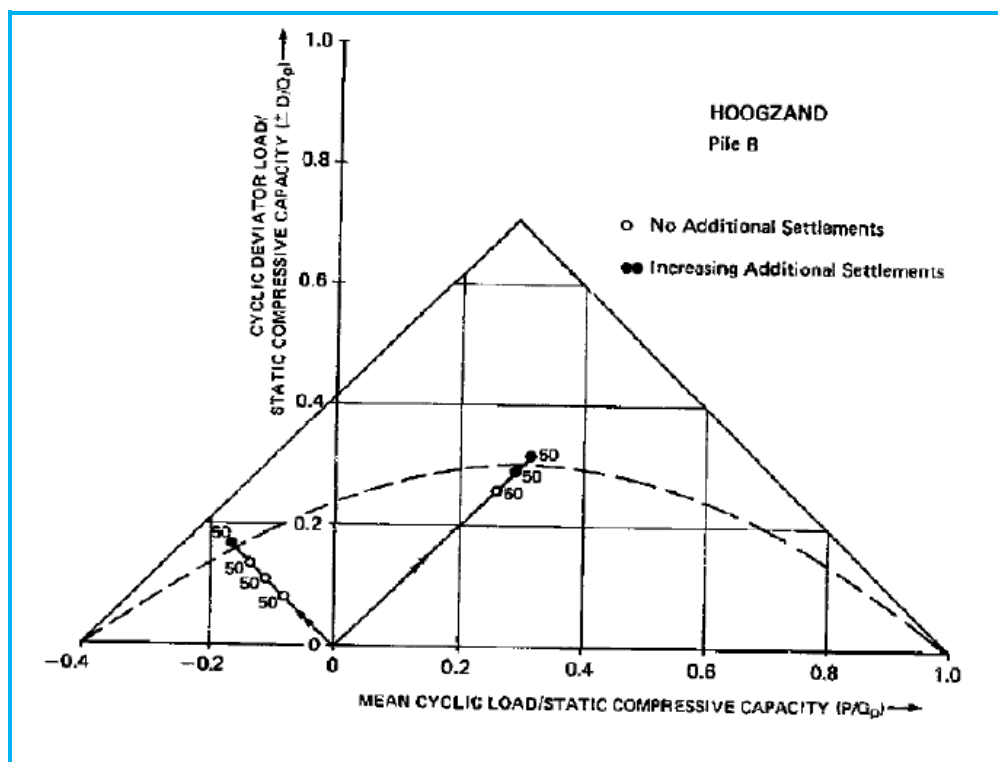


Figure II-19 : Enveloppe cyclique des essais cycliques traction et compression sur pieu B (Heins et Barends, 1979) [5]

En traction, ils ont noté que l'accumulation commence après que le chargement ait dépassé  $0,67 Q_{ut}$  et que des pourcentages plus élevés du chargement cyclique pourraient être soutenus en traction (environ  $0,60 Q_{ut}$ ) qu'en compression (environ  $0,50 Q_{uc}$ ).

### II-3-2-2 Les essais effectués par l'ICP [5]

Dans le cadre du projet de recherche GOPAL (Grouted Offshore Piles for Alternating Loading) qui a été prolongé par une étude spéciale financée par HSE (Health & Safety Executive), une série d'essais de chargements cycliques sur des pieux a été effectuée par Jardine et Standing (2000a, b). Les pieux étaient tubulaires métalliques ( $D=457\text{mm}$  et  $L=10$  à  $19,37\text{m}$ ) et ont été battus ouverts dans le sable de Dunkerque.

Le programme d'essais a englobé des essais cycliques répétés en traction et alternés. Les cycles étaient appliqués avec une période d'environ 2 minutes et n'étaient pas précisément de forme sinusoïdale. Le critère de rupture était fixé à un déplacement de 10% de diamètre.

Jardine et Standing (2000a, b) ont constaté que :

- Le chargement à niveau cyclique élevé peut mener à des réductions de la capacité du pieu.
- Le chargement cyclique alterné à niveau élevé pourrait amener le pieu en rupture après quelques cycles seulement (la Figure II-20 illustre un exemple à 75 % de la charge statique).
- Le chargement cyclique à faible niveau de cycle peut avoir un effet bénéfique sur la capacité du pieu et peut accélérer le processus du vieillissement.
- Les essais statiques rapides de traction réalisés après les ruptures cycliques de chargement n'ont pas montré de pics mais ont développé un modèle de rupture progressive en fonction de l'augmentation des déplacements. Ce comportement peut être dû au taux de chargement plus rapide, ou au précyclage.



La Figure II-21 illustre le nombre de cycles qui ont provoqué la rupture pour des combinaisons (charge moyenne et amplitude cyclique) normalisée par la capacité statique disponible (en traction) juste avant le début de l'essai cyclique. Cette figure montre que lorsque les niveaux de chargement cycliques augmentent, peu de cycles sont nécessaires pour provoquer la rupture du pieu.

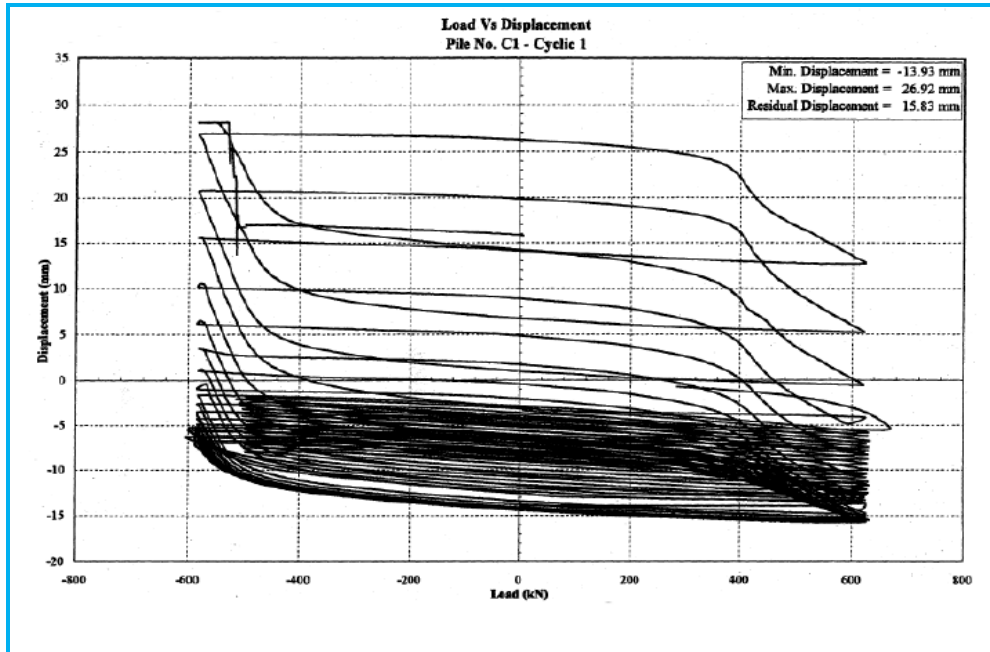


Figure II-20 : Courbe effort-déplacement pour le test 2.C1.CY3. (Jardine and Standing, 2000) [5]

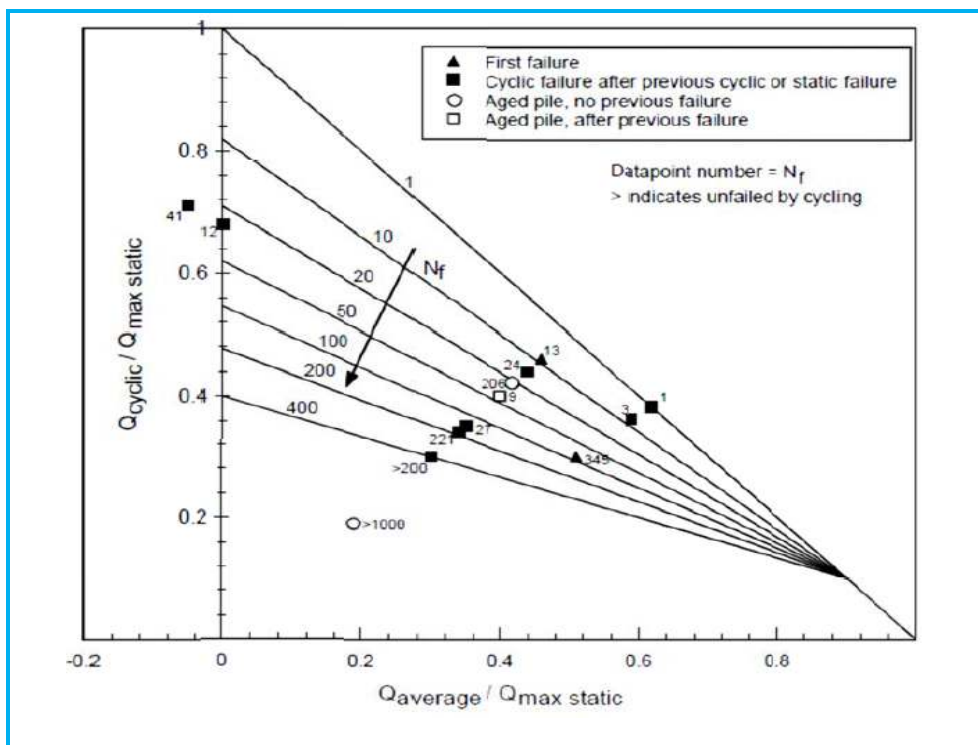
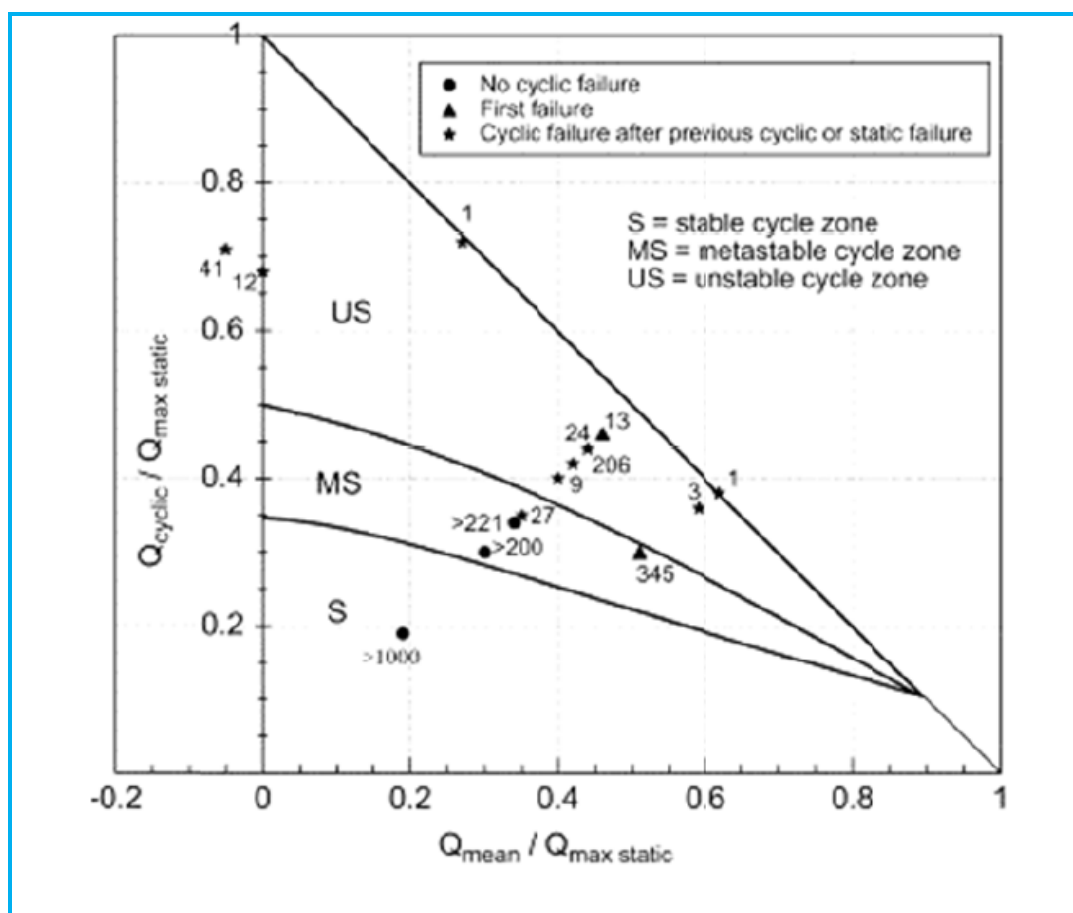


Figure II-21 : Diagramme sommaire des essais de chargements cycliques de pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine et Standing, 2000) [5]



En outre, Jardine et Standing (2012) ont présenté un autre diagramme (Figure II-22) sous forme de stabilité. En effet, ils ont pu caractériser trois zones de stabilité :

- Stable (S) : le déplacement en tête du pieu s'accumulent lentement après 1000 cycles sous un chargement répété ou alterné ( $< 1\text{mm}/1000$  cycles).
- Instable (US) : accumulation rapide de déplacement en tête du pieu sous un chargement répété ou alterné jusqu'à la rupture du pieu ( $10\% D$ ) avant 100 cycles.
- Métastable (MS) : une accumulation de déplacement en tête du pieu avec un taux modéré sans stabilisation ni provocation de la rupture et cela entre 100 et 1000 cycles.



**Figure II-22 : Diagramme de stabilité des essais de chargements cycliques de pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine et Standing, 2012) [5]**

L'analyse approfondie des tendances cycliques des pieux de Dunkerque est donnée par Rimoy et al (2013) qui prouve que (i) les rigidités cycliques montrent des changements généralement modestes jusqu'à ce que la rupture cyclique soit approché tandis que (ii) les déplacements permanents se développent selon un modèle plus complexe qui dépend de  $Q_{cyc}/Q_u$  et de  $Q_{moy}/Q_u$ .

Il faut noter que ces essais, qui ont englobé un programme étendu de combinaisons de chargements cycliques, ont été effectués sur des pieux non instrumentés et par conséquent n'ont fourni aucune information sur la dégradation du frottement latéral ni l'évolution de la résistance de pointe.





### II-3-2-3 Les essais effectués par SFYRA [8]

Les caractéristiques des essais réalisés sont présentées dans le tableau 2. SFYRA a réalisé 7 massifs de sol différents (numérotés de mass#1 à mass#7). Pour les massifs#1 et #2, un essai monotone a été réalisé sur le micropieu avant l'essai de chargement cyclique. Pour l'application des contraintes, elle a pris en compte une valeur du coefficient des terres au repos de 0,40 pour l'ensemble des essais.

La légende utilisée pour le tableau indique les spécifications suivantes: mass#i: massif#i, essai de type :

- CM : chargement monotone,
- FC : en force contrôle
- CD: en déplacement contrôle,
- HZ : la fréquence
- N : le nombre des cycles,
- $P_m$  : la charge moyenne,
- $P_C$ : l'amplitude du chargement
- $Q_C$ : la charge de rupture
- M : multimètre,
- NI: national instruments,
- \*: évaluation générale des résultats,
- \*\*: problèmes et explications éventuelles.
- 

L'application des sollicitations cycliques, même de faibles amplitudes, peut fortement altérer l'état du matériau au bout d'un certain nombre de cycles. Alors, lorsque nécessaire, il est important d'étudier les comportements correspondants. Il y a deux types de sollicitations cycliques: a contraintes contrôlées et a déformations contrôlées.

Les mécanismes qui contribuent à la rupture de micropieux sous chargement cyclique axial sont:

- ✓ L'accumulation des déplacements permanents avec augmentation de l'amplitude du chargement cyclique.
- ✓ La dégradation cyclique de la capacité portante liée à celle de la résistance en pointe et du frottement latéral.

Pour simuler ces deux mécanismes sur des modèles de pieux en laboratoire, deux types d'essai ont été réalisés :

- Des essais à force contrôlée, pour étudier la stabilité de la structure (accumulation de déplacement permanent),
- Des essais à déplacement contrôlé pour étudier la dégradation de la capacité portante.



Tableau II-1: programme expérimental des essais réalisés sur le micropieu [8]

Massif	Type d'essai	Essai	$t_0$	$\delta_v$ (µm)	$\delta_n$ (µm)	$K_0$	Hz	N	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	Syst. d'acqu	*	**
Massif#1	CM	M1CM	0,5	125	50	0,40	-	-	-	-	M	✓	
	FC	M1CC1	0,5	125	50	0,40	0,05	20	0,40	0,20	M	~	Alure pas parfaite
30									0,75				
Massif#2	CM	M2CM	0,5	125	50	40	-	-	-	-	M	✓	
	FC	M2CC1	0,5	125	50	0,40	0,01	100	0,1	0,1	M	×	La moitié du dernier cycle réalisée
									0,2	0,2			
									0,3	0,2			
	FC	M2CC3	0,5	125	50	40	0,10	50	0,1	0,1	NI	~	Besoin de conditionneur aussi pour la pointe
									0,2	0,2			
									0,3	0,2			
									0,3	0,3			
									0,4	0,2			
	0,4	0,3											
FC	M2CC2bis	0,5	250	100	0,40	0,05	50	v.M2CC3		M	×	Alure pas normale	
FC	M2CC3bis	0,5	250	100	0,40	0,10	50	v.M2CC3		NI	×	Alure pas normale	
Massif#4	FC	M4CC1	0,5	125	50	0,40	0,05	50	0,1	0,1	M	~	Alure pas parfaite
									0,2	0,2			
									0,3	0,2			
									0,3	0,3			
FC	M4CC2	0,5	125	50	0,40	0,50	50	v.M4CC1		NI	×	Alure pas normale/p-e NI	
FC	M4CC3	0,5	125	50	0,40	1,00	50	v.M4CC1		NI	×	v.M4CC1	
FC	M4CC4	0,5	125	50	0,40	2,00	50	v.M4CC1		NI	×	v.M4CC1	
Massif#5	FC	M5CC1	0,5	125	50	0,40	0,03	50	0,1	0,1	M	×	Alure pas normale
									0,2	0,1			
									0,3	0,1			
									0,4	0,1			
DC	M5CC2	0,5	125	50	0,40	0,03	50	-	-	M	✓		
Massif#6	FC	M6CC1	0,5	125	50	0,40	0,03	50	0,3	0,2	M	✓	Rupture
									0,4	0,2			
									0,6	0,2			
									0,8	0,2			
	DC	M6CC2	0,5	125	50	0,40	0,03	50	-	-	M	~	p-e "stick & slip"
Massif#7	FC	M7CC1	0,5	125	50	0,40	0,03	50	0,4	0,1	M	✓	
									0,4	0,2			
									0,4	0,3			
	DC	M7CC2	0,5	125	50	0,40	0,03	50	-	-	M	~	p-e "stick & slip"



❖ **Essais à force contrôlée**

Dans le cadre de son stage de recherche, SFYRA a étudié l'influence des paramètres suivants sur le comportement d'un micropieu soumis à un chargement cyclique:

- Le niveau du chargement (la charge moyenne( $P_m$ )).
- L'amplitude du chargement( $P_c$ ).

• **L'influence du niveau de chargement**

L'expérience a été réalisée sur l'essai M6CC1 sur le massif #6, elle consistée à garder l'amplitude constante pour les cycles et faire varier le niveau de chargement avec (un indice de densité égale à 0,50 et des contraintes de consolidation verticale et horizontale égale respectivement à 125 kPa et 50 kPa).

Dans un premier temps, la force atteinte en tête du pieu était de 1410 N, ce qui correspondait a  $P_m=0,3*Q_c$  ( $Q_c=4700$  N). Un premier test était réalisé avec une charge moyenne  $P_m=0,3*Q_c$  et une amplitude  $P_c=0,2*Q_c$ , ensuite la réalisation d'un second test avec  $P_m=0,4*Q_c$  et  $P_c=0,2*Q_c$ .

La figure II-23 montre l'évolution de la charge en tête par rapport au temps où on observe qu'à la fin de ces deux cycles la rupture était atteinte. La figure II-24 montre la courbe de la force en tête du pieu pendant le chargement cyclique.

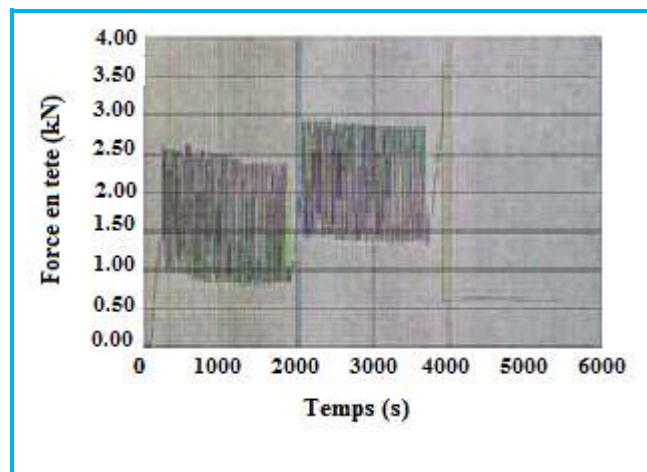


Figure II-23 : Evolution de la charge en tête par rapport au temps [8]

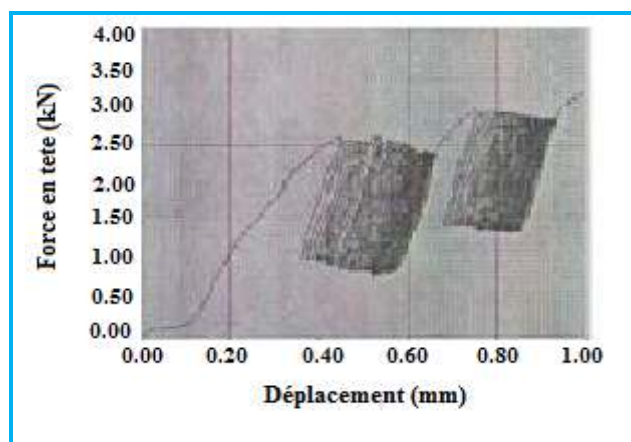


Figure II-24 : Evolution de la charge en tête par rapport au déplacement du pieu [8]

Sur les figures II-25 et II-26 on présente l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction du déplacement du pieu.

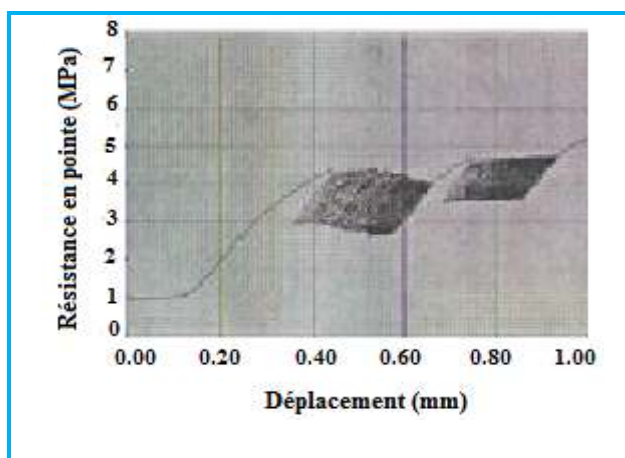


Figure II-25 : Evolution de la résistance en pointe par rapport au déplacement [8]

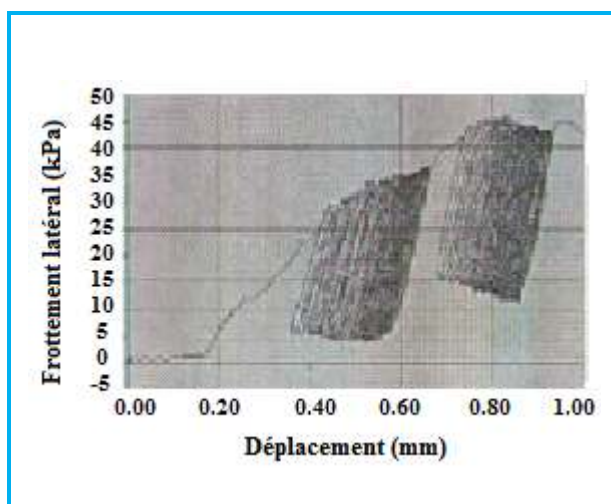


Figure II-26 : Evolution du frottement latéral par rapport au déplacement [8]

On remarque que :

- ⇒ Pour  $P_m=0,3*Q_c$  et  $P_c=0,2*Q_c$ , une valeur maximale mobilisée décroissante pour la résistance en pointe et une valeur maximale croissante du frottement latéral mobilisé.
- ⇒ Pour  $P_m=0,4*Q_c$  et  $P_c=0,2*Q_c$ , une valeur maximale mobilisée croissante pour la résistance en pointe et une valeur maximale décroissante du frottement latéral mobilisé.

Ce qui reste à retenir c'est que ces résultats sont conformes à ceux trouvés par Le Kouby dans sa thèse en (2003).

- **L'influence de l'amplitude de chargement**

L'expérience a été réalisée sur l'essai M7CC1 sur le massif #7, elle consistée à garder le niveau de chargement constante pour les cycles et faire varier l'amplitude avec (un indice de densité égale à 0,50 et des contraintes de consolidation verticale et horizontale égale respectivement a 125 kPa et 50 kPa).

Dans un premier temps, la force atteinte en tête du pieu était de 1880 N, ce qui correspondait à  $P_m=0,4*Q_c$  ( $Q_c=4700$  N). Le pieu a été ensuite soumis à trois chargements cycliques successifs en augmentant chaque fois l'amplitude :  $P_c=0,1*Q_c$  pour le 1<sup>er</sup>,  $P_c=0,2*Q_c$  pour le 2<sup>ème</sup> et  $P_c=0,3*Q_c$  pour le 3<sup>ème</sup>.

La figure II-27 montre la courbe de la force en tête du pieu pendant le chargement cyclique.

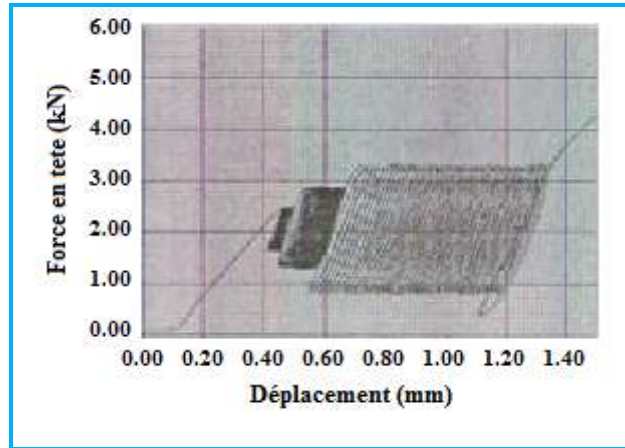


Figure II-27 : Evolution de la charge en tête par rapport au déplacement du pieu [8]

Sur les figures II-28 et II-29 on présente l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction du déplacement du pieu.

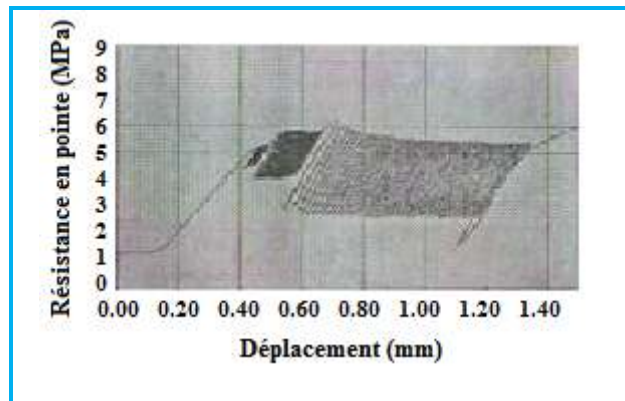


Figure II-28 : Evolution de la résistance en pointe par rapport au déplacement [8]

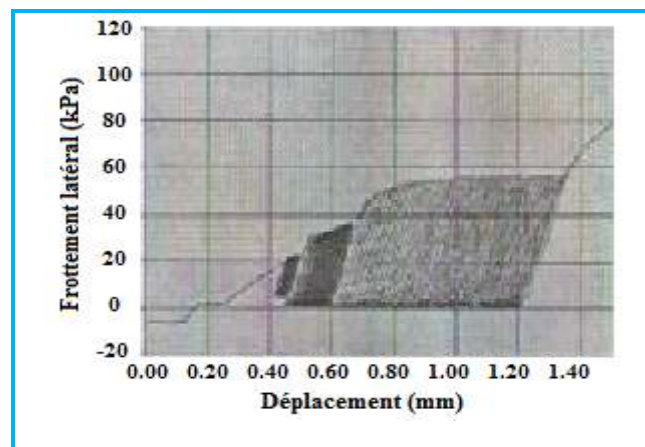


Figure II-29 : Evolution du frottement latéral par rapport au déplacement [8]

On remarque que :

- ⇒ Pour  $P_m=0,4*Q_c$  et  $P_c=0,1*Q_c$ , une valeur maximale mobilisée croissante pour la résistance en pointe et une valeur maximale au début croissante et ensuite décroissante du frottement latéral mobilisé.
- ⇒ Pour  $P_m=0,4*Q_c$  et  $P_c=0,2*Q_c$ , la résistance en pointe reste presque stable au début, présentant une diminution par la suite et le frottement latéral mobilisé présente une valeur maximale croissante.
- ⇒ Pour  $P_m=0,4*Q_c$  et  $P_c=0,3*Q_c$ , la valeur maximale mobilisée de la résistance en pointe est décroissante au début et se stabilise vers la fin. Le frottement, en revanche, présente une valeur maximale mobilisée croissante au début qui se stabilise vers la fin.

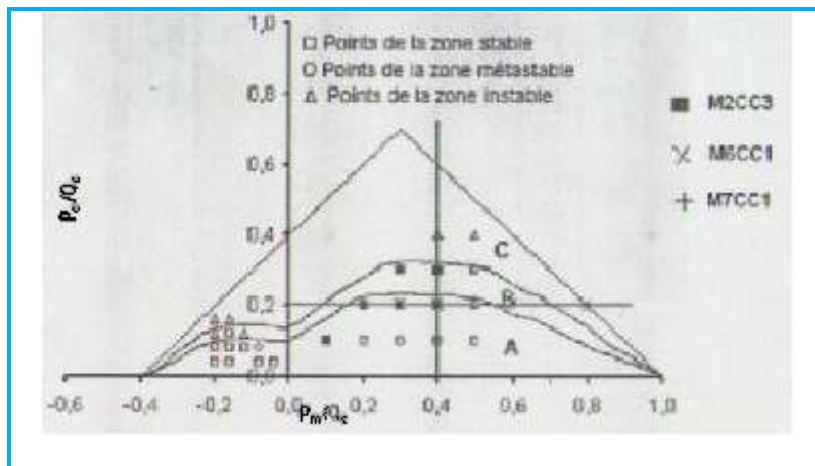


Figure II-30 : Interprétation en termes de diagramme de stabilité cyclique [8]

Sur le diagramme (Figure II-30) SFYRA a placée les points qui correspondent aux essais M2CC3, M6CC1 et M7CC1. La position des est conforme avec les vrais essais (ce diagramme est établi par Le Kouby à partir des essais réalisés dans le cadre de sa thèse 2003). Par exemple : l'essai M6CC1 a atteint la rupture, ce qui est logique, car la 3<sup>ème</sup> séquence cyclique programmée se trouve dans la zone métastable.

❖ **Essais à déplacement contrôlé :**

SFYRA s'est basée sur les essais alternés symétriques qui représentent le cas défavorable en terme de dégradation. Ce type d'essais permet de mettre en évidence la dégradation de la capacité portante en termes de frottement et de résistance en pointe.

L'expérience a été faite sur trois massifs : #5, #6 et #7. La procédure suivit consistée a :

- ⇒ Soumettre le pieu a un chargement monotone a déplacement contrôlé jusqu'à un enfoncement de 2mm.
- ⇒ Effectuer un chargement cyclique à déplacement contrôlé pour un nombre de cycles  $N=50$ .
- ⇒ Effectuer un rechargement monotone dans les mêmes conditions que le premier, mais jusqu'à a un enfoncement plus grand.

La figure II-31 présente l'évolution de la charge en tête en fonction du déplacement

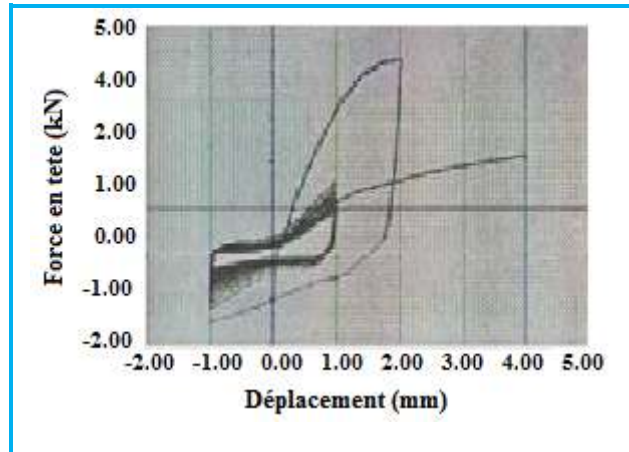


Figure II-31 : Evolution de la charge en tête par rapport au déplacement du pieu [8]

Sur les figures (II-32 et II-33) on présente l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral en fonction du déplacement du pieu.

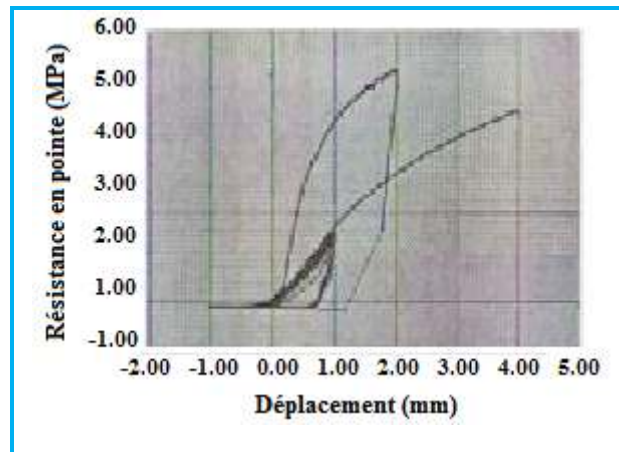


Figure II-32 : Evolution de la résistance en pointe par rapport au déplacement [8]

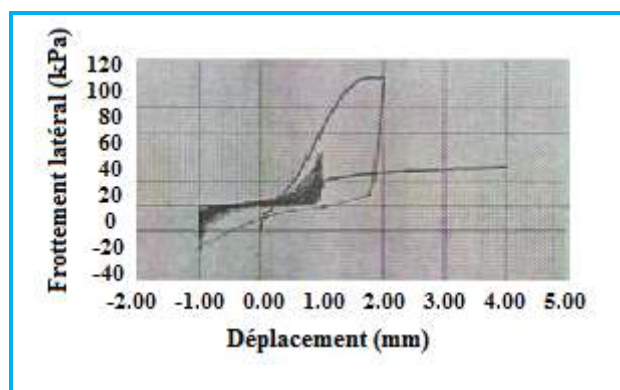


Figure II-33 : Evolution du frottement latéral par rapport au déplacement [8]

On remarque :

- ⇒ Une dégradation (frottement latéral et résistance en pointe) apparente dès le 1<sup>er</sup> cycle et continue à évoluer au cours du chargement.
- ⇒ La résistance en pointe diminue de 1,58 MPa au 1<sup>er</sup> cycle à 1,06 MPa lors du dernier.



- ⇒ Le frottement latéral diminue de 43,61 kPa à 15,11 kPa lors du dernier cycle.  
Pour le chargement monotone réalisé après la séquence cyclique on remarque que :
- ⇒ La résistance en pointe diminue de 5,15 MPa à 4,21 MPa, soit une diminution de 18%.
  - ⇒ Le frottement latéral diminue de 104 kPa à 31,2 kPa, soit une diminution de 70%.

#### II-4 Seuil critique de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins et dans les sables. [5]

Les différents essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins et les sables ont montré qu'il existe un seuil critique (SC = % de la capacité statique) au-dessus duquel le chargement cyclique peut dégrader la capacité portante du pieu. Schwarz (2002), rapporté par Abdel-Rahman et Achmus (2011), a donné des valeurs de ce seuil critique en fonction de type de sol (tableau II-2).

Le tableau indique clairement que les pieux installés dans les sols pulvérulents sont plus sensibles au chargement cyclique axial que les pieux installés dans les sols cohérents.

*Tableau II-2 : seuil critique du chargement cyclique en fonction de type de sol (Schwarz, 2002) [5]*

Nature du sol	Seuil Critique (SC)
Sable	0,1 – 0,4
Limon	0,4 – 0,6
Argile normalement consolidé	0,3 – 0,55
Argile surconsolidée	0,85 – 1,0





## II-5 Conclusion :

Ce volet comporte une base de données des essais de chargements cycliques sur des pieux réels installés dans différents types de sols. Ces essais montrent l'influence combinée du niveau de chargement, du nombre de cycles, de la vitesse de chargement et de l'histoire de chargements d'où la difficulté de l'analyse de chaque paramètre séparément.

Les observations des essais axiaux cycliques de pieu dans l'argile sont :

- La gamme des grandeurs cycliques appliquée était concentrée principalement sur des chargements répétés avec un niveau au-dessus de 60% de  $Q_u$ .
- Un gain de capacité de 5 à 20% lié à l'effet de vitesse de chargements.
- La dégradation semble être extrêmement rapide et dramatique dans le cas d'un chargement alterné.
- La capacité post-cyclique peut être réduite jusqu'à 31% de la capacité portante initiale du pieu.

Dans le sable, les trois effets majeurs constatés sur le comportement des pieux sous les cycles sont :

- La dégradation du frottement latéral,
- L'accumulation de déplacements en tête
- La dégradation de la capacité portante.

Cette étude nous a permis de constater l'existence d'un seuil critique ( $SC = \%$  de la capacité statique) au-dessus duquel le chargement cyclique peut dégrader la capacité portante du pieu. D'après ce seuil, on peut dire que les pieux installés dans les sols pulvérulents sont clairement plus sensibles au chargement cyclique axial que les pieux installés dans les sols cohérents.

D'autre part, c'est vrai que les différents essais existants donnent des réponses au comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux mais plusieurs incertitudes restent à signaler, notamment:

- L'influence du nombre de cycle élevé (>1000 cycles).
- L'influence du type de sol et du type de pieu.
- La quantification de la dégradation en fonction de la profondeur.



## Chapitre III

# Modélisation par éléments finis du comportement d'un pieu sous charge monotone

### III-1 Introduction

La modélisation par éléments finis d'un pieu chargé axialement est devenue l'une des meilleures solutions pour l'ingénieur géotechnicien, pour le dimensionnement et la conception des pieux, en vue de son efficacité en termes de temps et de précision des résultats ainsi que son prix relativement bas.

Ce chapitre consiste à élaborer une modélisation par éléments finis d'un pieu sous une charge monotone axiale. De ce fait, la présente thèse est plutôt une continuation des travaux effectués par Yaich Achour (Thèse de magistère soutenue en 2004 à l'université de Blida), Khouaouci Mohamed (Thèse de magistère soutenue en 2009 à l'université de Blida) et Ali Bachir Oussama (Thèse de master soutenue en 2013 à l'université de Blida). Ce chapitre comporte aussi une introduction à la méthode des éléments finis et au logiciel PLAXIS, ensuite, on présente le modèle axisymétrique pieu/sol ainsi que le type d'éléments, la nature du maillage et les conditions aux limites qui devront être adéquates pour la modélisation du problème. Une étude sera faite par la suite pour voir la variation du tassement et des paramètres de transfert de charges en fonction de la compressibilité relative pieu/sol et de l'élanement. L'étude sera faite dans deux types de sable (lâche et dense), les rapports d'élanement choisis sont  $D/B=10, 30, 50$  pour chaque type, les valeurs de compressibilité d'interface  $K$  sont 500, 5000, 10000,  $10^7$  pour chaque élanement. On aura comme résultats : les courbes de chargement et celles de transfert de charges ainsi que les tableaux donnant la variation des paramètres adimensionnels :  $B_0 * B/E_s, R_0/E_s, q_l/\sigma_v(D), q_s(z)/\sigma_v(z), I_v$ .

### III-2 Historique et concept de base de la MEF

L'histoire de La méthode des éléments finis a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début de 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation en ont établi les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles.

En 1955, Argyris présente une méthode unifiée des méthodes de déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et présentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.



La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

### III-3 Présentation de PLAXIS version 8.2 (avec module dynamique)



*Figure III-1 : Logo du logiciel PLAXIS*

Le logiciel Plaxis est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publique et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique sur Plaxis. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Son principal objectif est de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que Plaxis est utilisé par de nombreux ingénieur géotechnique de nos jours, dans le monde entier.

Les principaux points forts de Plaxis sont :

- ⇒ La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;
- ⇒ Générateur automatique de maillage ;
- ⇒ Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- ⇒ Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- ⇒ Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- ⇒ Calculs de coefficient de sécurité ;

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves) :



➤ Le programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

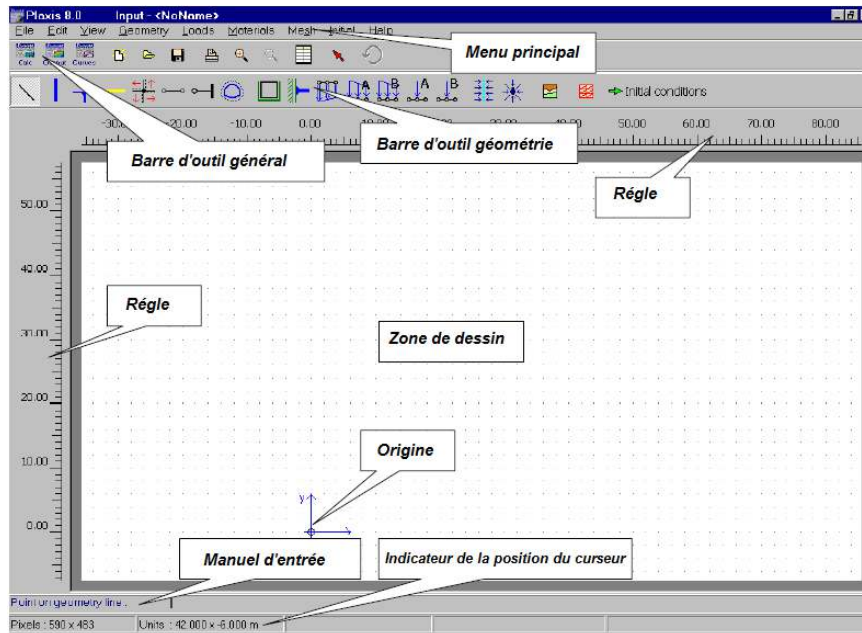


Figure III-2 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (INPUT)

➤ Le programme de calcul (Calculations)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

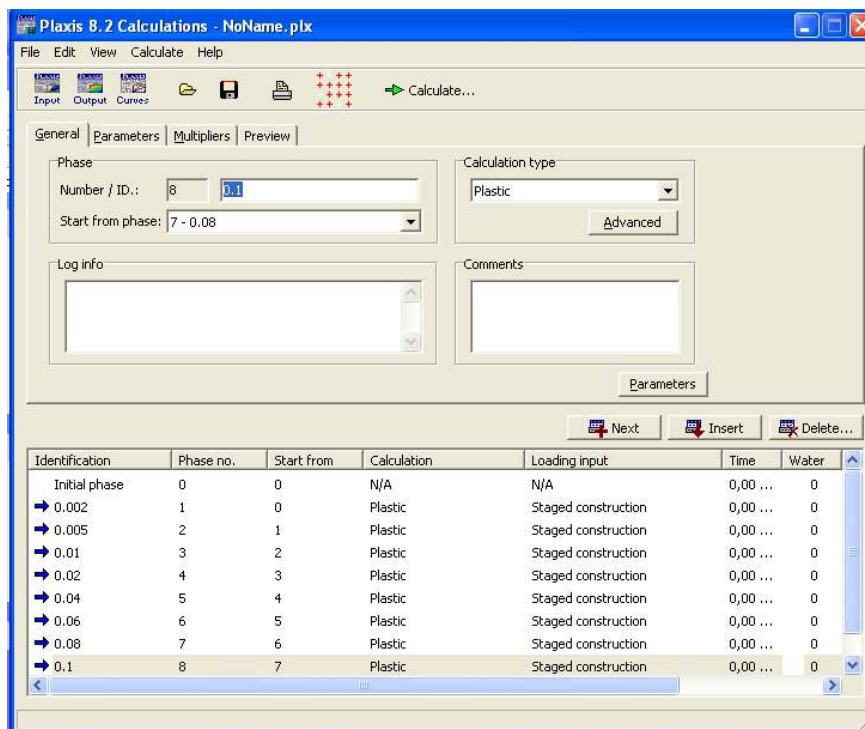


Figure III-3 : Fenêtre principale du programme de calcul (Calculations)



➤ Le programme de résultats (Output)

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

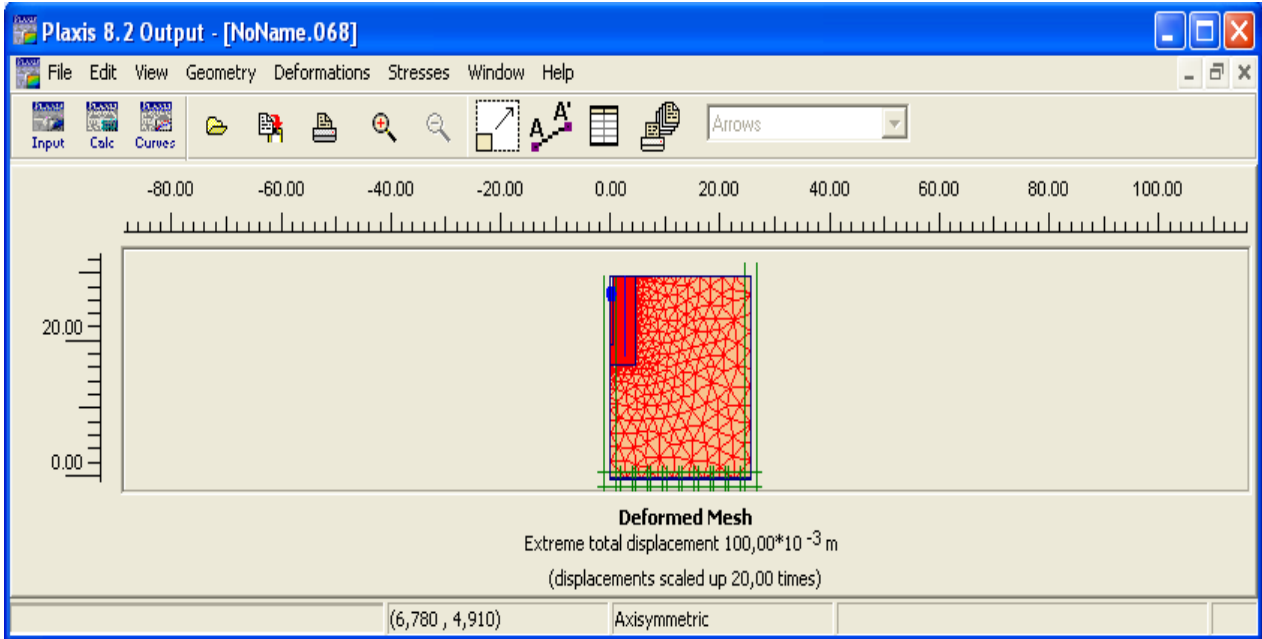


Figure III-4 : Fenêtre principale du programme donnant les résultats (Output)

➤ Le programme courbe (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

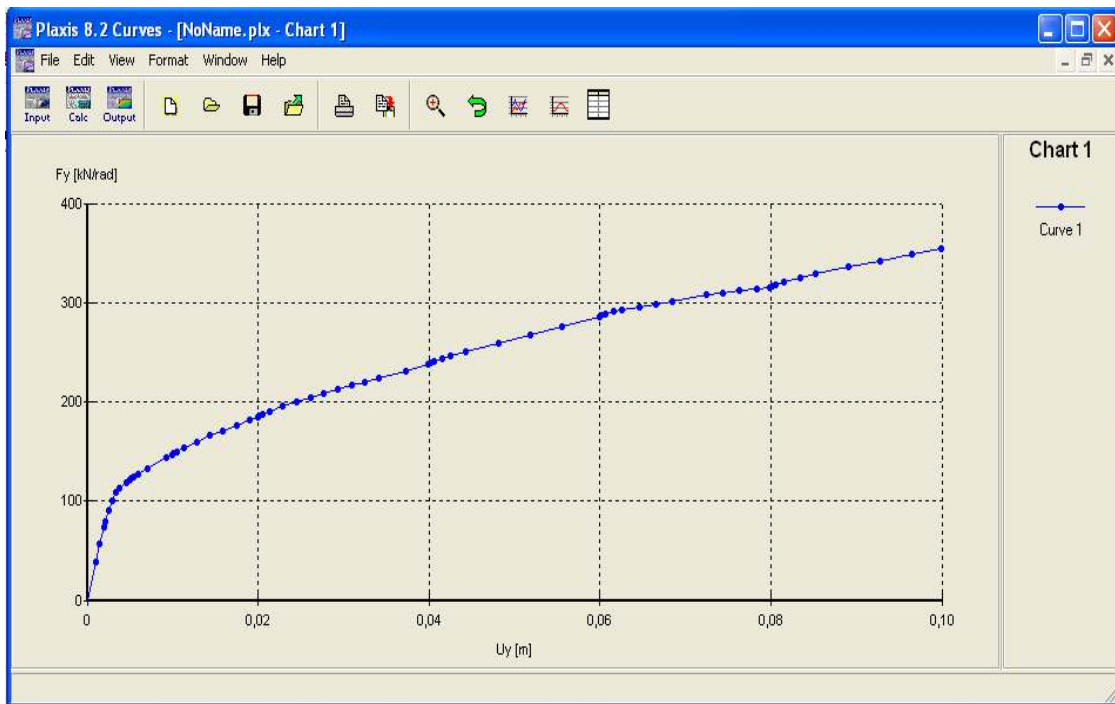


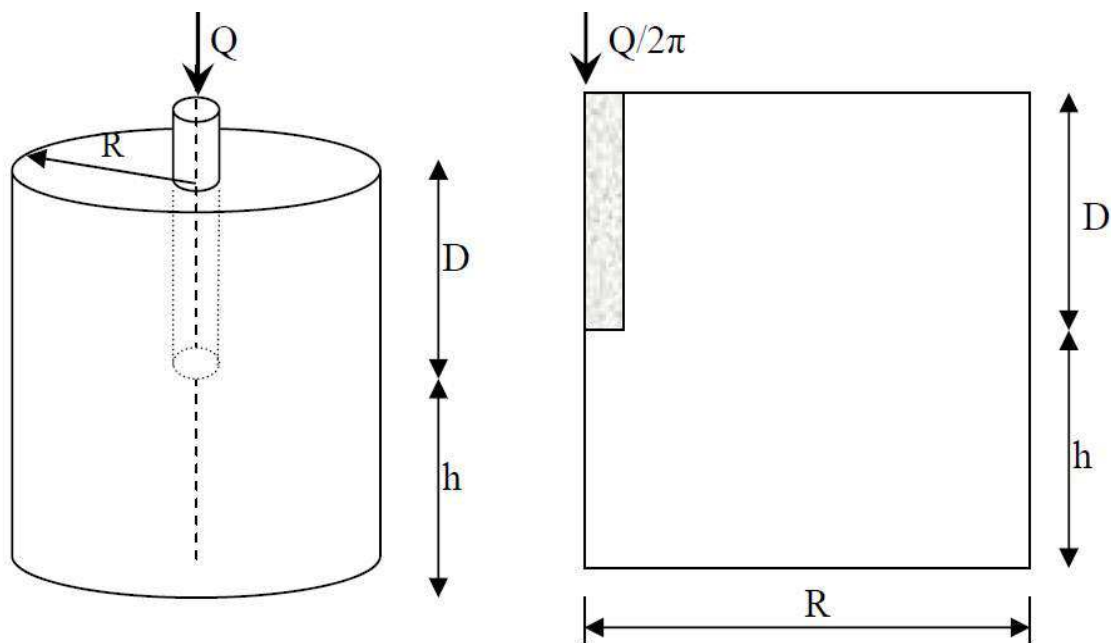
Figure III-5 : Fenêtre principale du programme donnant les courbes (Curves)

### III-4 Présentation du modèle

La combinaison entre une loi de comportement non linéaire et des éléments d'interface est importante, parce que celle-ci permet de tenir compte des problèmes liés à la modélisation des états de contraintes et de déformations dans un sol engendrés par la pénétration d'un pieu cylindrique. En effet cette modélisation exige l'intervention des grands déplacements et de la prise en compte de la rugosité de l'interface sol/pieu.

On peut adopter que le pieu est plus rigide que le sol, vue les caractéristiques élastiques des matériaux le constituant, qui sont évidemment plus élevées que celles du sol.

La symétrie que présente l'axe du pieu, permet d'étudier juste la moitié du pieu et du massif de sol. Autrement dit, le comportement du pieu chargé verticalement peut être modélisé par un système axisymétrique. On a pris les mêmes dimensions du maillage prise par Yaich Achour dans sa thèse parce qu'elle a fait une étude de dimensionnement des bornes au-delà des quelles les déplacements deviennent stable. Les dimensions sont:  $D$  fiche d'encastrement du pieu,  $B$  diamètre du pieu,  $h=2 D$  donc la profondeur totale est de  $3D$  et  $R=25.5B$  (Figure III-6).



**Figure III-6 : Présentation du modèle 3D et du modèle axisymétrique**

Dans notre étude, on applique un déplacement imposé en tête du pieu sous forme d'incrément jusqu'à une valeur de  $B/10$ , et on obtient l'effort correspondant  $Q$  pour chaque incrément. L'effort total est égal à  $2.\pi.Q$  car la charge apportée par le logiciel est radiale.

Les conditions aux limites (Standard fixities), la génération des contraintes effectives et des pressions interstitielles sont appliquées automatiquement à partir de la barre de tâches du logiciel.

Les éléments d'interface utilisés pour modéliser la rugosité de l'interface sol/pieu sont caractérisés par une valeur  $R_{inter}=0,7$  (rugosité intermédiaire).

Pour tout le modèle, le maillage est pris moyen sous forme d'éléments triangulaires ayant 15 nœuds par triangle, mais il est judicieux de serrer le maillage au voisinage de la pointe et de l'interface, pour avoir un maximum de points à interpréter et donc avoir des résultats plus détaillés. La zone raffinée représente théoriquement la zone d'influence pour les fondations profondes (horizontalement :  $4B$ , verticalement :  $3B$ ), (Figure III-7), reste à noter que le nombre d'éléments et de nœuds varie en fonction de  $D/B$ .

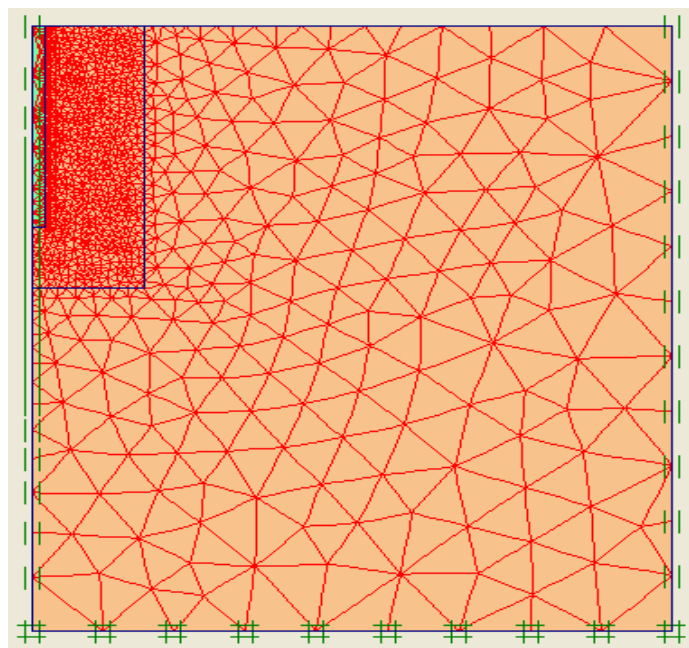


Figure III-7 : Présentation d'un exemple de maillage avec zone raffinée

Toutes les propriétés des matériaux constituant les modèles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Propriétés des matériaux utilisés dans notre modélisation

Paramétré	Symbole	Sable dense	Sable lâche	Pieu	Unité
Model du matériau	Modèle	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb	Elastique linéaire	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Non poreux	-
Poids volumique au-dessus de la nappe	$\gamma_{\text{unsat}}$	16,60	14,20	25	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique au-dessous de la nappe	$\gamma_{\text{sat}}$	20,34	18,84	-	KN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{\text{réf}}$	40	10	Variable	MN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0,33	0,33	0,15	-
Cohésion	C	1	1	-	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	40	30	-	°
Angle de dilatance	$\Psi$	0	0	-	°
Rugosité de l'interface	$R_{\text{inter}}$	0,7	0,7	1,0(Rigide)	-



Comme déjà fait dans les thèses précédemment citées, on a utilisé des grandeurs adimensionnelles pour l'analyse de la variation du tassement et des paramètres de transfert de charges d'un pieu soumis à un chargement axial monotone. Ces grandeurs sont déterminées à partir du théorème des  $\pi$  (VASHY BUCKINGHAM) en fonction de plusieurs variables physiques du problème.

Le théorème consiste à transformer la relation générale décrivant le comportement d'un pieu aux petits déplacements qui est  $f(Q, B, D, E_p, E_s, \nu_p, \nu_s, V_0, B_0, R_0) = 0$  (III-1)

À la relation adimensionnelle suivante :  $g(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7) = 0$  (III-2)

Où :

$$\pi_1 = \frac{D}{B} : \text{L'élanement relatif du pieu,} \quad (III-3)$$

$$\pi_2 = K = \frac{E_p}{E_s} : \text{La compressibilité relative sol/pieu en cas de sol homogène,} \quad (III-4)$$

$$\pi_3 = \nu_s : \text{Coefficient de Poisson du sol,}$$

$$\pi_4 = \nu_p : \text{Coefficient de Poisson du pieu,}$$

$$\pi_5 = \frac{B_0 \cdot B}{E_s} : \text{Facteur en fonction de la pente initiale de la courbe } (\tau-v) \text{ en cas de sol homogène,} \quad (III-5)$$

$$\pi_6 = \frac{R_0}{E_s} : \text{Facteur en fonction de la pente initiale de la courbe } (q_p-v/B) \text{ en cas de sol homogène,} \quad (III-6)$$

$$\pi_7 = I_v = \frac{\nu_0 \cdot E_s \cdot B}{Q} : \text{Facteur d'influence du tassement en cas de sol homogène,} \quad (III-7)$$

### III-5 Présentation des résultats

Du fait qu'on a travaillé avec des incréments de déplacements verticaux imposés jusqu'à  $B/10$ , ce qui correspond conventionnellement à la charge limite du pieu, et selon Khouaouci (2009), la relation du facteur d'influence de tassement  $I_v$  devient, après ajustement hyperbolique la suivante :

$$I_v = \frac{E_s \cdot B}{K_v} \quad (III-8)$$

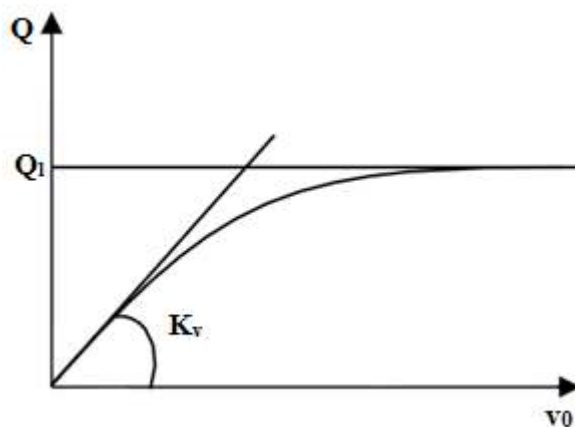


Figure III-8 : Principe d'ajustement hyperbolique []

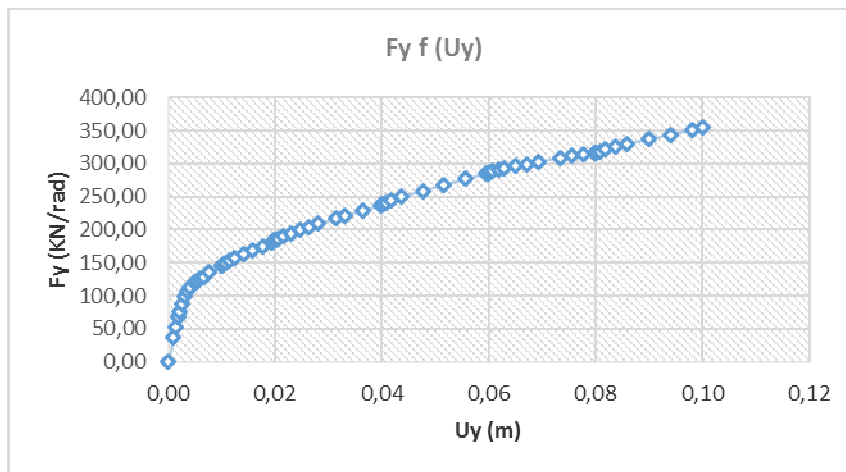




$K_v$  représente la pente de la partie linéaire de la courbe et  $Q_1$  la valeur de la capacité portante. En plus des courbes de chargement en tête du pieu et celles donnant la variation des valeurs de  $I_v$  calculés, on présente ci-dessous pour chaque type de sable les résultats suivants :

- ⇒ Les courbes de frottement latéral  $\tau_{xy} = f(U_y)$  et la variation de  $B_0(z)$  qui présente la pente initiale de ces courbes (pour chaque incrément).
- ⇒ Les courbes de pression en pointe  $q_p = f(V/B)$  et la variation de  $R_0/E_s$ , où  $R_0$  présente la pente initiale de la courbe de chargement en pointe.
- ⇒ La variation du facteur de portance  $N_q = q_l/\sigma_{v0}(D)$ , du facteur  $\beta = q_s(z)/\sigma_{v0}(z)$  et du frottement unitaire  $q_s(z)$ .
- ⇒ La variation de  $B_0 \cdot B/E_s$ , de  $q_l/\sigma_{v0}(D)$  mais aussi la variation  $R_0/E_s$ , le tout en fonction de  $K$  et  $D/B$ .
- ⇒ Les états de contraintes de cisaillement  $\tau_{xy}$  et des contraintes effectives verticales  $\sigma_{yy}$  autour du pieu.
- ⇒ Les états de déformations verticales  $U_y$  et horizontales  $U_x$  autour du pieu.

**Exemple du sable dense :**



**Figure III-9 : Courbe de chargement en tête du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$**

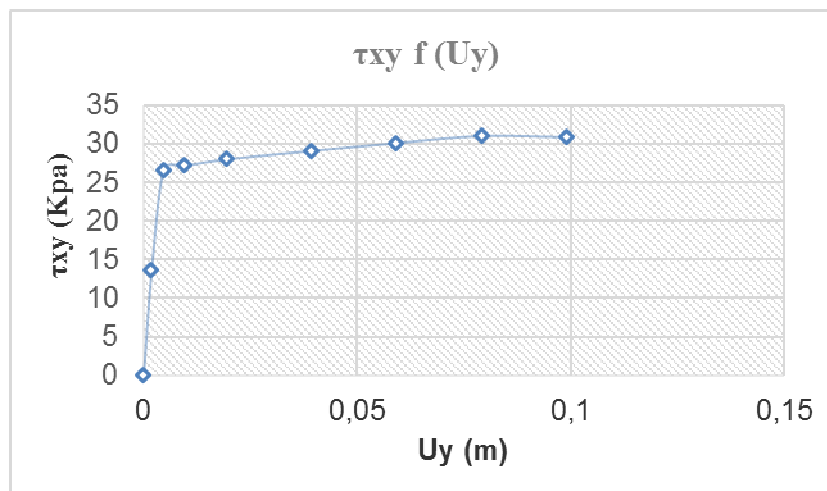




Figure III-10 : Courbe de transfert de charge  $\tau(U_y)$  donnant  $B_0$  pour le cas  $D/B=10, K=500$

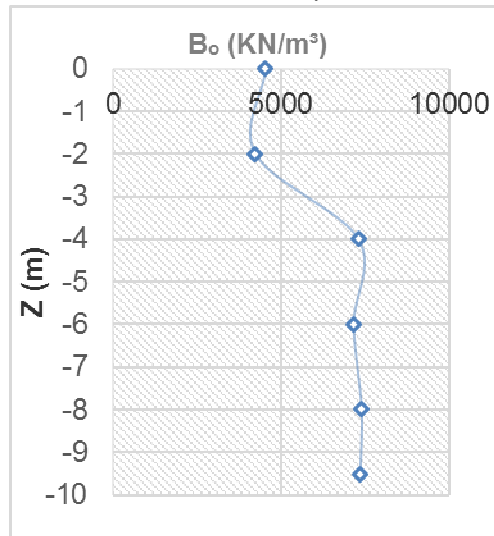


Figure III-11 : Courbe typique de transfert de charge  $B_0(Z)$  pour le cas  $D/B=10, K=500$

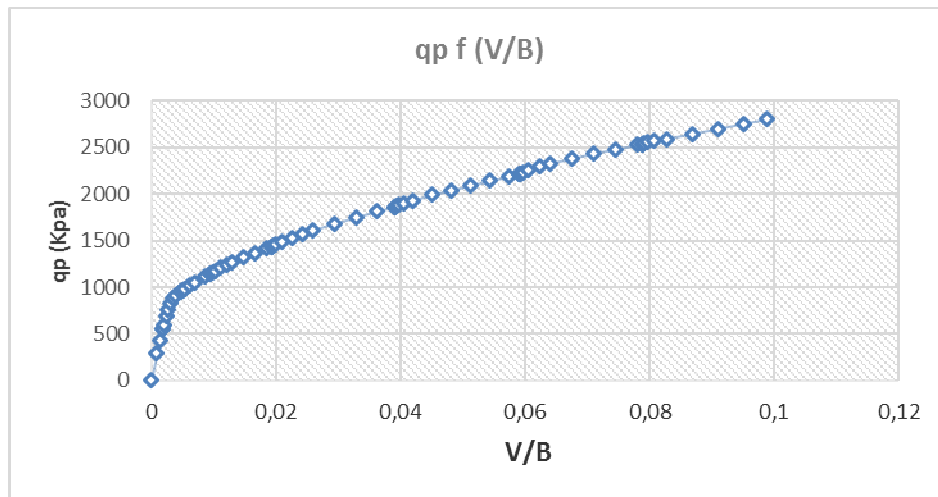


Figure III-12 : Courbe de chargement en pointe donnant  $R_0$  pour le cas  $D/B=10, K=500$

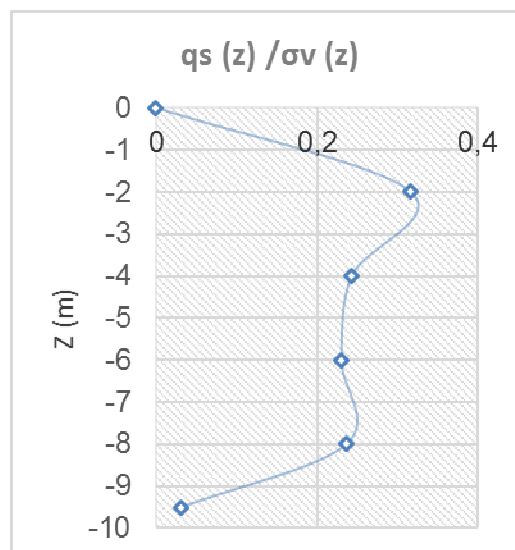




Figure III-13 : Variation du facteur  $\beta$  en fonction de  $Z$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$

Tableau III-2 : Variation de  $B_0 * B/E_s$  en fonction de  $D/B$  et  $K$  pour le sable dense.

$D/B \backslash K$	500	5000	10000	$10^7$
10	0.163	0.161	0.161	0.161
30	0.107	0.107	0.108	0.108
50	0.074	0.072	0.072	0.072

Tableau III-3 : Variation de  $q/\sigma_v(D)$  en fonction de  $D/B$  et  $K$  pour le sable dense.

$D/B \backslash K$	500	5000	10000	$10^7$
10	16.740	16.837	16.915	16.795
30	18.162	18.409	20.036	20.064
50	23.559	24.577	24.650	24.700

Tableau III-4 : Variation de  $R_0/E_s$  en fonction de  $K$  et  $D/B$  pour le sable dense.

$D/B \backslash K$	500	5000	10000	$10^7$
10	7.458	7.407	7.432	7.3502
30	15.512	13.608	13.536	13.502
50	19.722	15.553	15.274	15.054

Tableau III-5 : Variation du facteur d'influence du tassement  $I_v$  en cas d'un sable dense.

$D/B \backslash K$	500	5000	10000	$10^7$
10	0.1580	0.1516	0.1625	0.1473
30	0.0680	0.0504	0.0497	0.0512
50	0.0678	0.05	0.0460	0.0468

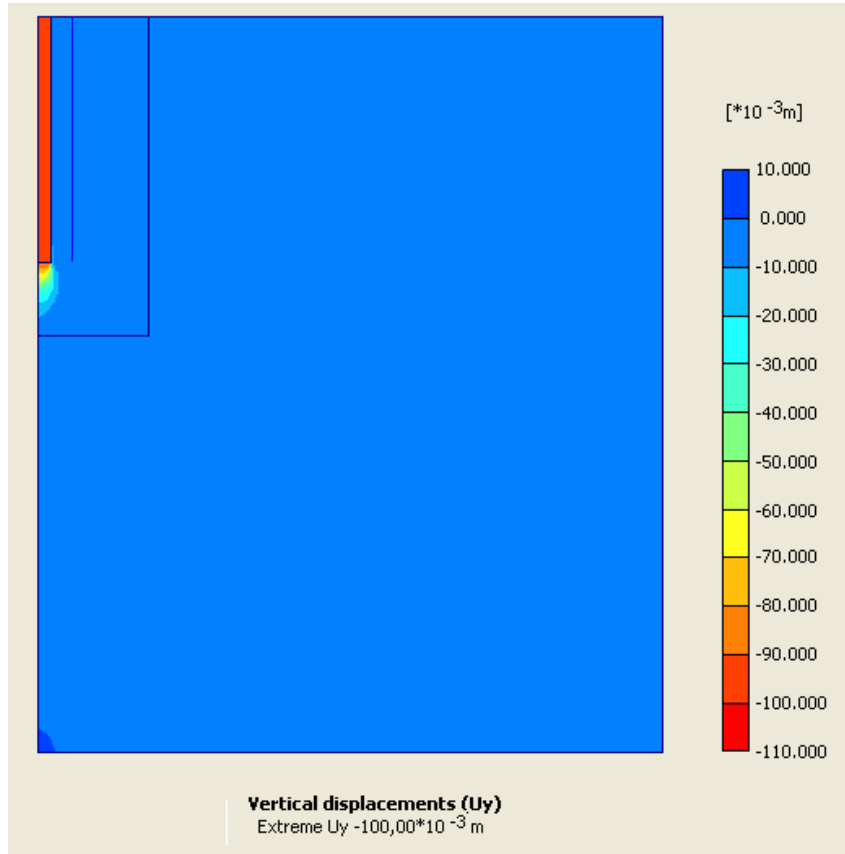


Figure III-14 : Déplacement vertical autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$

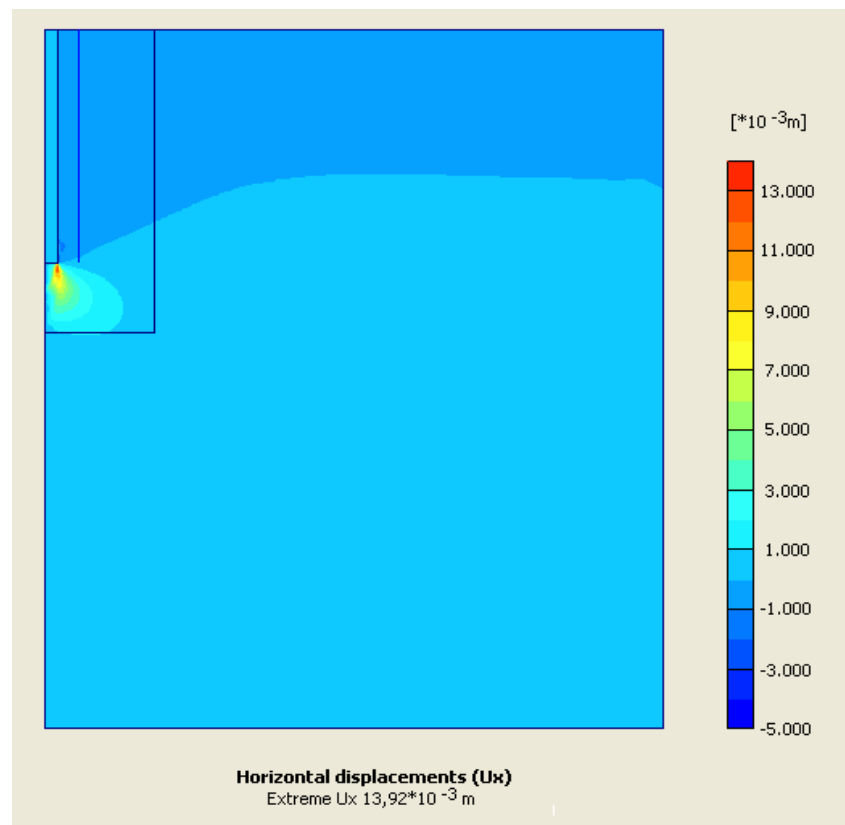


Figure III-15 : Déplacement horizontal autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$

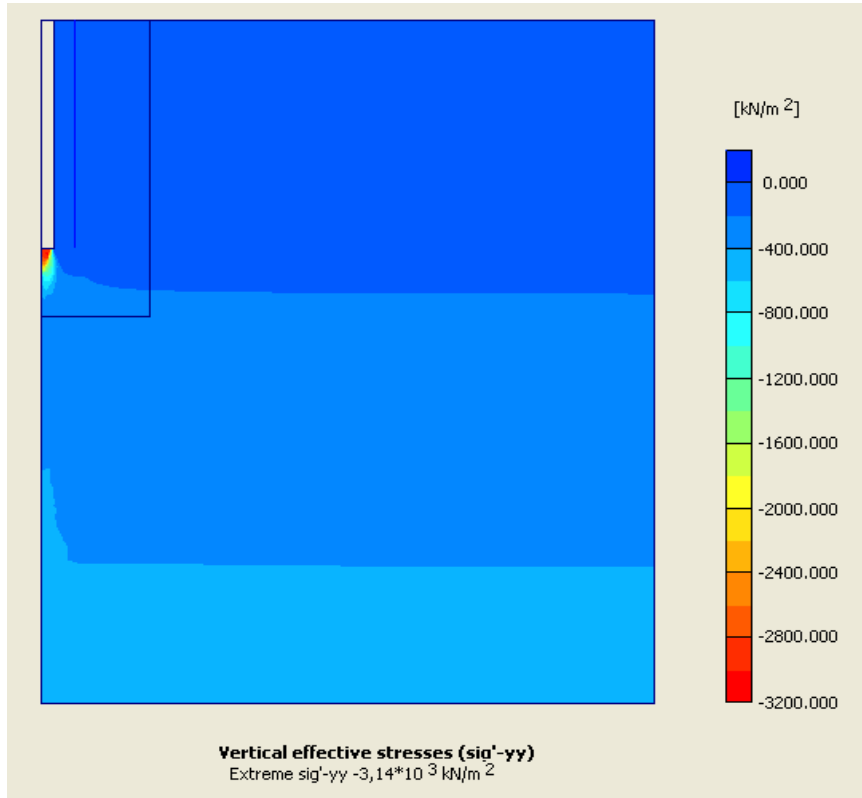


Figure III-16 : Etat de contraintes effectives verticales autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$

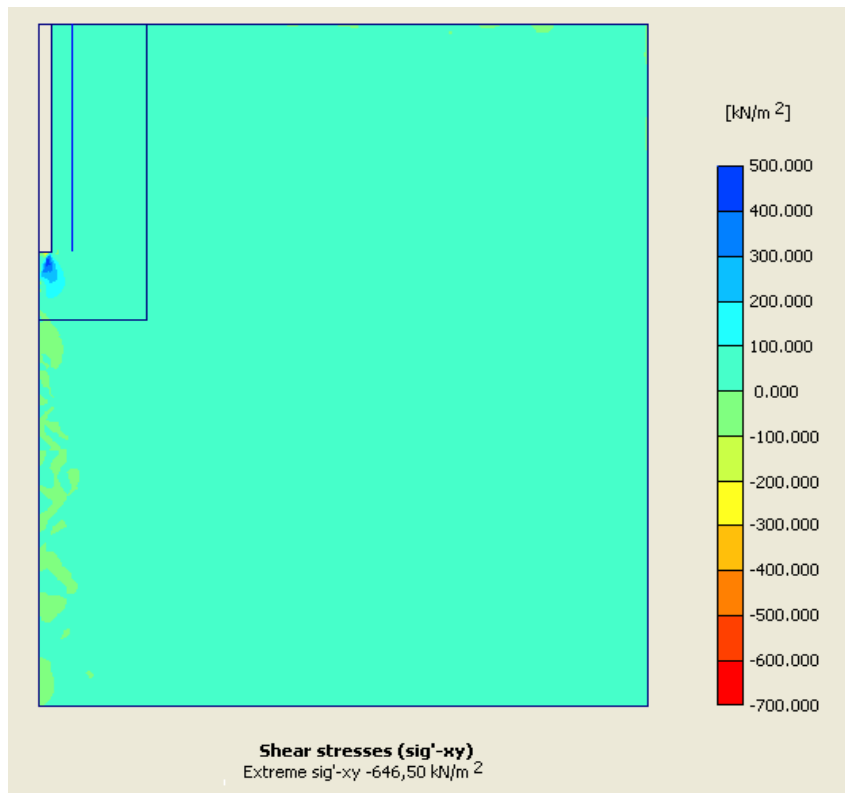
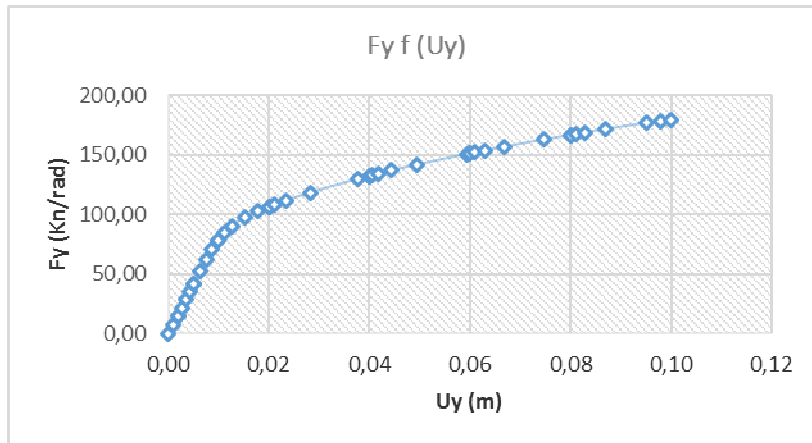


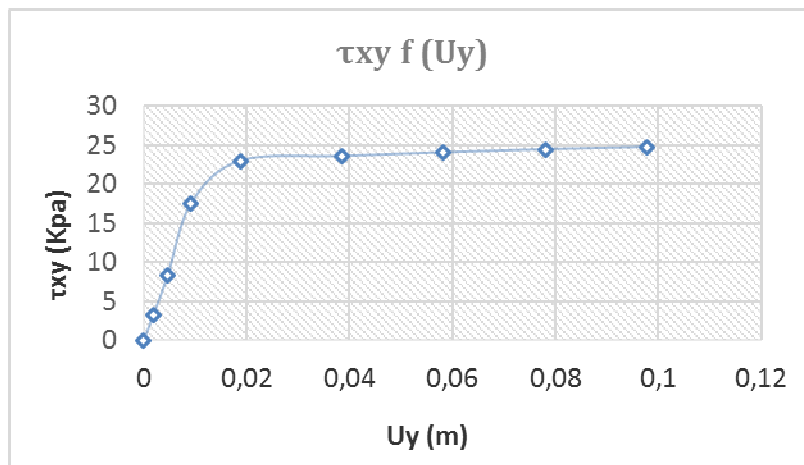
Figure III-17 : Etat de contraintes de cisaillement autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$



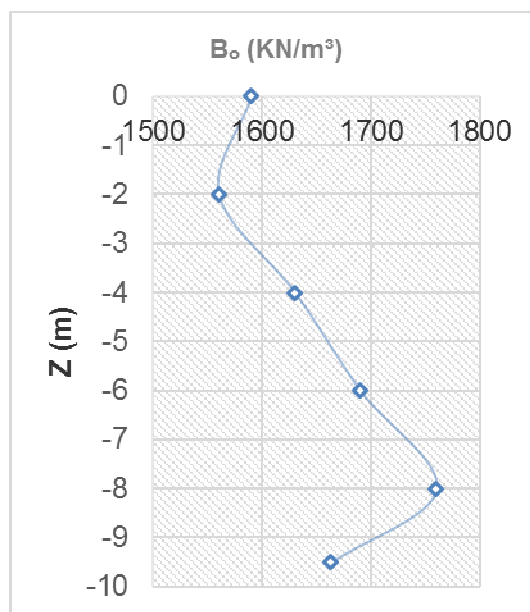
**Exemple du sable lâche :**



**Figure III-18 : Courbe de chargement en tête du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$**



**Figure III-19 : Courbe de transfert de charge  $\tau(U_y)$  donnant  $B_0$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$**



**Figure III-20 : Courbe typique de transfert de charge  $B_0(Z)$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$**

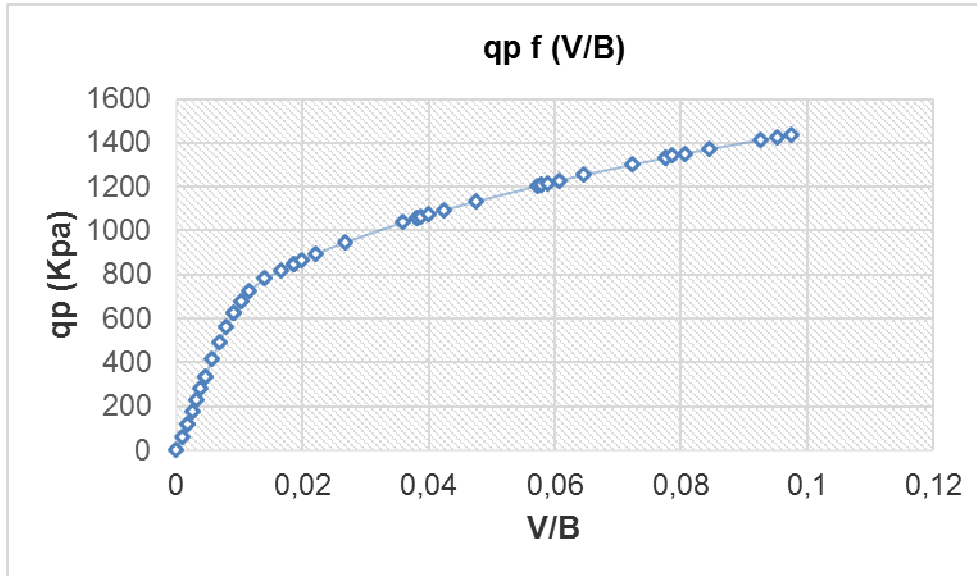


Figure III-21 : Courbe de chargement en pointe donnant  $R_0$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$

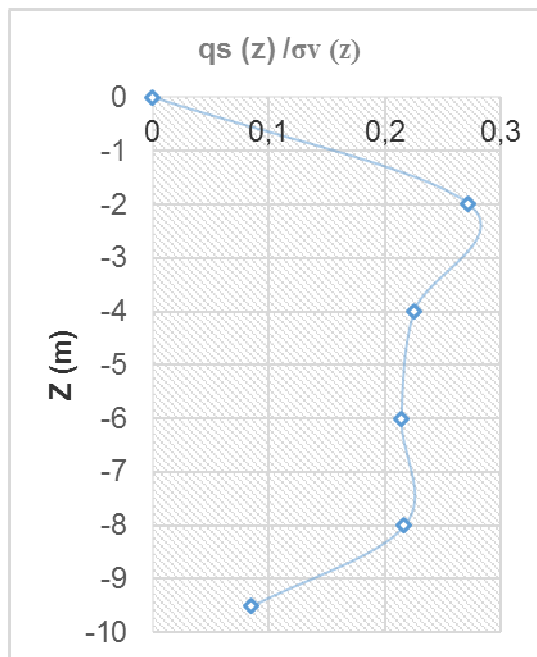


Figure III-22 : Variation du facteur  $\beta$  en fonction de  $Z$  pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$

Tableau III-6 : Variation de  $B_0 * B/E_s$  en fonction de  $D/B$  et  $K$  pour le sable lâche.

$D/B \backslash K$	500	5000	10000	$10^7$
10	0.166	0.165	0.168	0.165
30	0.111	0.111	0.111	0.111
50	0.083	0.082	0.082	0.082



Tableau III-7 : Variation de  $q/\sigma_v(D)$  en fonction de  $D/B$  et  $K$  pour le sable lâche.

$D/B \backslash K$	500	5000	10000	$10^7$
10	10.035	10.140	10.147	10.147
30	15.600	15.870	15.887	15.901
50	21.920	22.153	22.208	22.254

Tableau III-8 : Variation de  $R_0/E_s$  en fonction de  $K$  et  $D/B$  pour le sable lâche.

$D/B \backslash K$	500	5000	10000	$10^7$
10	6.528	6.422	6.415	6.441
30	12.986	10.023	9.998	9.973
50	13.759	11.155	12.002	11.942

Tableau III-9 : Facteur d'influence du tassement  $I_v$  en cas d'un sable lâche.

$D/B \backslash K$	500	5000	10000	$10^7$
10	0.1195	0.1125	0.1149	0.1055
30	0.0536	0.0648	0.0706	0.0603
50	*	0.0443	0.0500	0.0568

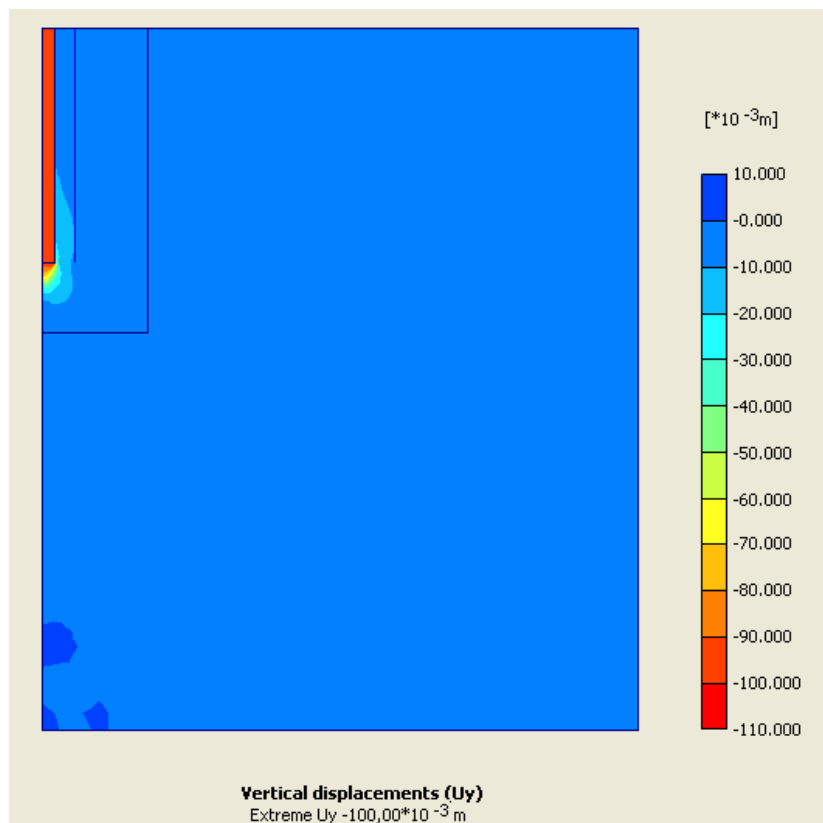




Figure III-23 : Déplacement vertical autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$

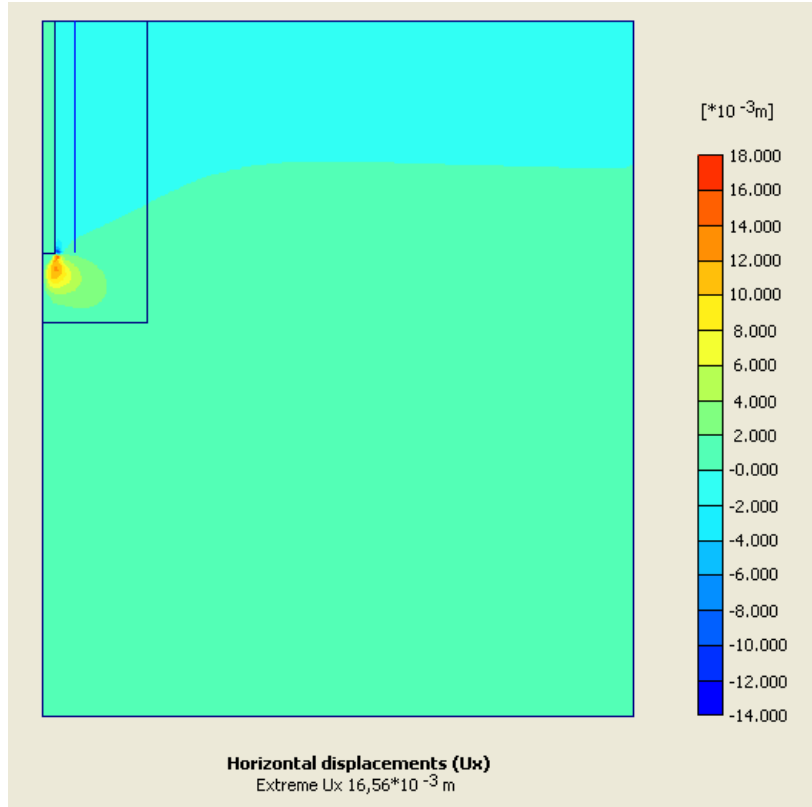
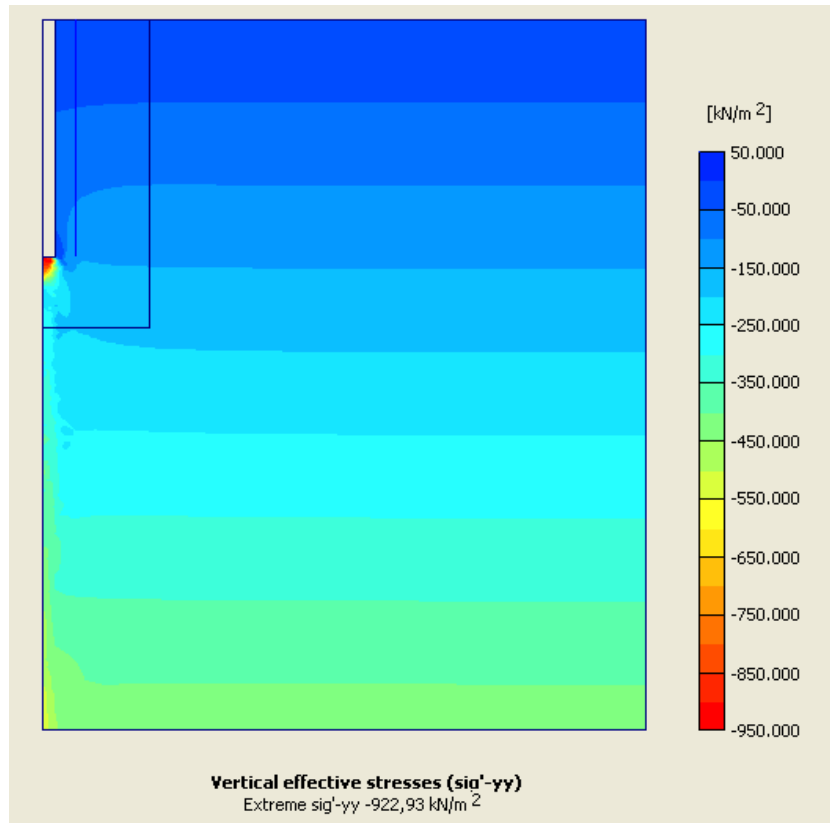
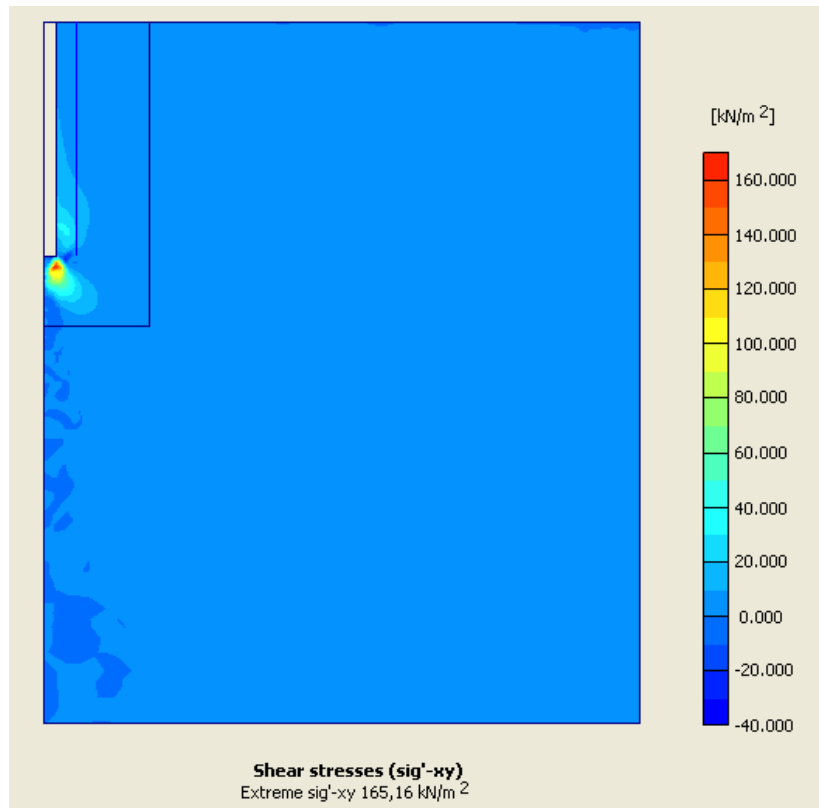


Figure III-24 : Déplacement horizontal autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$



**Figure III-25 : Etat de contraintes effectives verticales autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$**



**Figure III-26 : Etat de contraintes de cisaillement autour du pieu pour le cas  $D/B=10$ ,  $K=500$**

### III-6 Interprétation des résultats

En analysant d'une manière générale tous les résultats présentés pour ce modèle, que ce soit pour le cas du sable dense ou pour celui du sable lâche on remarque les choses suivantes :

- ⇒ Le rapport  $B_0 \cdot B/E_s$  ne varie pas avec la compressibilité, mais il varie en fonction de  $D/B$ .
- ⇒ Le facteur de portance  $N_q = q_l / \sigma_{v0}(D)$  ne varie que peu ou pas avec la compressibilité mais varie en fonction de  $D/B$ .
- ⇒ Le facteur  $\beta = q_s(z) / \sigma_{v0}(z)$  n'est que faiblement affecté par la compressibilité, il varie en fonction de  $D/B$ .
- ⇒ Le rapport  $R_0/E_s$  ne varie que peu ou pas en fonction de  $K$  mais augmente en fonction de  $D/B$ .
- ⇒ La contrainte de cisaillement  $\tau_{xy\max}$  ou extrême que subit l'interface augmente proportionnellement avec l'élancement.
- ⇒ Le facteur de tassement  $I_v$  diminue en augmentant l'élancement relatif du pieu et cela pour  $K$  fixé, ce qui signifie que le tassement en tête d'un pieu court est supérieur à celui du pieu élancé fabriqué du même matériau, en revanche,  $I_v$  varie peu ou pas avec la compressibilité relative  $K$ .

D'autre part, si on analyse numériquement les résultats des deux cas, évidemment on trouve que les valeurs numériques des paramètres adimensionnels  $B_0 \cdot B/E_s$ ,  $R_0/E_s$ ,  $q_l / \sigma_v(D)$ ,  $q_s(z) / \sigma_v(z)$ ,  $I_v$  sont plus



élevés dans le cas du sable dense en les comparant à ceux du cas du sable lâche, cela peut être du essentiellement aux caractéristiques mécaniques des deux types de sable.

Reste à mentionner que pour le cas du sable lâche et pour  $D/B=30, 50$  et pour toutes les valeurs de  $K$ , les courbes de chargement en tête et en pointe du pieu et celles donnant la variation du frottement latéral en fonction de la profondeur présentent uniquement la partie linéaire avec une pente très aigüe, sans palier horizontal apparent, cela peut être justifié par la grande compressibilité du sable lâche, où le pieu travaille juste par frottement latérale, il ne peut travailler par la pointe. Pour améliorer l'allure des courbes précédemment mentionnées, on a augmenté la valeur du tassement imposé à des valeurs supérieures, cela pour que les caractéristiques tirées de ces courbes soient plus représentatifs.

### III-7 Comparaison des méthodes de calcul du tassement

#### III-7-1 Etude du paramètre $B_0$ :

##### Cas du sable dense :

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  $R_0$ . Les tableaux suivants affichent 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  $B_0*B/E_s$  pour un sable dense**

Méthodes	$B_0*B / E_s$			Précision D/B=10	Précision D/B=30	Précision D/B=50
	D/B=10	D/B=30	D/B=50			
Cassan 1978	0.340	0.272	0.180	2.111	2.542	2.500
Christoulas 1976	0.900	0.900	0.900	5.590	8.411	12.500
Franck et Zhao 1982	0.200	0.200	0.200	1.242	1.869	2.777
Moyenne de nos valeurs	0.161	0.107	0.072			

##### Cas du sable lâche :

**Tableau VI.1 : Comparaison entre les méthodes de calcul de  $B_0*B/E_s$  pour un sable lâche**

Méthodes	$B_0*B / E_s$			Précision D/B=10	Précision D/B=30	Précision D/B=50
	D/B=10	D/B=30	D/B=50			
Cassan 1978	0.340	0.272	0.180	2.048	2.450	2.195
Christoulas 1976	0.900	0.900	0.900	5.421	8.108	10.975
Franck et Zhao 1982	0.200	0.200	0.200	1.204	1.801	2.439
Moyenne de nos valeurs	0.166	0.111	0.082			



On remarque pour les deux types de sable que les trois méthodes de calcul surestiment la valeur de  $B_0$ .

### III-7-2 Etude du paramètre $R_0$ :

#### Cas du sable dense :

La même démarche est répétée pour ce paramètre, les tableaux suivants résument les résultats.

**Tableau VI.3 : Comparaison entre les méthodes de calcul de  $R_0$  pour le sable dense**

Méthodes	$R_0 / E_s$			Précision D/B=10	Précision D/B=30	Précision D/B=50
	D/B=10	D/B=30	D/B=50			
Cassan 1978	4.511	4.511	4.511	0.608	0.321	0.275
Christoulas 1976	3.055	3.055	3.055	0.412	0.217	0.168
Franck et Zhao 1982	1.200	1.200	1.200	0.161	0.085	0.073
Moyenne de nos valeurs	7.411	14.039	16.400			

#### Cas du sable lâche :

**Tableau VI.3 : Comparaison entre les méthodes de calcul de  $R_0$  pour le sable lâche**

Méthodes	$R_0 / E_s$			Précision D/B=10	Précision D/B=30	Précision D/B=50
	D/B=10	D/B=30	D/B=50			
Cassan 1978	4.511	4.511	4.511	0.699	0.419	0.369
Christoulas 1976	3.055	3.055	3.055	0.473	0.284	0.250
Franck et Zhao 1982	1.200	1.200	1.200	0.186	0.111	0.098
Moyenne de nos valeurs	6.451	10.745	12.214			

On remarque pour les deux types de sable que les trois méthodes de calcul sous-estiment la valeur de  $R_0$ . Cela est dû à l'utilisation du modèle Mohr-Coulomb dans notre cas (modélisation par éléments finis), contrairement aux trois auteurs, qui se base sur la formule de Mindlin. La deuxième des choses qu'ils ne savaient pas, c'est que  $R_0$  varie en fonction de  $D/B$ , en effet, on remarque sur les tableaux qu'on a trouvé des valeurs constantes de  $R_0$  à l'aide des méthodes conventionnelles, alors que dans le cas de la modélisation  $R_0$  varie en fonction de  $D/B$ .



### III-7 Conclusion

On a vu dans ce chapitre une étude du comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement monotone axial dans un massif du sol, par une modélisation numérique à l'aide du logiciel Plaxis version 8.2, pour étudier la variation du tassement et des paramètres de transfert de charge en fonction de l'élançement et de la compressibilité relative pour deux types de sable.

Ce qu'on retient de cette étude, c'est que les facteurs  $B_0 \cdot B/E_s$ ,  $R_0/E_s$ ,  $q_l/\sigma_v(D)$ ,  $q_s(z)/\sigma_v(z)$ ,  $I_v$  ne sont pas affectés par la compressibilité du pieu, mais ces facteurs varient en fonction de  $D/B$  de la façon suivante :

- Le tassement est inversement proportionnel à l'élançement pour la même compressibilité.
- $B_0$  est inversement proportionnel à l'élançement pour la même compressibilité.
- $R_0$  est proportionnel à l'élançement pour la même compressibilité.
- La capacité portante est proportionnelle à l'élançement pour la même compressibilité.

Si on compare nos résultats à d'autres résultats, il est important de noter qu'on remarque une bonne concordance des résultats donnant la variation du facteur de tassement avec ceux trouvés par Khouaouci dans sa thèse « Evaluation de la réponse cyclique axiale d'un pieu isolé dans le sable », même pour ceux donnant la variation des paramètres de transfert de charge avec ceux trouvés par Ali Bachir dans sa thèse « Pieu isolé sous charge axiale, Contribution à la détermination des paramètres de transfert de charge », mais il faut noter que Khouaouci et Ali Bachir ont travaillé sur un sable simple, c'est pour ça qu'on trouve pas une bonne concordance avec leurs résultats en terme de valeurs numériques.



## Chapitre IV

# Modélisation par éléments finis du comportement d'un pieu sous une charge harmonique

### IV-1 Introduction

En plus de la modélisation du comportement d'un pieu sous charge monotone, le logiciel Plaxis version 8.2 (avec module dynamique) permet aussi de modéliser le comportement d'un pieu sous charge dynamique. Pour notre étude, on s'intéresse surtout sur le cas d'une charge harmonique pour un élanement  $D/B=50$  et une compressibilité  $K=10^4$  pour deux types de sable, en variant la fréquence de chargement, Plaxis permet aussi d'introduire l'amortissement sous forme de coefficients de Rayleigh.

L'étude vise à voir la variation de la raideur du pieu  $K_{v0}$ , en fonction du type de sable et de la fréquence.

### IV-2 Présentation du modèle

Le modèle utilisé pour la modélisation du comportement d'un pieu sous une charge harmonique est le même qu'on a utilisé pour le cas du chargement monotone, en ce qui concerne les dimensions, le maillage et les propriétés des matériaux. La touche dynamique du modèle peut être remarquée par les points suivants :

- La charge dynamique au lieu du déplacement imposé utilisé dans le cas du chargement monotone, la couleur de la charge appliquée est verte contrairement à l'autre cas où le déplacement imposé est modélisé par une couleur bleue ;
- En plus des frontières standards (standard fixities), on utilise des frontières absorbantes pour le cas du chargement dynamique, ces frontières permettent d'empêcher la réflexion des ondes qui perturbe le comportement de l'ouvrage;

La figure IV-1 montre un modèle du chargement dynamique.

- Dans le module de calcul, on utilise le type « Dynamic analysis », le chargement cyclique utilisé est de la forme  $Q(t) = Q_0 \cdot \sin \bar{\omega} \cdot t$  avec :

$Q_0$  : Amplitude de chargement.

$\bar{\omega}$  : Pulsation d'excitation.

En effet, le module de calcul de Plaxis permet d'introduire ces paramètres, comme le montre la figure IV-2.

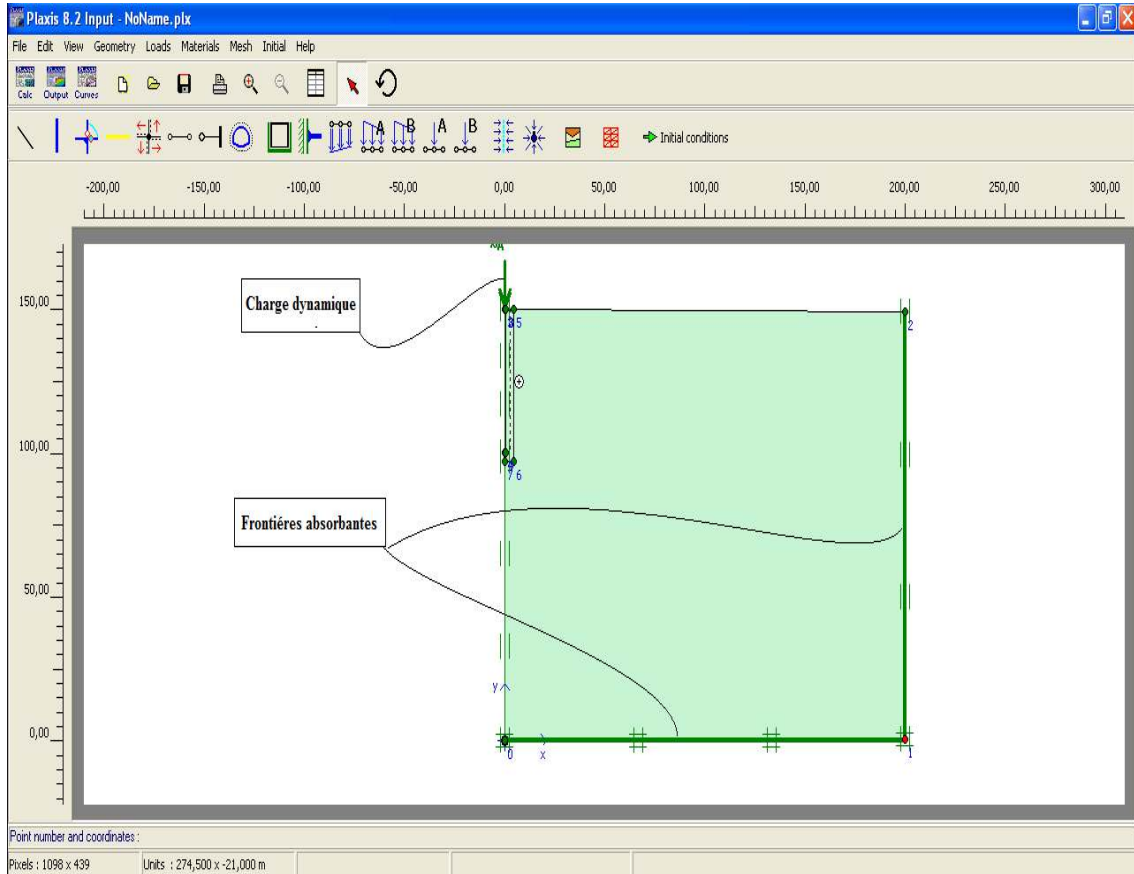


Figure IV-1 : Vue générale de la géométrie pour le cas de chargement dynamique

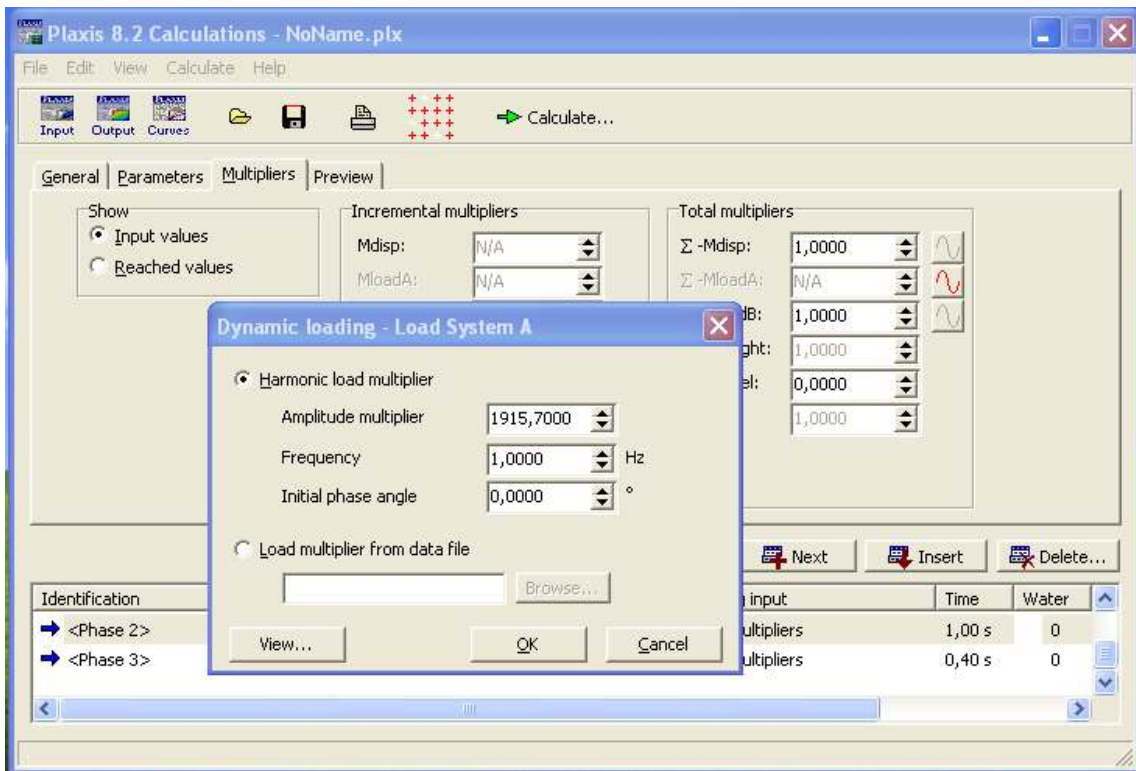


Figure IV-2 : Introduction de la charge harmonique dans le module de calcul



- L'introduction des coefficients d'amortissement de Rayleigh, qu'on note ici  $\alpha_{am}$   $\beta_{am}$  avec les valeurs suivantes :  
 $\alpha_{am} = 0,001$  et  $\beta_{am} = 0,01$   
 Reste à noter que l'amortissement de Rayleigh est un amortissement visqueux, qui n'est pas le cas de notre étude où l'amortissement est hystérétique.

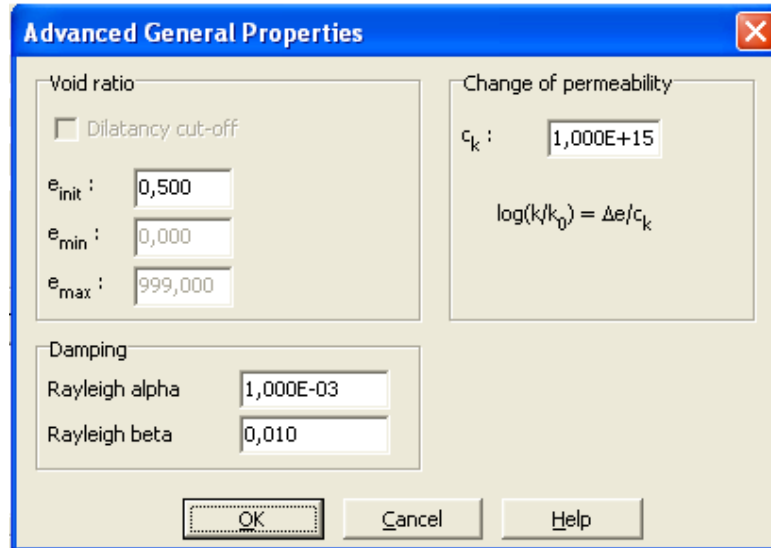


Figure IV-3 : Introduction de l'amortissement

Pour le cas du chargement dynamique, l'analyse dimensionnelle donne les mêmes termes en  $\pi$ , sauf que le facteur d'influence de tassement dans le cas statique  $I_v$  est remplacé par le terme suivant :

$$\pi_7 = I_v^0 = \frac{U_0 \cdot E_s \cdot B}{Q_0} : \text{Facteur d'influence de l'amplitude du tassement.} \quad (\text{IV-1})$$

$U_0$  : amplitude du tassement dans le cas dynamique.

En plus, on ajoute un autre terme tenant compte du comportement dynamique du sol :

$$\pi_8 = a_0 = \frac{\bar{\omega} \cdot B}{V_s} : \text{Fréquence adimensionnelle.} \quad (\text{IV-2})$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{IV-3})$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (\text{IV-4})$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad (\text{IV-5})$$



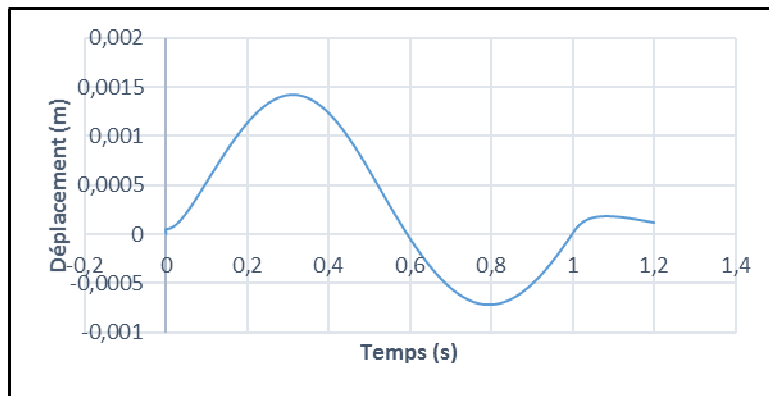


### IV-3 Présentation des résultats

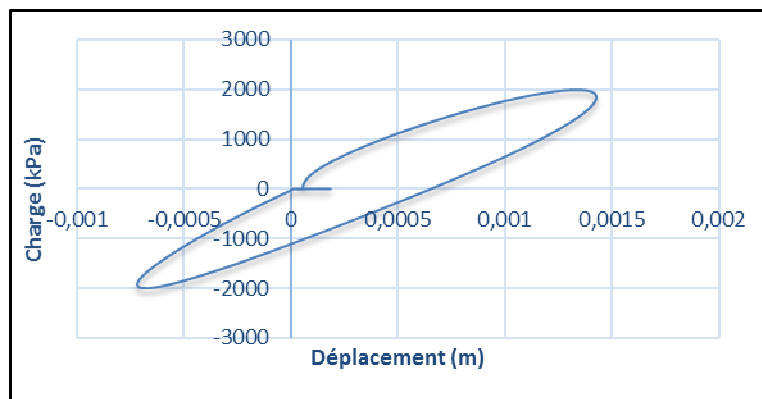
On a utilisé dans ce modèle juste deux valeurs de la fréquence de chargement (0,1 et 1Hz, qui sont des fréquences faibles), à cause des mauvais résultats obtenus pour le cas des grandes fréquences (10, 30 et 50Hz) sachant que la modélisation de tels problèmes nécessite un temps élevé de calcul, ces résultats sont dus principalement à l'amortissement utilisé dans ce modèle, en effet et comme déjà souligné auparavant, Plaxis impose l'utilisation de l'amortissement de Rayleigh alors qu'il fallait utilisé l'amortissement hystérique, qui est plus représentatif pour notre cas.

Les résultats comportent pour chaque fréquence les courbes donnant la variation du tassement en fonction du temps et les boucles hystériques du premier cycle, ainsi que la variation de la raideur du pieu en fonction du type de sable et de la fréquence.

**f=1 Hz : ( $a_0 = 1,19.10^{-4}$  pour un sable dense et  $2,38.10^{-4}$  pour un sable lâche)**



**Figure IV-4 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique du sable dense pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$**



**Figure IV-5 : Courbe effort-déplacement du 1<sup>er</sup> cycle du sable dense pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$**

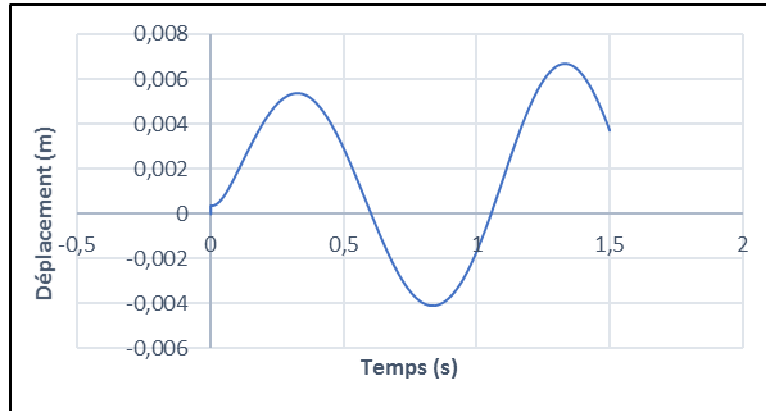


Figure IV-6 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique du sable lâche pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$

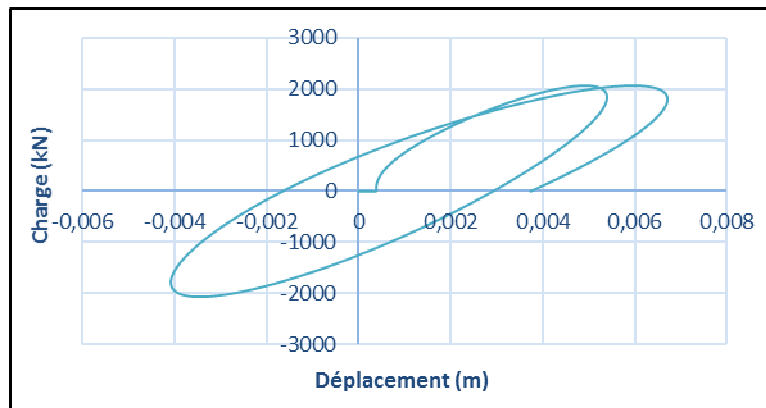


Figure IV-7 : Courbe effort-déplacement du 1<sup>er</sup> cycle du sable lâche pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$

$f=0.1$  Hz : ( $a_0 = 1,19 \cdot 10^{-5}$  pour un sable dense et  $2,38 \cdot 10^{-5}$  pour un sable lâche)

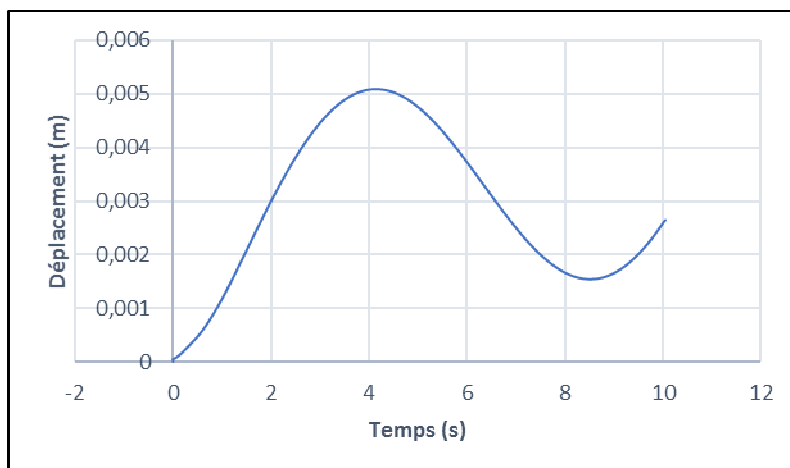


Figure IV-8 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique du sable dense pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$

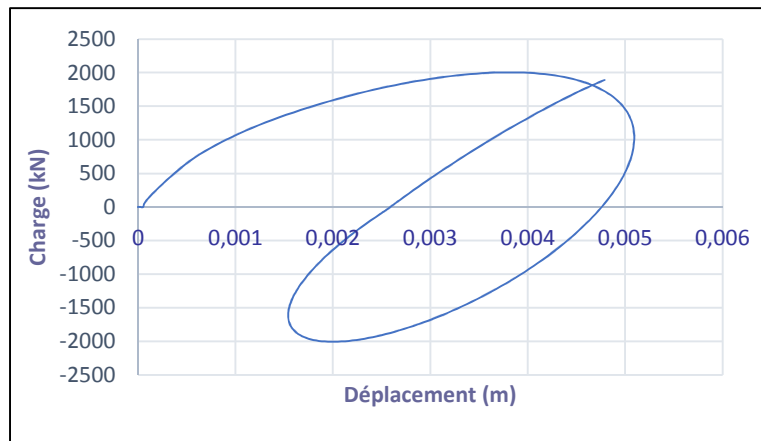


Figure IV-9 : Courbe effort-déplacement du 1<sup>er</sup> cycle du sable dense pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$

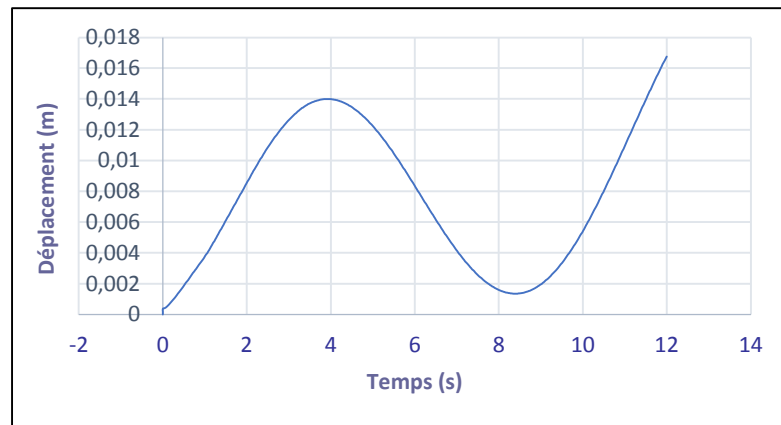


Figure IV-10 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique du sable lâche pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$

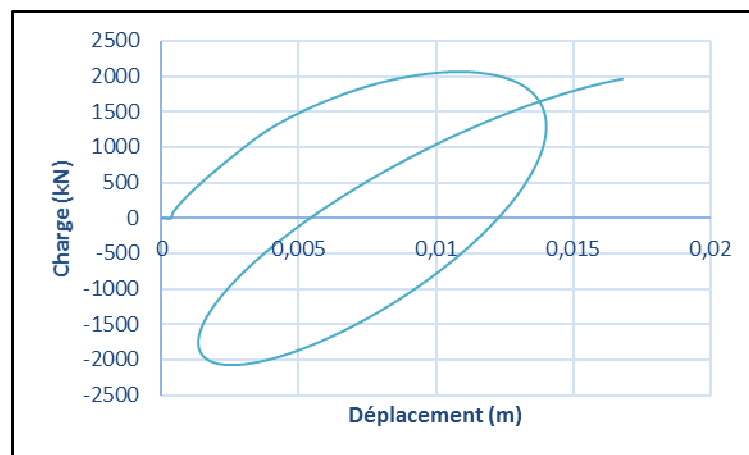


Figure IV-11 : Courbe effort-déplacement du 1<sup>er</sup> cycle du sable lâche pour  $D/B = 50$  et  $K = 10^4$



*Tableau IV-1 : Variation de  $K_{v0}$  (MN/m) en fonction de la fréquence et du type de sable*

	<b>f = 1 Hz</b>	<b>f = 0.1 Hz</b>
<b>Sable dense</b>	<b>1794.872</b>	<b>1133.333</b>
<b>Sable lâche</b>	<b>447.227</b>	<b>266.666</b>

#### **IV-4 Conclusion**

Si on compare les résultats présentés dans le tableau, on remarque que la valeur de  $K_{v0}$  dans le cas du sable dense est plus grande que celle du sable lâche pour une fréquence constante et on remarque aussi que  $K_{v0}$  est proportionnel à la fréquence de chargement, d'où, on constate que la fréquence de chargement a un effet positif sur la raideur du pieu.

Dès première vue, on remarque sur les boucles hystérétiques que la charge limite est atteinte pour un tassement infiniment inférieur à celui imposé dans le cas statique, ce phénomène peut être expliqué du fait qu'on a travaillé avec un amortissement visqueux de Rayleigh (c'est un amortissement qui absorbe l'énergie de chargement).

Apparemment, l'utilisation du logiciel Plaxis dans la modélisation du comportement d'un pieu soumis à un chargement cyclique axiale s'avère un mauvais choix à cause de l'amortissement de Rayleigh qui ne présente pas la réalité des choses, où l'amortissement est hystérétique, cet amortissement ne dépend pas de la fréquence de chargement, contrairement à l'amortissement visqueux de Rayleigh.



## Chapitre V

# Programmation d'une méthode de construction des boucles hystérétiques

### V-1 Introduction :

Afin d'automatiser la construction des boucles hystérétiques en cas d'un chargement cyclique, en connaissant la courbe de chargement monotone et en se basant sur les règles de Masing, un programme en langage Fortran a été écrit.

Ce chapitre explique la procédure à suivre pour construire ces boucles. On peut résumer cette procédure suivant ces étapes :

- La numérisation et le choix des points de la courbe de chargement.
- La détermination de la pente initiale et de l'asymptote horizontale de la courbe de chargement.
- Entrée des données au programme.
- La sortie des résultats.

### V-2 Historique du fortran :

Le fortran (FORMULA TRANSLATION) est le premier langage informatique de haut-niveau. Né à la fin des années 1950 sous l'impulsion de John Backus, il a été standardisé en 1972 sous la forme du fortran 66 et son efficacité dans le calcul scientifique en a fait le langage le plus utilisé dans les applications industrielles. La mise à jour du standard à la fin des années 1970 a apporté d'énormes améliorations en particulier dans le traitement des chaînes de caractères avec le fortran 77.

Mais c'est avec fortran 90, dont la norme fut particulièrement longue à négocier, qu'est intervenue une véritable modernisation du langage fortran. Cette nouvelle version a permis un nettoyage des éléments les plus obsolètes du fortran (format fixe par exemple, lié à l'utilisation des cartes perforées). Elle a aussi introduit des fonctionnalités nouvelles parfois présentes dans des langages plus récents, parmi lesquelles nous ne soulignerons que les plus attendues dans notre domaine d'applications :

- langage de programmation structuré ;
- outils de manipulation des tableaux (multidimensionnels) puissants, concis et adaptés au calcul vectoriel et parallèle ;
- gestion dynamique, pointeurs ;
- création de types dérivés (structures), surcharge d'opérateurs, généricité, ...
- fiabilisation des passages d'arguments entre procédures.

Enfin, l'évolution du langage fortran a continué avec le fortran 95, qui constitue une révision mineure, mais surtout le fortran 2003, dont le standard a été publié en novembre 2004. Il apporte notamment :

- une interopérabilité normalisée avec le langage C ;
- de nouvelles possibilités concernant les tableaux dynamiques et les types dérivés ;
- des fonctionnalités de programmation orientée objet, notamment la notion de procédure attachée (BOUND) à un type ;
- une meilleure intégration dans le système d'exploitation.



Une partie de ces fonctionnalités étaient déjà intégrées dans certains compilateurs fortran 95 sous forme d'extensions, mais la publication de la norme va accélérer leur intégration et leur portabilité.

Dans ce contexte, nous ne documenterons pas en général les aspects qualifiés d'obsolescents en fortran 90/95, donc destinés à disparaître des prochaines versions.

La nouvelle norme fortran 2008 constitue une évolution mineure par rapport au fortran 2003 avec notamment la notion de sous-module, des outils de programmation parallèle (en particulier les tableaux distribués, coarrays), de nouvelles fonctions mathématiques intrinsèques... Le document final du standard fortran 2008 (Met calf et al. (2011)) a été approuvé en septembre 2010.

### Les étapes de mise en œuvre d'un programme

Outre l'analyse de l'algorithme, la mise en œuvre d'un programme en fortran comporte essentiellement quatre phases :

1. rédaction des unités de programme source à l'aide d'un éditeur de texte
2. compilation (proprement dite) des fichiers source pour produire des fichiers objets
3. lien entre les objets et les bibliothèques produisant un exécutable (grâce à l'éditeur de liens ld, lui-même appelé par le compilateur)
4. exécution

Par défaut, les phases de compilation (2) et de lien (3) sont initiées par un seul appel au compilateur et le fichier objet n'est pas conservé. Il est nécessaire de passer l'option -c au compilateur pour ne pas enchaîner automatiquement l'édition de lien.

Sans cette option, le compilateur détermine la nature du fichier (source ou objet) qui lui est fourni au vu du suffixe de son nom et lance la compilation des fichiers sources éventuels (suffixe .f95) puis l'édition de lien des objets (suffixe .o).

### V-3 Les règles de Masing :

En connaissant la courbe de chargement monotone du pieu, le programme à écrire se base sur les règles de Masing.

La fonction de la courbe de chargement peut s'ajuster à une fonction hyperbolique qui obéit au comportement hyperbolique de Kondner-Zelasko formulé comme suit :

$$Q = \frac{v_0}{\frac{1}{K_v} + \frac{v_0}{Q_l}} = \frac{v_0 K_v}{1 + \frac{v_0}{v_0^R}} \quad (V-1)$$

Q : La charge appliquée

$v_0$  : Le déplacement

$K_v$  : La rigidité du pieu

$Q_l$  : La charge limite du pieu

$v_0^R$  : La déformation de référence, elle est donnée par  $v_0^R = \frac{Q_l}{K_v}$

Le rapport  $\frac{v_0}{v_0^R}$  représente le niveau de déformation.

En connaissant la fonction hyperbolique, Masing donne la fonction du premier déchargement et celle du premier rechargement respectivement comme suit :



La courbe du premier déchargement :

$$Q = Q_c + K_v \frac{v_0 - v_0^c}{1 + \frac{|v_0 - v_0^c|}{2 * v_0^R}} \quad (V-2)$$

Où :  $Q_c$  et  $v_0^c$  représente les coordonnées du point d'intersection entre la courbe de chargement et celle du premier déchargement.

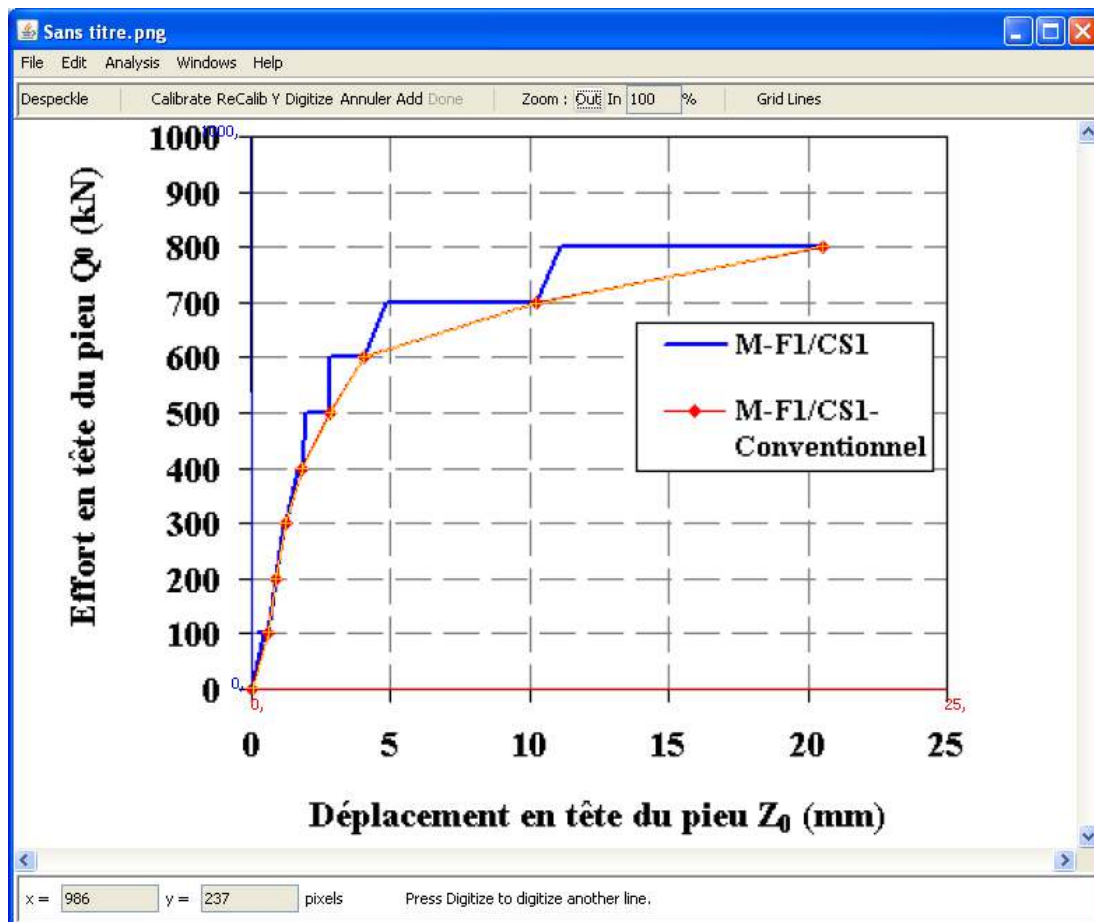
La courbe du premier rechargement :

$$Q = -Q_c + K_v \frac{v_0 + v_0^c}{1 + \frac{|v_0 + v_0^c|}{2 * v_0^R}} \quad (V-3)$$

## V-4 La procédure de construction des boucles hystérétique

### V-4-1 Première étape :

Afin de minimiser les erreurs dans le choix des points de la courbe de chargement, cette courbe doit être numérisée à l'aide d'un logiciel spécial qui permet de prendre en compte les erreurs sur l'échelle du dessin. On a choisit le logiciel Plotdigitizer qui est un logiciel très facile à manipuler, il consiste en premier lieu à copier la courbe de chargement sous forme d'image sur son interface, puis délimiter les axes x et y et en fin choisir les points à prendre en utilisant le zoom (Figure V-1).





*Figure V-1 : Numérisation et choix des points (Exemple sur Plotdigitizer)*

La Figure V-2 montre le tableau donnant les abscisses et les ordonnées des points choisis.

Digitized Points	
File Edit Windows Help	
Déplacement	Effort
0,0504032	2,53165
0,604839	103,797
0,856855	200
1,20968	301,266
1,81452	400
2,87298	501,266
4,03226	602,532
10,2319	698,734
20,5645	802,532

*Figure V-2 : Exemple des résultats donnés par Plotdigitizer*

#### V-4-2 Deuxième étape :

Cette étape est reliée directement à l'étape précédente, car le tableau obtenu de la première étape sera introduit directement dans un programme de calcul appelé HYPER qui permet de donner la pente initiale de la courbe qui représente dans notre cas la rigidité du pieu K et l'asymptote horizontale qui représente la charge limite du pieu Q. La Figure V-3 donne un exemple de calcul (HYPER) :

```

=====
                                HYPER
                                FITTING PROGRAM
                                BASED ON LEAST SQUARES METHOD
                                VERSION 3.0 January 2012
=====

TYPE OF FUNCTION Y=f(X) ?
Y=a + b.X           enter 1
Y=X/(a+b.X)        enter 2
Y=a + b.LOG(X)     enter 3
Y=a.X^b            enter 4
2
Number N of points =?
4
Data to be input from file ? (0-1/N=0)
0
X<      1>=
0.572139
Y<      1>= (value should not be equal to zero)
100
X<      2>=
0.85199
Y<      2>= (value should not be equal to zero)
200
X<      3>=
10.255
Y<      3>= (value should not be equal to zero)
700
X<      4>=
20.5348
Y<      4>= (value should not be equal to zero)
800
initial slope alpha of the curve 238.842408
Horizontal asymptote = 961.721600
Regression coeff. R= 9.972559E-01
Do you want to compare this function with
a set of data ? (Y=1, N=0)
-

```





Figure V-3 : Exemple de calcul (HYPER)

**Remarque :**

- HYPER procède par ajustement hyperbolique.
- Le programme HYPER donne un coefficient R appelé coefficient de régression, ce coefficient doit être supérieur ou égal à 0,85 pour que les résultats soient admis.

**V-4-3 Création du programme (Fortran)**

**V-4-3-1 Corps du programme**

Le programme consiste à écrire les fonctions suivantes : la fonction du chargement monotone, celle du premier déchargement et celle du premier rechargement.

Les données appropriées sont :

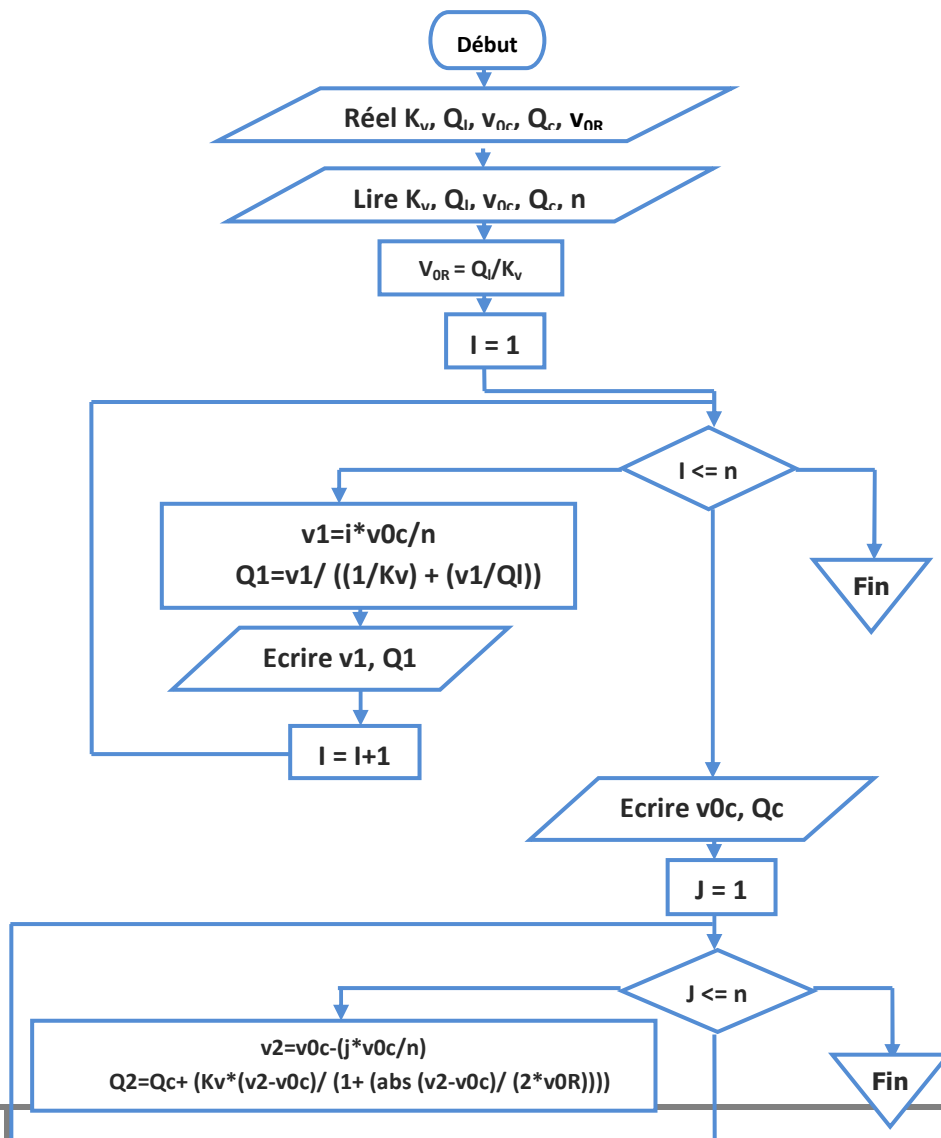
$Q_l$  : Capacité portante du pieu

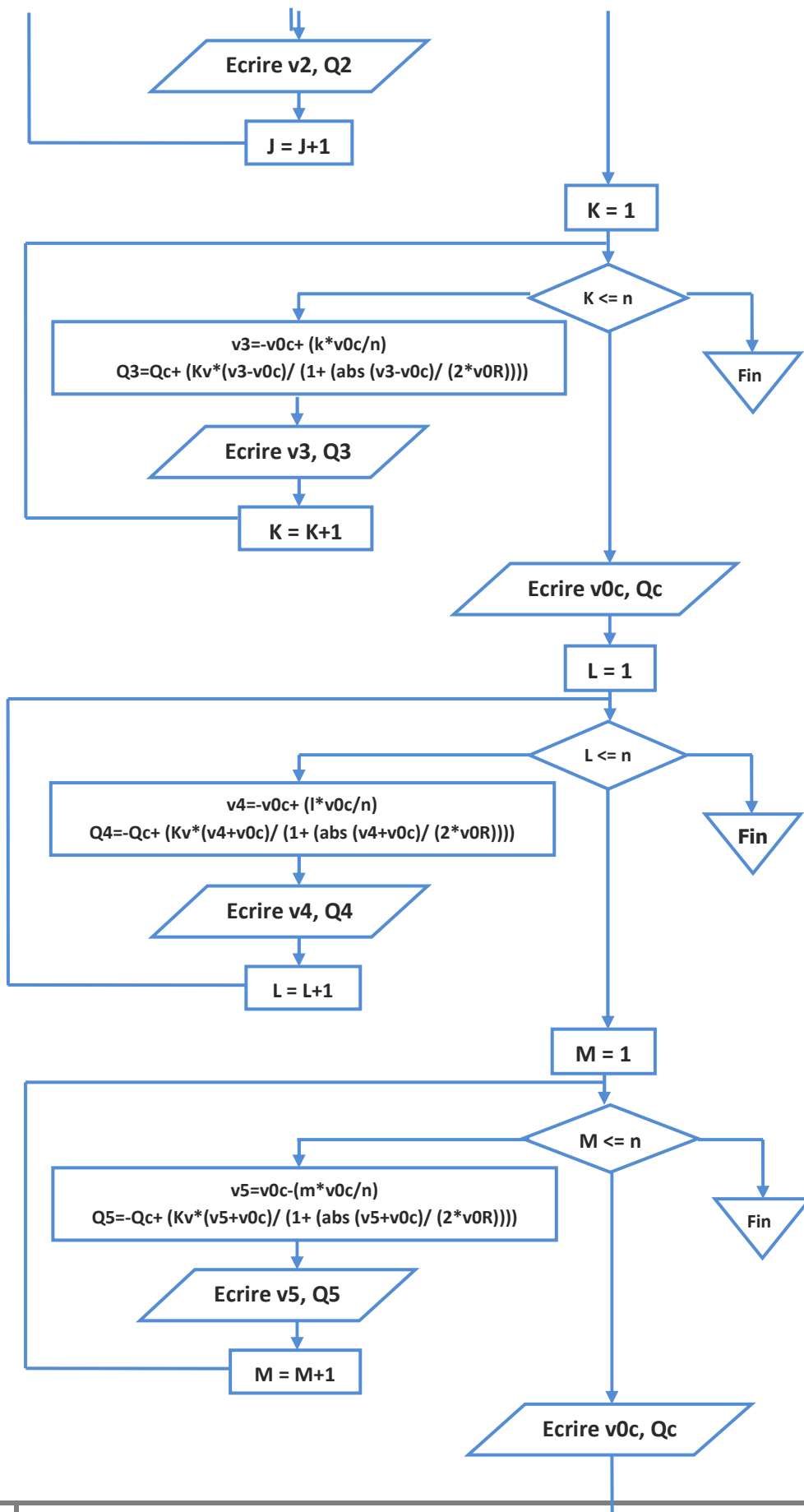
$K_v$  : Rigidité du pieu

$(v_0^c, Q_c)$  : Coordonnées du dernier point de la courbe de chargement monotone

$n$  : Le nombre de points à choisir pour tracer les trois courbes (si par exemple on choisit  $n=10$ , chaque courbe sera tracée à partir de 10 points).

Toutes ces données sont tirées directement de la deuxième étape sauf le nombre  $n$  qui peut être imposé par l'utilisateur. L'organigramme et le programme de calcul sont présentés respectivement ci-dessous :





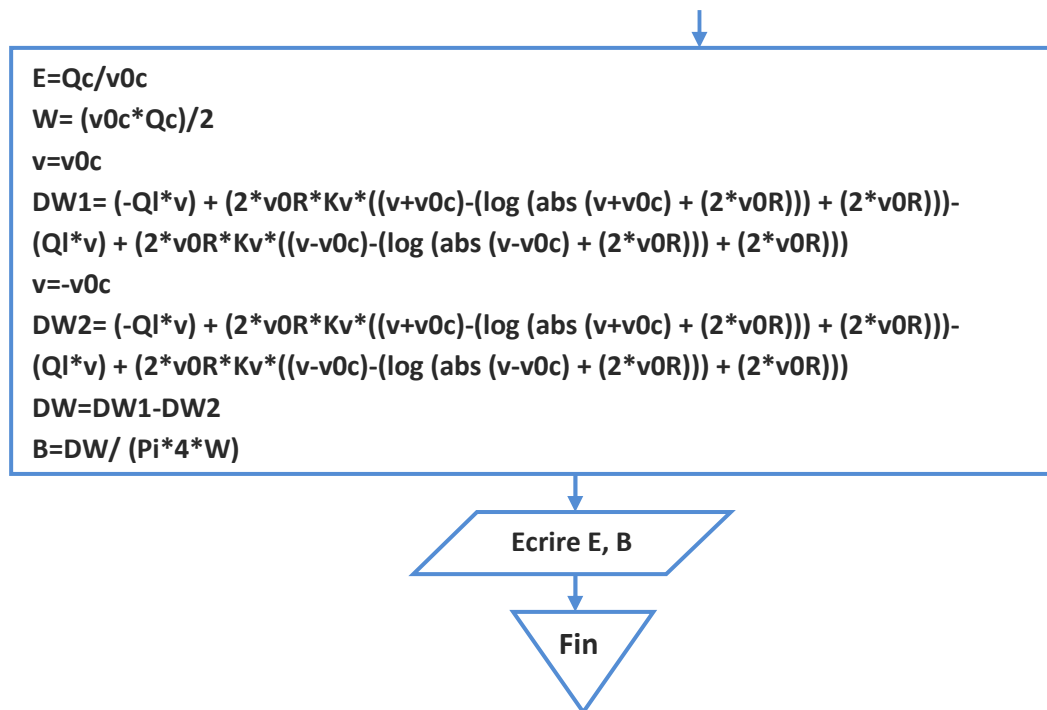


Figure V-4 : Organigramme général du programme HYSTERETIC CURVE

### V-4-3-2 Présentation des résultats

Les résultats comportent :

- Les coordonnées des points de chaque boucle (n points)  
L'afficheur permet de sélectionner les points, puis il faut cliquer sur la bordure de l'afficheur avec un click droit pour les copier (la figure V-5 montre un exemple).

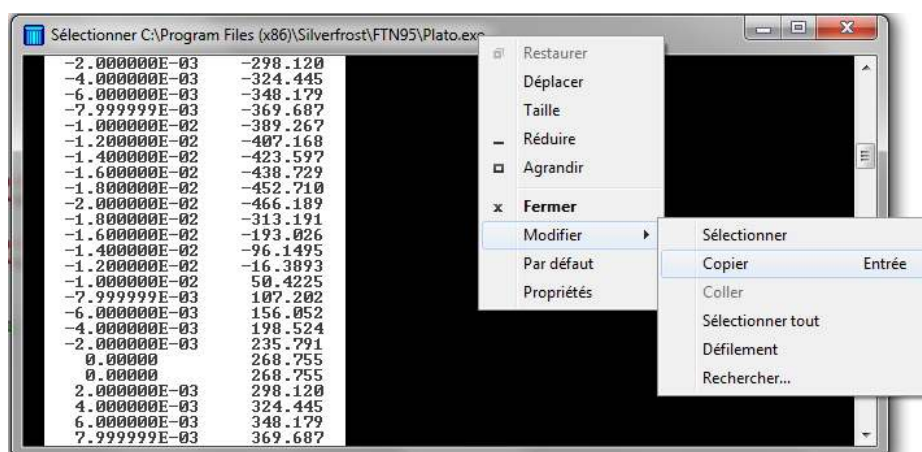


Figure V-5 : Exemple de procédure de copie des résultats

Les résultats copiés peuvent être collés sur n'importe quel logiciel de traçage pour tracer les courbes (Excel par exemple).



- La raideur  $K_{v0}$  du pieu.  
C'est une caractéristique de la boucle hystérétique,  $K_{v0}$  peut être défini comme étant la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle (Figure V-6).
- Le coefficient d'amortissement matériel  $\beta$   
C'est une autre caractéristique de la boucle hystérétique, le coefficient d'amortissement peut être déterminé à partir de la relation suivante :

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (V-4)$$

Du point de vue géométrique,  $\Delta W$  et  $W$  représentent respectivement les aires de la boucle et du triangle hachuré sur la Figure V-6.

Pour l'aire géométrique de  $W$  le problème ne se pose pas car celle-ci peut être déterminée directement de la formule qui donne la surface d'un triangle, mais pour le cas de  $\Delta W$ , l'aire est une surface quelconque qui ne peut être déterminée à partir d'une simple formule, pour cela, on a procédé dans ce cas par intégration, la méthode est simple elle consiste à intégrer la fonction de déchargement et celle du rechargement, la différence entre ces deux intégrales donne la surface de la boucle. La formule générale de cette méthode est la suivante :

(La Figure V-7 explique le principe de cette méthode)

$$S = \int g(x) - f(x) dx \quad (V-5)$$

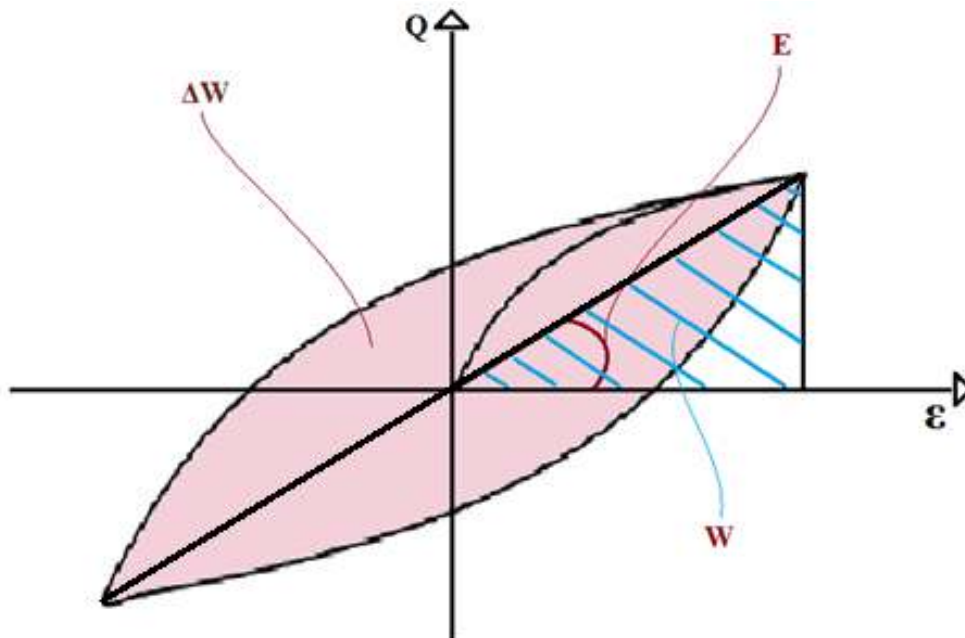
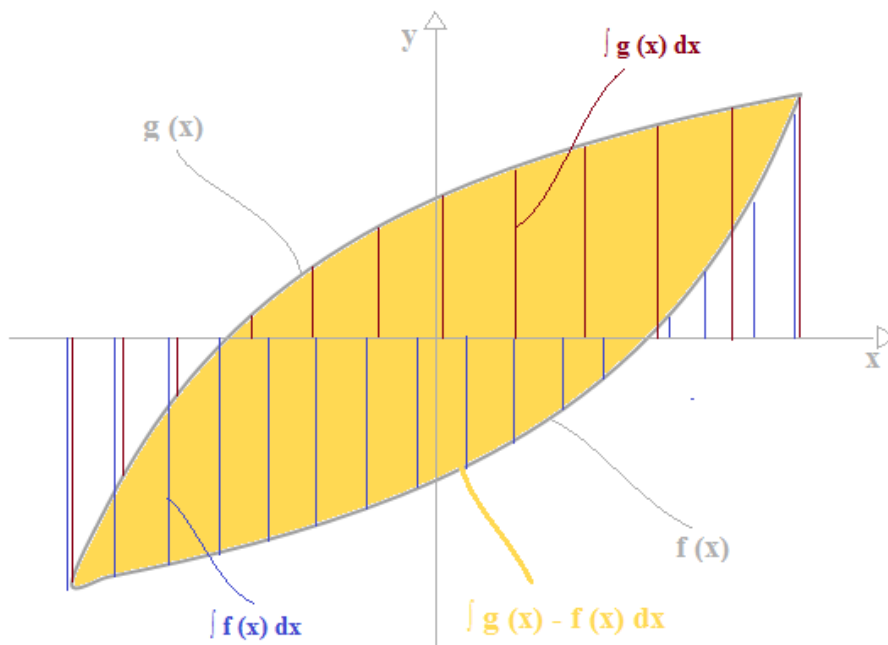


Figure V-6 : Les caractéristiques de la boucle hystérétique



**Figure V-7 : Principe de calcul de l'aire de la boucle**

Reste à signaler que la programmation de la fonction intégrale est difficile et complexe, d'où on a utilisé directement les primitives des deux fonctions  $g(x)$  et  $f(x)$  avec remplacement des bornes.

La figure V-8 présente un exemple de la fenêtre des résultats :



```

C:\Program Files (x86)\Silverfrost\FTN95\Plato.exe

#####

# # # # # ##### ##### ##### ##### ##### ##### ##### #####
# # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # #
##### # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # #
# # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # #
# # # # # ##### # # ##### # # ##### # # ##### #####
# # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # #
# # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # #
##### # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # # #
#####

PROGRAM BASED ON MASING RULES

VERSION 1.0 June 2014

#####

Donner la valeur de u0c:u0c=
0.02
Donner la valeur de Qc:Qc=
466.189
Donner la valeur de Kv:Kv=
86950.05
Donner la valeur de Ql:Ql=
636.4523
Donner le nombre de point n:n=
5

          u                Q
4.000000E-03      224.900
7.999999E-03      332.357
1.200000E-02      395.317
1.600000E-02      436.679
2.000000E-02      465.928
2.000000E-02      466.189
1.600000E-02      193.026
1.200000E-02      16.3893
7.999999E-03     -107.202
4.000000E-03     -198.524
0.000000         -268.755
0.000000         -268.755
-4.000000E-03    -324.445
-7.999999E-03    -369.687
-1.200000E-02    -407.168
-1.600000E-02    -438.729
-2.000000E-02    -466.189
-1.600000E-02    -193.026
-1.200000E-02    -16.3893
-7.999999E-03     107.202
-4.000000E-03     198.524
0.000000         268.755
0.000000         268.755
4.000000E-03      324.445
7.999999E-03      369.687
1.200000E-02      407.168
1.600000E-02      438.729
2.000000E-02      466.189

E=          23309.5
M=          4.66189
DW=         50.9160
B=          0.869566

Press RETURN to close window . . .

#####

```

Figure V-8 : Exemple des résultats fournis par le programme



### V-5 Conclusion :

On a traité dans le présent chapitre les règles de Masing, qui sont la base du programme établi en langage Fortran. Les résultats fournis par ce programme (HYSTERETIC CURVE) sont :

- Les coordonnées des points constituant la boucle hystérétique du premier cycle ;
- La valeur de la raideur  $K_{v0}$  du pieu ;
- La valeur du coefficient d'amortissement matériel  $\beta$ .

Le seul inconvénient de ce programme c'est qu'il ne donne pas les boucles des autres cycles (il ne donne que celle du premier cycle).

On va voir dans le prochain chapitre l'interprétation d'un essai de chargement cyclique de pieu en vraies grandeurs avec l'utilisation du programme HYSTERETIC CURVE.



## Chapitre VI

# Interprétation d'un essai de chargement cyclique de pieu en vraie grandeur

### VI-1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la comparaison des résultats. En premier lieu, on présente une comparaison entre les valeurs de capacité portante calculées par les méthodes basées sur les essais in-situ et celles tirées des résultats d'un essai de chargement statique en vraie grandeur, en l'occurrence, les essais effectués par Benzaria (2012) dans sa thèse de doctorat intitulé «Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux», avec calcul du coefficient de comparaison. En second lieu, on voulait faire une comparaison entre les courbes hystérétiques issues des essais de chargement cyclique de Benzaria et celles tracées avec le programme HYSTERETIC CURVE à partir des courbes de chargement statique de la même thèse, mais malheureusement, les deux problèmes suivants nous ont empêché d'atteindre notre but :

- Le programme HYSTERETIC CURVE basé sur les règles de Masing ne donne que la boucle du premier cycle.
- Dans les résultats obtenus des essais cycliques de Benzaria, les boucles du premier cycle ne sont pas visibles.

On a essayé de bénéficier des résultats obtenus du programme HYSTERETIC CURVE, premièrement, en faisant une comparaison entre les caractéristiques des courbes du premier chargement ( $K_{v0}$  et  $\beta$ ) obtenues par celui-ci et celles calculées graphiquement, ce qui peut être une validation du programme. D'autre part, on a essayé de faire une étude sur la variation des caractéristiques  $K_{v0}$  et  $\beta$  en fonction du type de sol (argile ou sable), et du mode d'installation des pieux (foré, battu ou vissé).

### VI-2 Interprétation des essais de chargement statique

#### VI-2-1 Présentation des résultats

Benzaria a réalisé des essais statiques de chargement sur deux types de sol, l'argile de Merville et le sable de Loon-Plage, sur deux types de pieux (battu et foré).

Pour tirer la capacité portante des résultats des essais de chargement, on utilise le logiciel Plotdigitizer pour reconstruire les courbes de chargement, ensuite et à l'aide du programme Hyper, on trouve la capacité portante par ajustement hyperbolique.

D'autre part, pour calculer la capacité portante, on a utilisé la méthode pressiométrique et la méthode pénétrométrique de LCPC.

Les résultats comportent pour chaque type de sol les tableaux et les graphes donnant les capacités portantes calculées et expérimentales, et les tableaux donnant le coefficient de comparaison, qui est égal au rapport de la capacité calculée sur la capacité expérimentale.





**L'argile de Merville :**

Les caractéristiques des pieux utilisés sont :

Les pieux forés (testés en compression) : diamètre  $D = 420$  mm et de longueur  $L = 13$  m.

Les pieux battus (testés en compression et en traction) : diamètre  $D = 406$  mm et de longueur  $L = 13$  m.

La figure VI-1 montre la variation de la pression limite nette ( $P_1^*$ ) et la résistance de pointe nette ( $q_c$ ) en fonction de la profondeur. Cette figure est utilisée pour le calcul de la capacité portante pour chaque type de pieux.

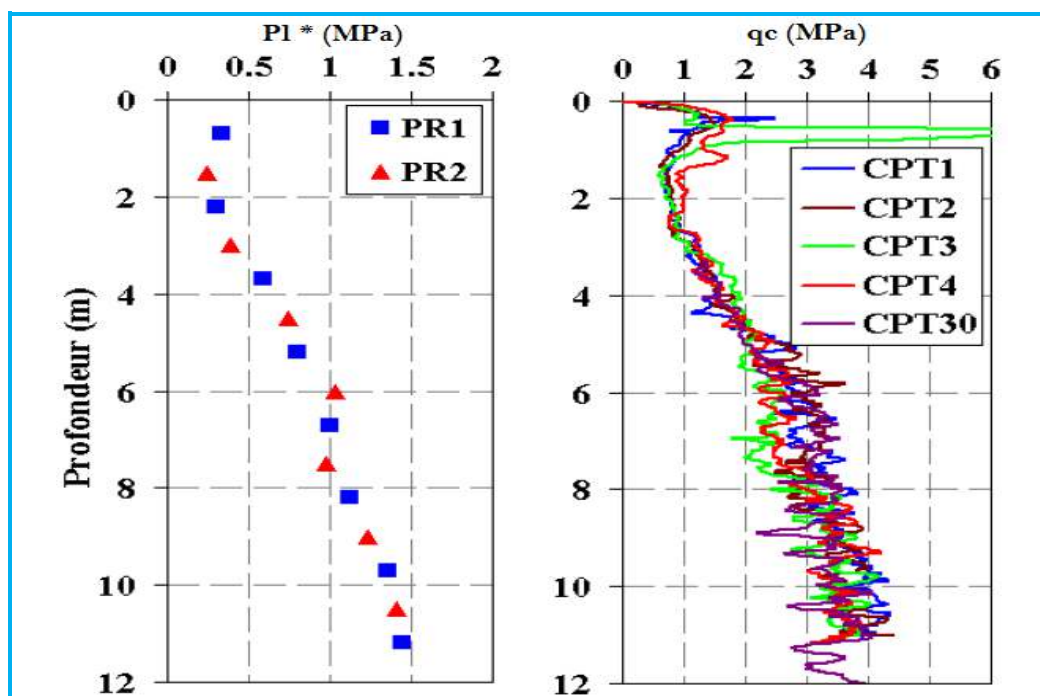


Figure VI-1 : La variation de la pression limite nette ( $P_1^*$ ) et la résistance de pointe nette ( $q_c$ ) en fonction de la profondeur (argile de Merville).

On présente ci-dessous les courbes de chargement des essais de chargement statique après calibration et reconstruction :

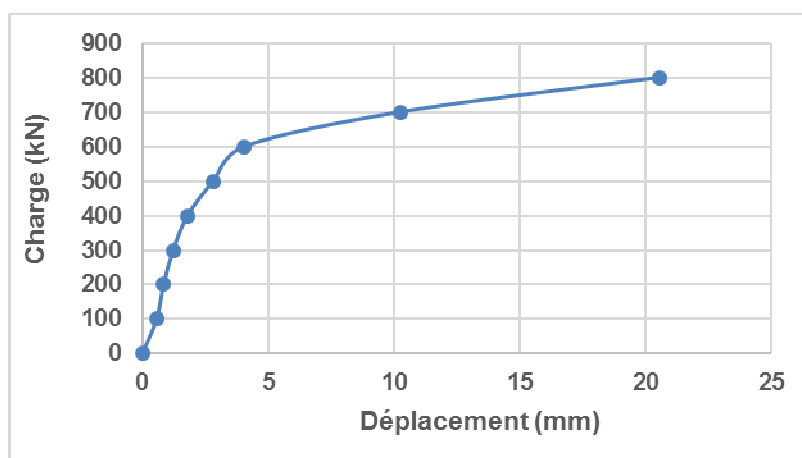


Figure VI-2 : Courbe de chargement (pieu foré en compression) dans l'argile de Merville

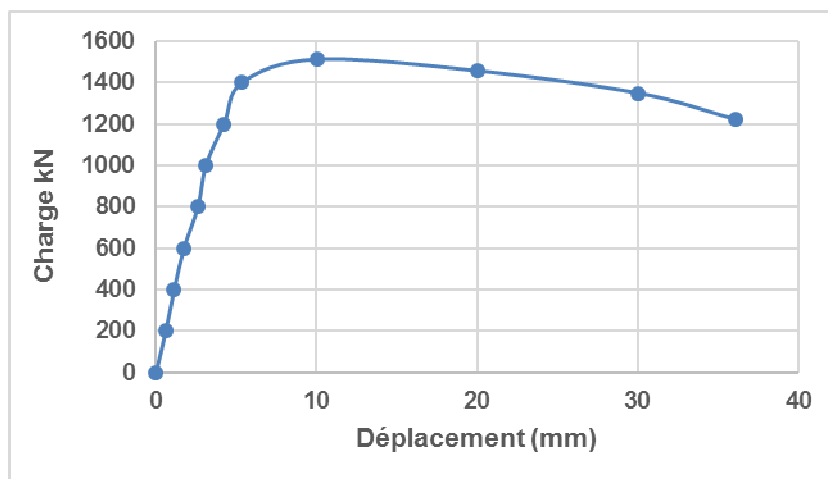


Figure VI-3 : Courbe de chargement (pieu battu en compression) dans l'argile de Merville

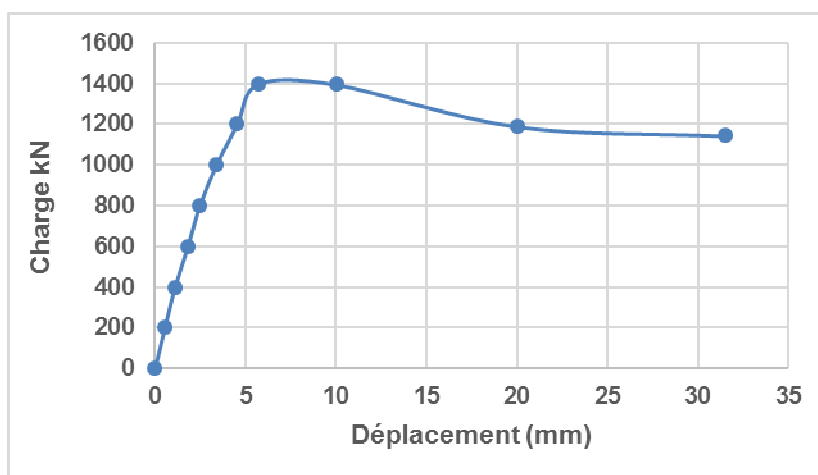


Figure VI-4 : Courbe de chargement (pieu battu en traction) dans l'argile de Merville

Tableau VI-1 : Comparaison des capacités calculées et expérimentales

$Q_L$ (kN)	$Q_L^{Cal}$		$Q_L^{exp}$
	PMT	CPT	
Essais			
Les pieux battus (Compression)	1101.143	1180.090	1324.177
Les pieux battus (Traction)	1015.352	1131.389	1188.937
Les pieux forés	745.002	742.877	816.253

Tableau VI-2 : Coefficient de comparaison pour l'argile de Merville

Essais	Essais	
	PMT	CPT
Pieux		
Les pieux battus (compression)	0.912	0.910
Les pieux battus (traction)	0.853	0.951
Les pieux forés	0.831	0.891

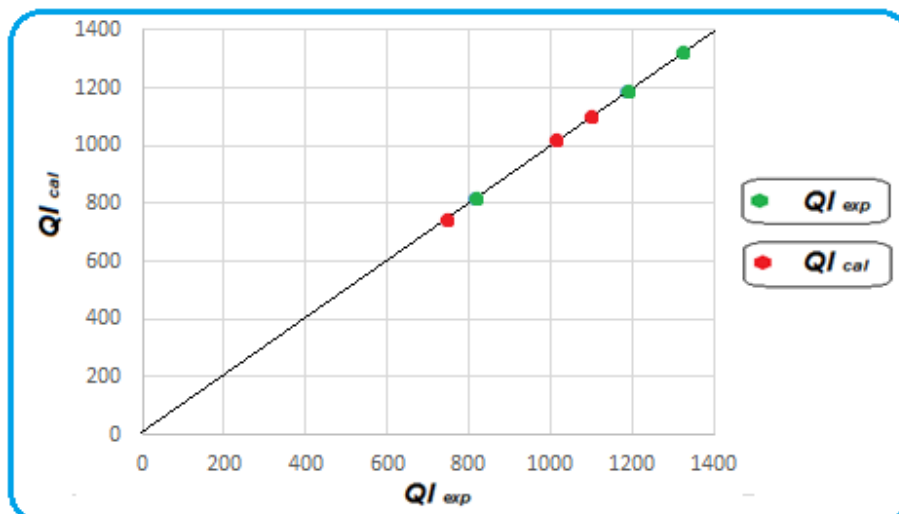


Figure VI-5 : Comparaison des capacités calculées par la méthode pressiométrique et expérimentales

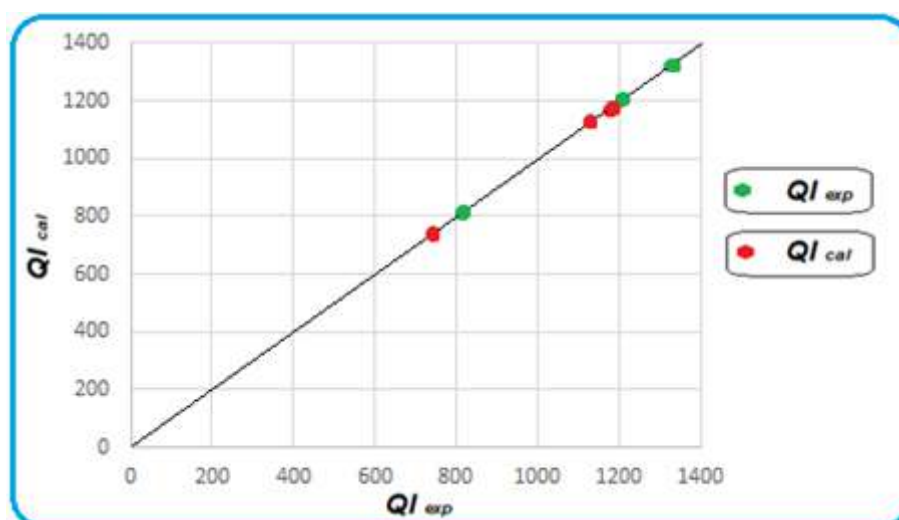


Figure VI-6 : Comparaison des capacités calculées par la méthode pénétrométrique et expérimentales

**Sable de Loon-Plage :**

Les caractéristiques des pieux utilisés sont :

Les pieux forés (testés en traction) : diamètre  $D = 420$  mm et longueur  $L=10,5$  m.

Les pieux forés (testés en compression) : diamètre  $D = 420$  mm et longueur  $L=8$  m.

La figure VI- montre La variation de la pression limite nette ( $P_1^*$ ) et la résistance de pointe nette ( $q_c$ ) en fonction de la profondeur. Cette figure est utilisée pour le calcul de la capacité portante pour chaque type de pieux.

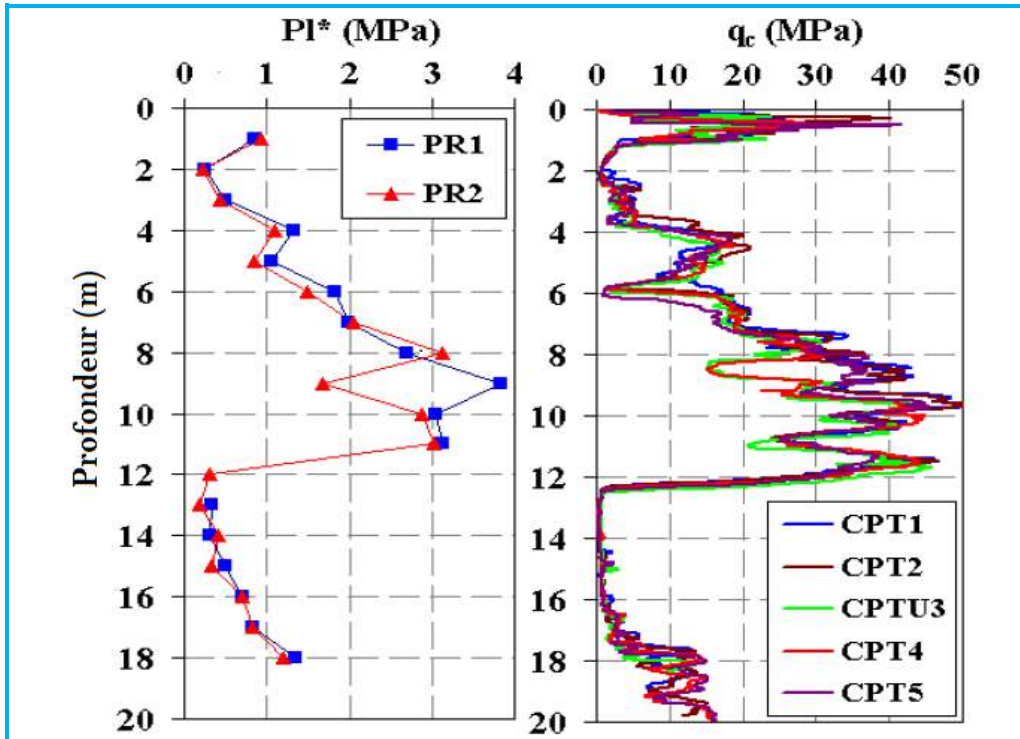


Figure VI-7 : Variation de la pression limite nette ( $P_i^*$ ) et la résistance de pointe ( $q_c$ ) en fonction de la profondeur (sable de Loon-Plage).

On présente ci-dessous les courbes de chargement des essais de chargement statique après calibration et reconstruction :

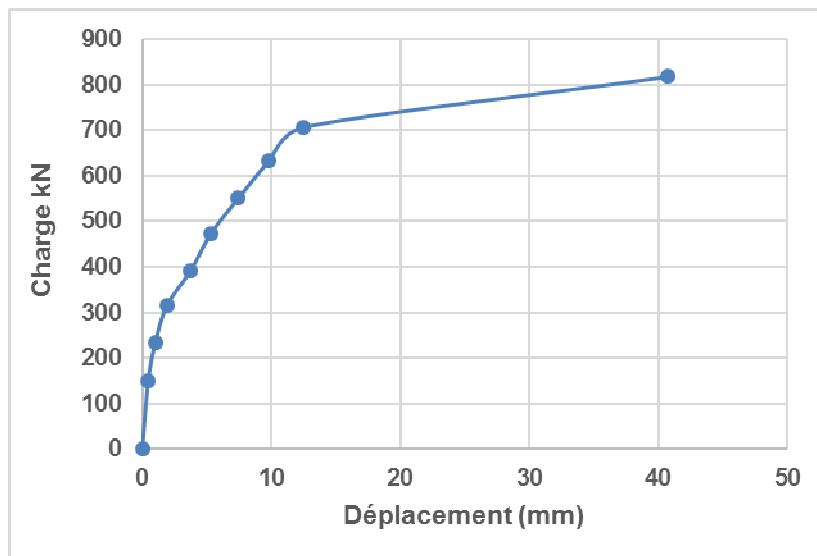


Figure VI-8 : Courbe de chargement (pieu foré en traction) dans le sable de Loon-Plage

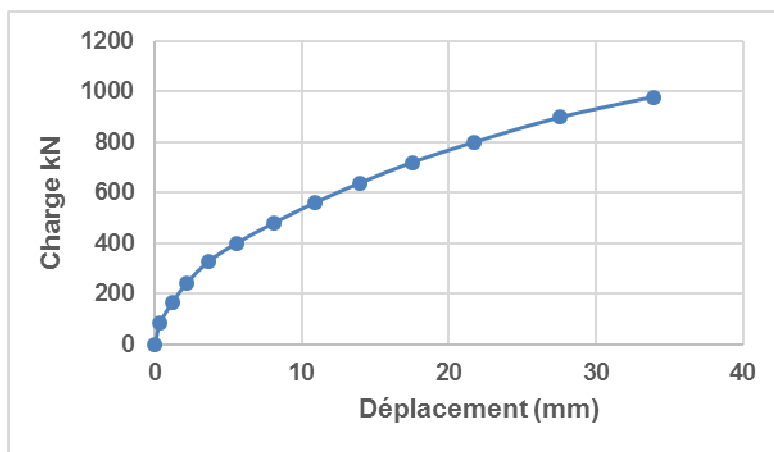


Figure VI-9 : Courbe de chargement (pieu forés en compression) dans le sable de Loon-Plage

Tableau VI-3 : Comparaison des capacités calculées et expérimentales

$Q_L$ (kN)	$Q_L^{cal}$		$Q_L^{exp}$
	MPT	CPT	
Essais			
Les pieux forés (compression)	1025.734	1064.600	1089.908
Les pieux forés (traction)	797.940	796.109	859.944

Tableau VI-4 : Coefficient de comparaison pour sable de Loon-Plage

Essais	PMT	CPT
	<b>Pieux</b>	
Les pieux forés (traction)	0.927	0.925
Les pieux forés (compression)	0.941	0.976

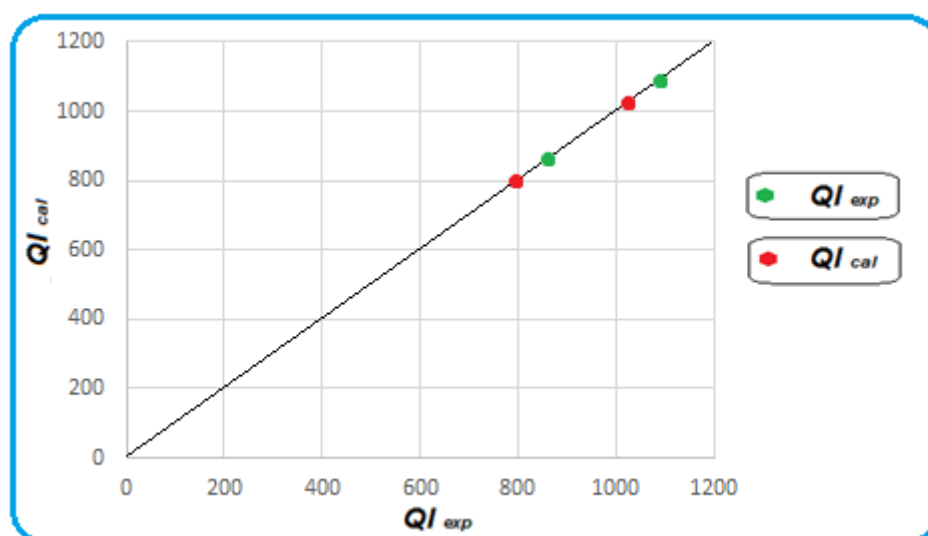
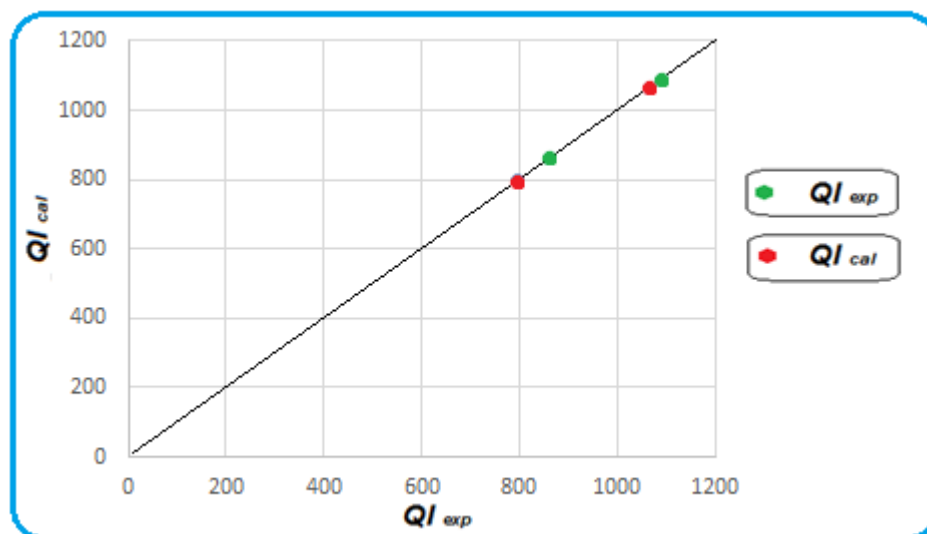


Figure VI-10 : Comparaison des capacités calculées par la méthode pressiométrique et expérimentales



*Figure VI-11 : Comparaison des capacités calculées par la méthode pénétrométrique et expérimentales*

### VI-2-2 Interprétation des résultats

En analysant tout les résultats, on constate que les valeurs de capacité portante calculées sont très proche de celles tirées des essais de chargement en vraie grandeur pour tout les types de pieux et de sols, ce qui justifié les valeurs du coefficient de comparaison très proche de 1. Reste à noter que toutes les valeurs calculées de la capacité portante restent inférieures aux valeurs expérimentales. En effet, ces valeurs sont multipliées par des coefficients de sécurité pour ne pas surestimer la capacité portante. Ces résultats confirment aussi que les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur les essais in-situ sont les méthodes les plus fiables des méthodes existantes, après les essais de chargement en vraie grandeur bien sure.

### VI-3 Comparaison des caractéristiques $K_{v0}$ et $\beta$

On présente ci-dessous les boucles hystérétiques du premier cycle construites par le programme HYSTERETIC CURVE à partir des courbes de chargement statique des essais effectués par Benzaria présentées auparavant, le programme donne aussi les caractéristiques de ces boucles à savoir :

- Le module de déformation sécant E (Dans notre cas c'est plutôt  $K_{v0}$ ).
- L'aire  $\Delta W$ .
- L'aire W.
- Le coefficient d'amortissement matériel  $\beta$ .



L'argile de Merville :

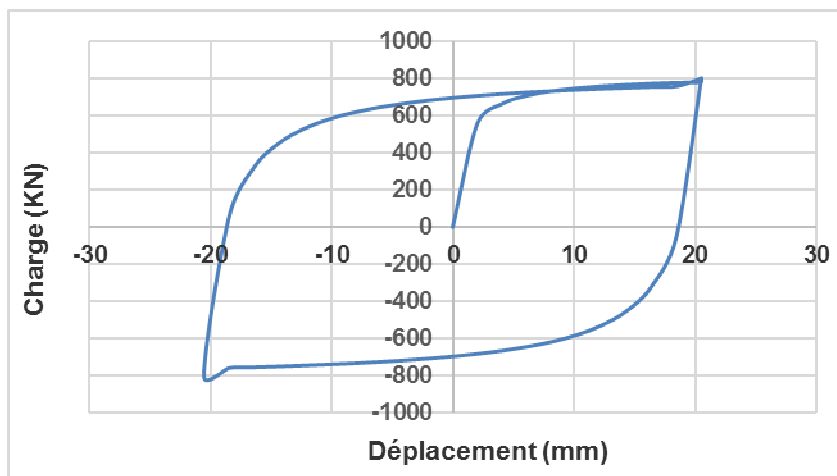


Figure VI-12 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu foré en compression)

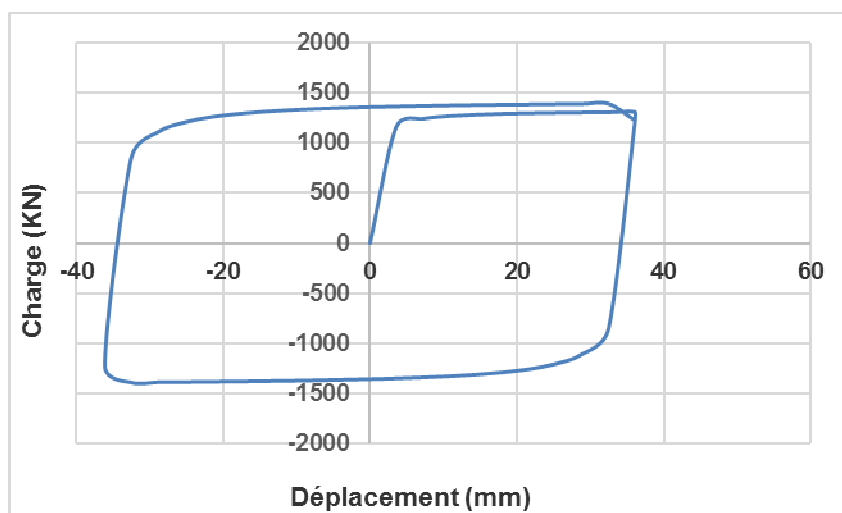


Figure VI-13 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu battu en compression)

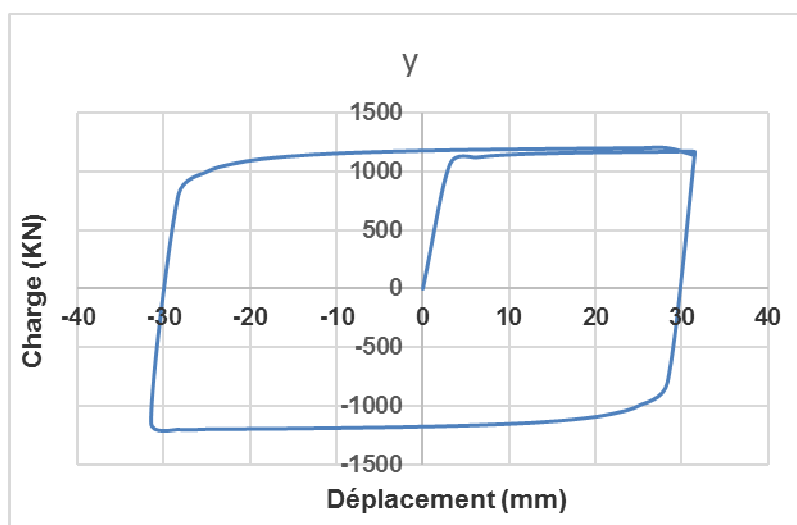


Figure VI-14 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu battu en traction)

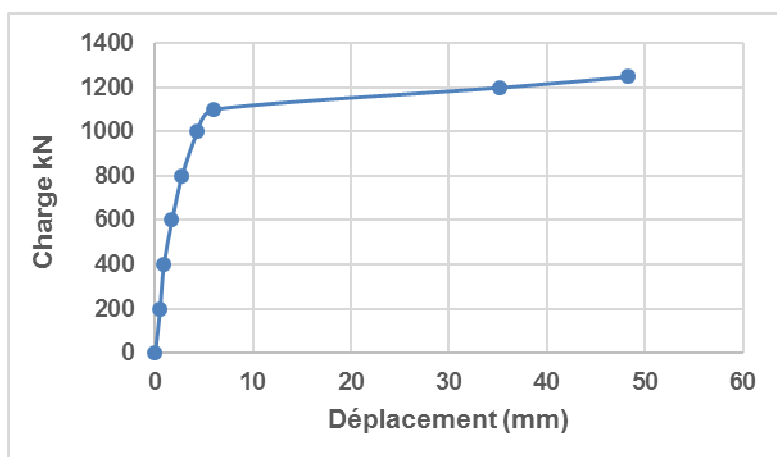


Figure VI-15 : Courbe de chargement (pieu vissé)

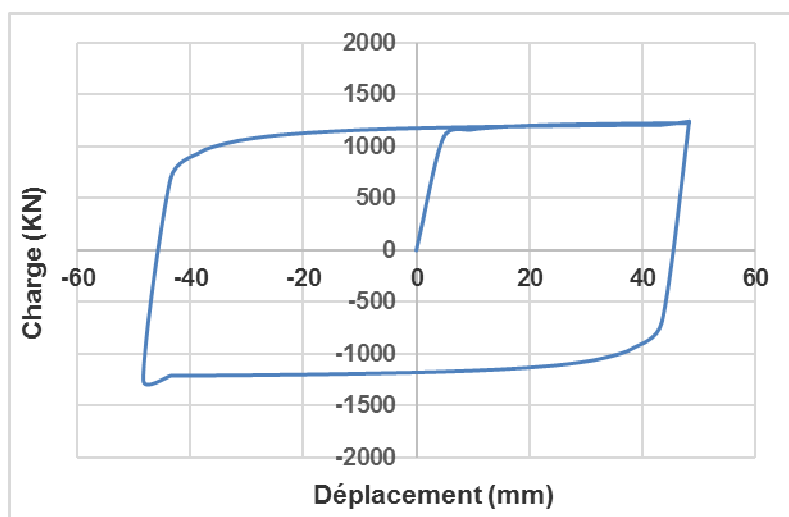


Figure VI-16 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu vissé)

Tableau VI-5 : Caractéristiques des boucles du premier cycle données par le programme

	$K_{v0}$	$\Delta W$	W	$\beta$
Les pieux battus (compression)	33.8905	190980	22029.900	0.690217
Les pieux battus (traction)	36.3188	149723	17998.800	0.662304
Les pieux forés	38.9583	67046.400	8213.920	0.649883
Les pieux vissés	25.8449	241515	30157.300	0.637621





Le sable de Loon-Plage :

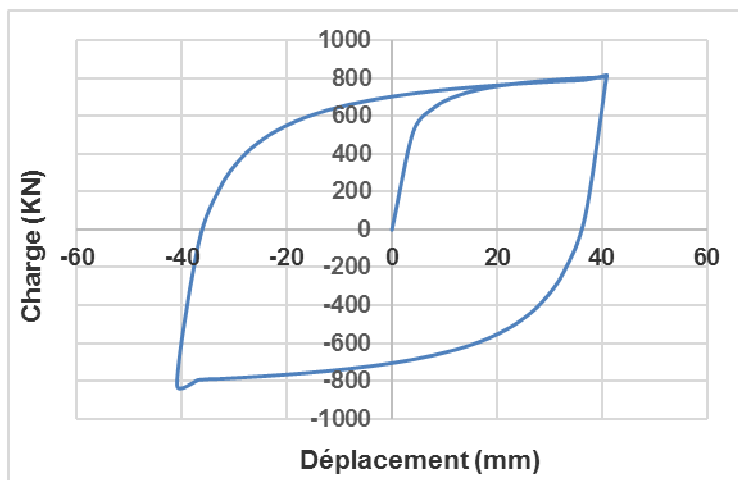


Figure VI-17 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu foré en traction)

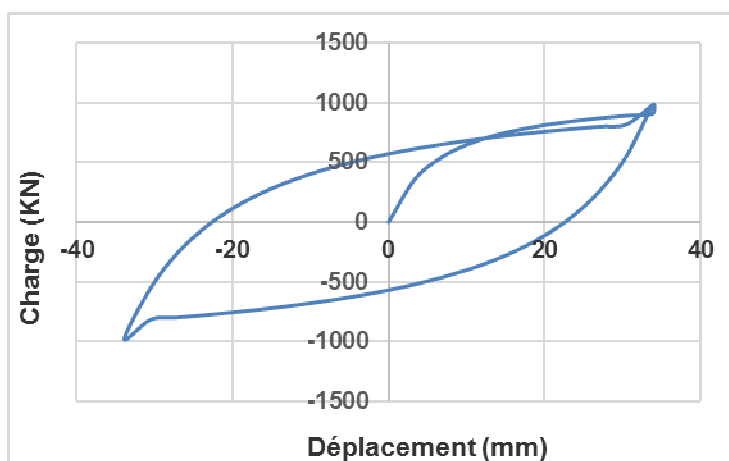


Figure VI-18 : Boucle hystérétique du premier cycle (pieu foré en compression)

Tableau VI-6 : Caractéristiques des boucles du premier cycle données par le programme

	$K_{v0}$	$\Delta W$	W	$\beta$
Les pieux forés (traction)	20.0489	140174	16647	0.670413
Les pieux forés (compression)	28.8945	147711	16584.900	0.709106

**VI-3-1 Variation des paramètres  $K_{v0}$  et  $\beta$**

Si on compare les valeurs de la raideur  $K_{v0}$ , on remarque les choses suivantes :

$K_{v0}$  varie peu ou pas avec le mode d'installation pour le même type de sol. Par contre, si on passe de l'argile au sable, on remarque que  $K_{v0}$  diminue pour le même type de pieu.

En revanche, le coefficient d'amortissement matériel n'est pas trop affecté par le type de sol, il varie peu ou pas avec le mode d'installation des pieux pour le même type de sol.



#### VI-4 Conclusion

Ce chapitre était consacré à la comparaison des résultats. On a vu au départ, une comparaison des valeurs de capacité portante calculées à l'aide des méthodes se basant sur les essais in-situ en l'occurrence l'essai PMT et CPT, par rapport aux capacités portantes tirées directement des essais de chargement statique en vraie grandeur effectués par Benzaria (2012), où on a confirmé la fiabilité des méthodes de calcul par les essais in-situ qui ont donné de très bon résultats.

On a vu par la suite, un calcul à partir du programme HYSTERETIC CURVE en termes de caractéristiques des boucles hystérétiques du premier cycle.

En fin, on a vu la variation des caractéristiques de la boucle du premier cycle ( $K_{v0}$  et  $\beta$ ) en fonction du type de sol et du mode d'installation des pieux. On a pu conclure que la raideur  $K_{v0}$  varie peu ou pas avec le mode d'installation ; il varie remarquablement avec le type de sol. Pour  $\beta$ , on a constaté qu'il est faiblement affecté par le type de sol ; il varie d'une manière négligeable avec le mode d'installation des pieux.

## Conclusions et Perspectives

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche essentiellement par modélisation numérique sur le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement axiale monotone et cyclique. A travers l'étude bibliographique dans le premier et le second chapitre, on a tenté d'une part, d'assembler la majorité des méthodes de calcul de portance et de tassement ainsi qu'une comparaison entre ces méthodes, où il s'est avéré que la qualité des résultats est meilleur pour les méthodes in-situ par rapport aux méthodes statiques (Ali Bachir 2013) et (Moussaoui Moufida 2007), notamment les méthodes de Bazarra et Kurkuri et Shariatmadri et al de l'essai SPT et la méthode de Schmertman de l'essai CPT qui sont les plus efficaces, reste a noter que les essais de chargement en vraies grandeurs sont les plus fiables. D'autre part, cette étude comporte une base de données des essais de chargements cycliques sur des pieux réels installés dans différents types de sols. Ce qu'on peut retenir de cette base de données :

- La dégradation du frottement latéral ;
- L'accumulation de déplacements en tête ;
- La dégradation de la capacité portante ;
- Un gain de capacité de 5 à 20% lié à l'effet de vitesse de chargements.
- L'existence d'un seuil critique au delà duquel le chargement cyclique peut dégrader la capacité portante du pieu.

Reste à mentionner que plusieurs incertitudes restent à signaler, malgré la variété des essais existants, notamment :

- L'influence du nombre de cycle élevé (>1000 cycles) ;
- L'influence du type de sol et du type de pieu ;
- La quantification de la dégradation en fonction de la profondeur.

Les deux chapitres suivants étaient consacrés à la modélisation numérique par éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis. Le premier comporté une modélisation du comportement d'un pieu soumis à une charge monotone axiale afin d'étudier la variation du tassement et des paramètres de transfert de charge en fonction de l'élancement et de la compressibilité relative sol/pieu. Ce qu'on retient de cette étude, c'est que les facteurs  $B_0 \cdot B/E_s$ ,  $R_0/E_s$ ,  $q_1/\sigma_v(D)$ ,  $q_s(z)/\sigma_v(z)$ ,  $I_v$  ne sont pas affectés par la compressibilité du pieu, mais ces facteurs varient en fonction de  $D/B$  de la façon suivante :

- Le tassement est inversement proportionnel à l'élancement pour la même compressibilité.
- $B_0$  est inversement proportionnel à l'élancement pour la même compressibilité.
- $R_0$  est proportionnel à l'élancement pour la même compressibilité.
- La capacité portante est proportionnelle à l'élancement pour la même compressibilité.

On a trouvé une bonne concordance de nos résultats avec ceux trouvés par Khouaouci et Ali Bachir en termes de convergence.

Le deuxième comporté une modélisation du comportement d'un pieu soumis à une charge harmonique axiale afin d'étudier la variation de la raideur du pieu en fonction du type de sable ainsi que la fréquence de chargement. On a remarqué que la valeur de  $K_{v0}$  dans le cas du sable dense est plus grande que celle du sable lâche pour une fréquence constante et que  $K_{v0}$  est proportionnelle à la fréquence de chargement, d'où, on constate que la fréquence de chargement a un effet positif sur la raideur du pieu. Il faut noter que l'utilisation du logiciel Plaxis à causer des problèmes dans la modélisation cyclique, notamment, l'utilisation de l'amortissement visqueux qui absorbe l'énergie de chargement et ne permet pas de bien modéliser le cas ; autrement, nous voulions faire une étude paramétrique dans ce cas, mais les résultats apportés par la modélisation était loin de la réalité des choses.



On a réalisé dans le chapitre suivant un programme en langage Fortran qui permet d'obtenir les coordonnées de la boucle hystérétique du premier cycle connaissant la courbe de chargement monotone à l'aide des règles de Masing, le programme HYSTERETIC CURVE permet aussi d'obtenir les caractéristiques de cette boucle, en l'occurrence, la raideur du pieu et le coefficient d'amortissement matériel.

Le dernier chapitre été consacré à la comparaison des résultats de modélisation avec ceux d'un essai en vraie grandeur. Pour le cas monotone, la comparaison se focalisée sur la capacité portante, où on a confirmé la fiabilité des méthodes de calcul par les essais in-situ qui ont donné de très bon résultats.

Dans le cas cyclique, on a vu un calcul à partir du programme HYSTERETIC CURVE en termes de caractéristiques des boucles hystérétiques du premier cycle, ce qui a permis d'évaluer la variation de ces caractéristiques en fonction du type de sol et du mode d'installation du pieu. On a pu conclure que la raideur  $K_{v0}$  varie peu ou pas avec le mode d'installation ; il varie remarquablement avec le type de sol. Pour  $\beta$ , on a constaté qu'il est faiblement affecté par le type de sol ; il varie d'une manière négligeable avec le mode d'installation des pieux.

On recommande d'améliorer le programme HYSTERETIC CURVE pour qu'il puisse donner les boucles de différents cycles afin de varier l'étude cyclique, notamment, l'étude de la variation de la raideur en fonction des cycles.

Notre modélisation dans le cas cyclique n'était pas suffisante à cause du logiciel utilisé, de ce fait, on recommande de revoir ce cas, soit par le même logiciel avec amélioration de l'amortissement, soit d'utiliser directement un autre logiciel qui serai plus représentatif (FLAC par exemple).

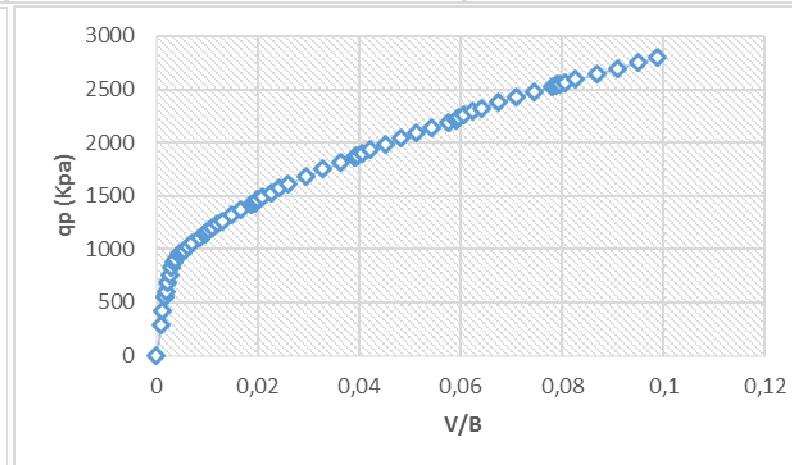
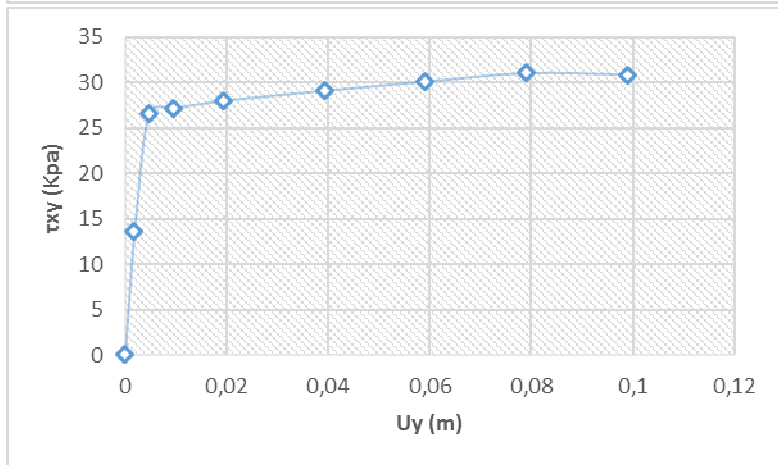
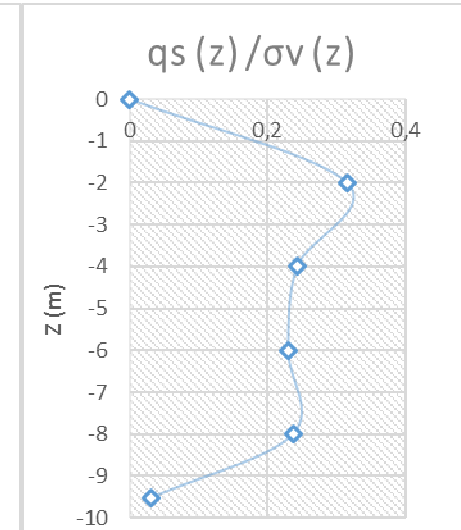
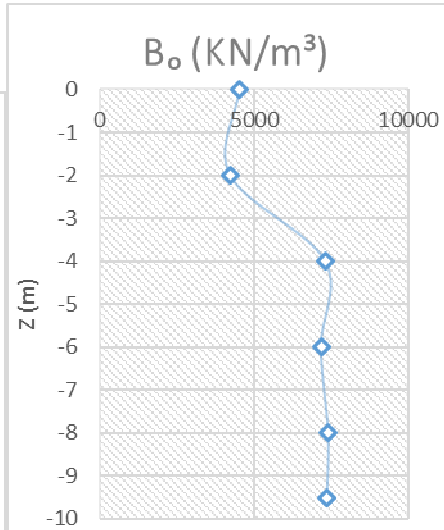
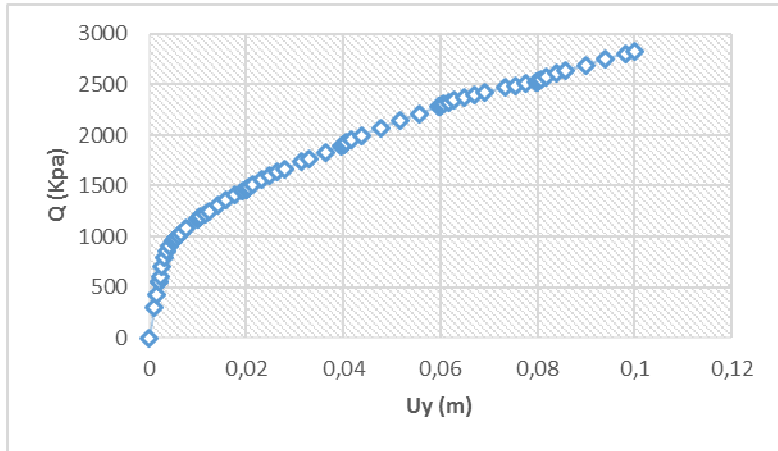
Par la fin, on encourage les chercheur a s'approfondir dans la modélisation (cyclique) vu les résultats obtenus dans le cas monotone.

# *ANNEXES*

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

## CAS DU SABLE DENSE

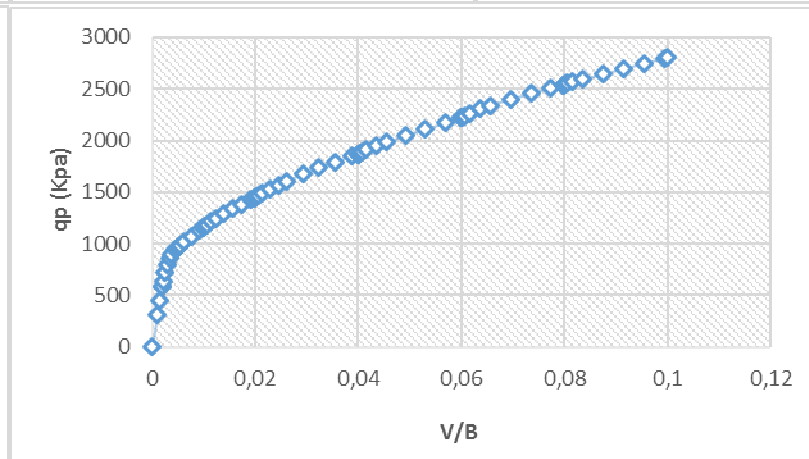
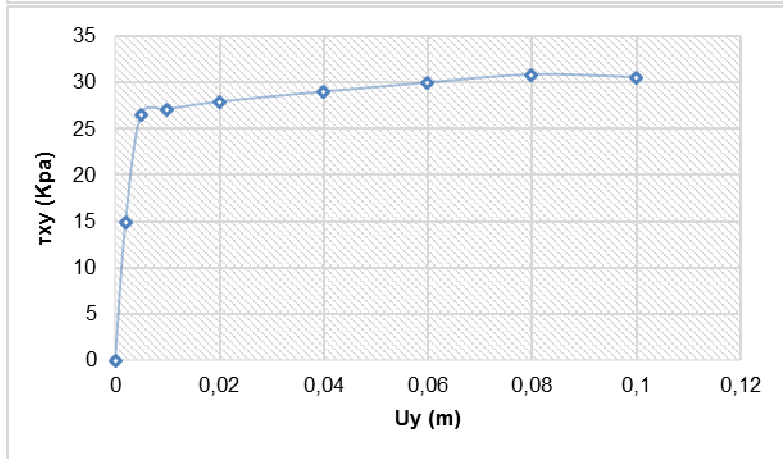
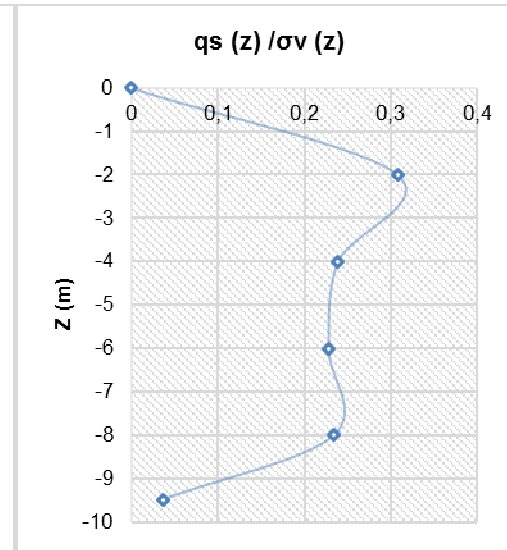
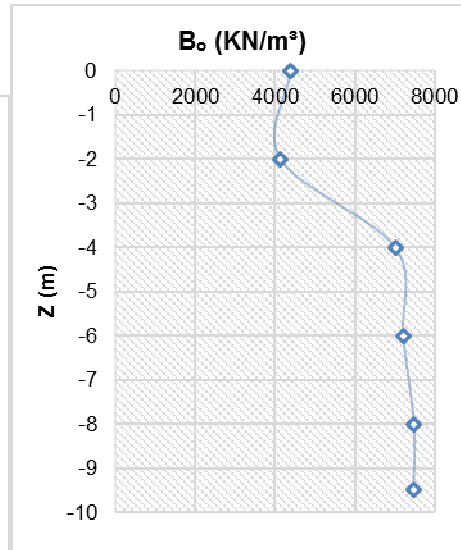
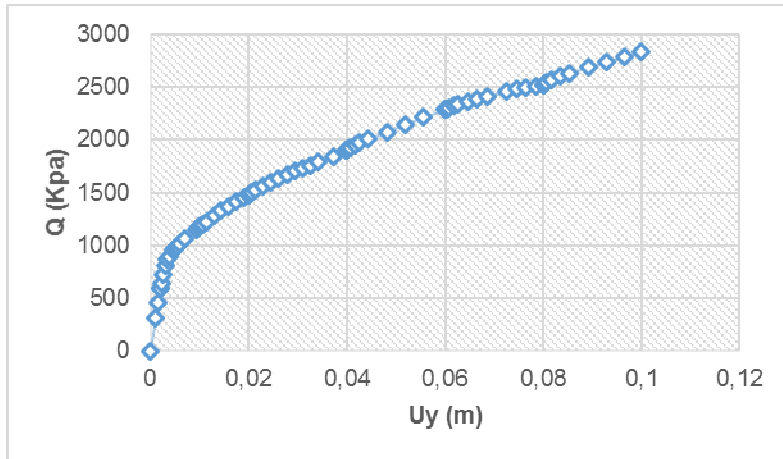
D/B = 10 et K = 500



**$B_{0\text{moy}}$**   
 **$R_0$**   
 **$q_1$**

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

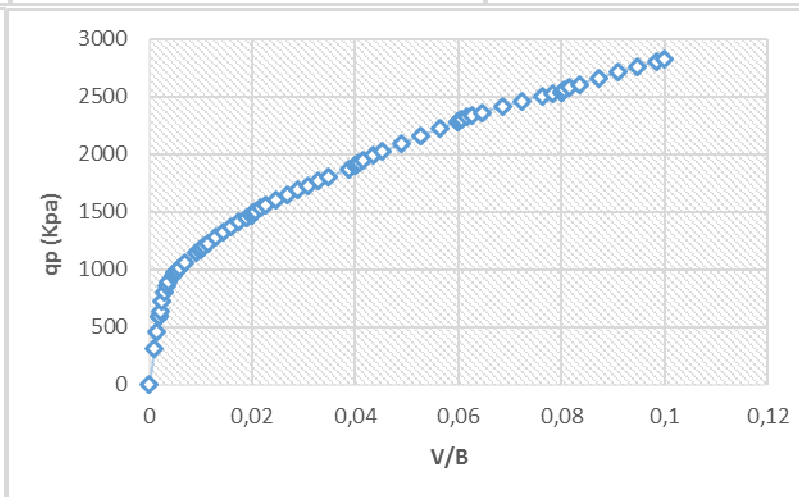
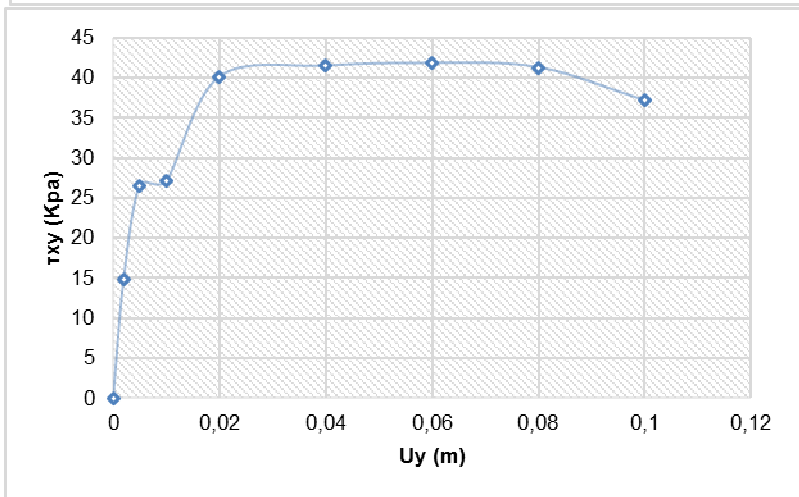
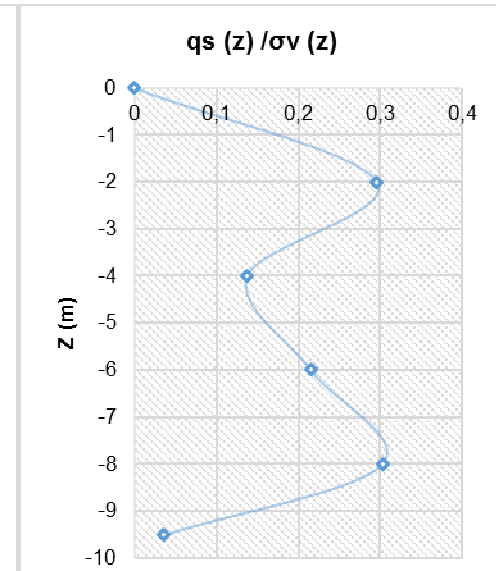
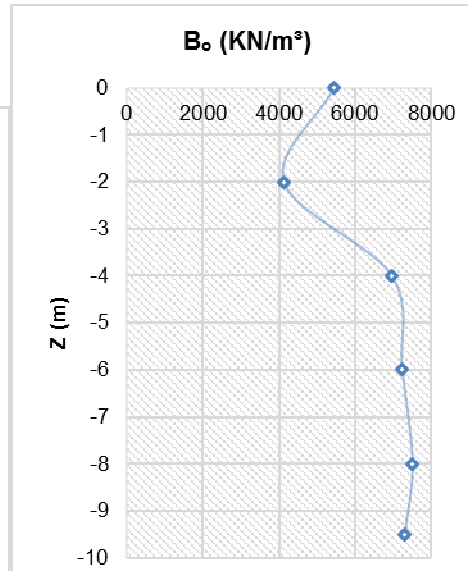
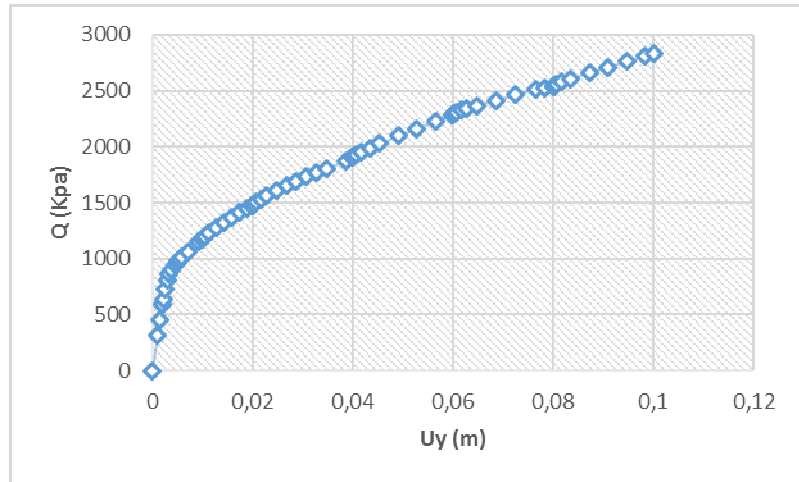
D/B = 10 et K = 5000



$B_{0moy}$   
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

D/B = 10 et K = 10000

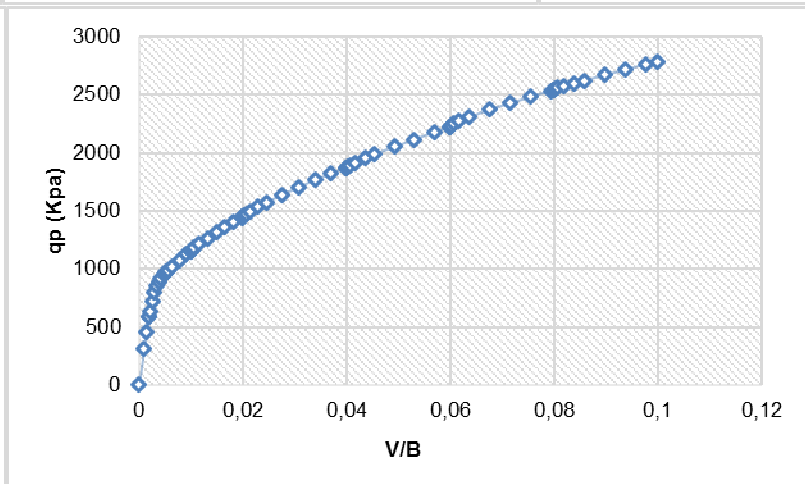
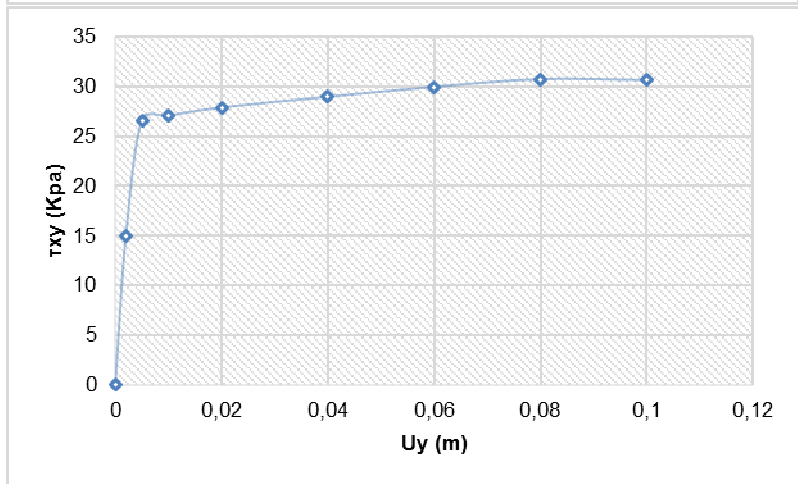
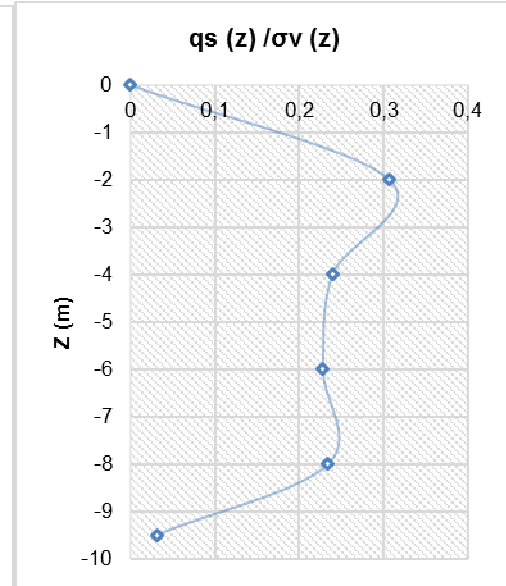
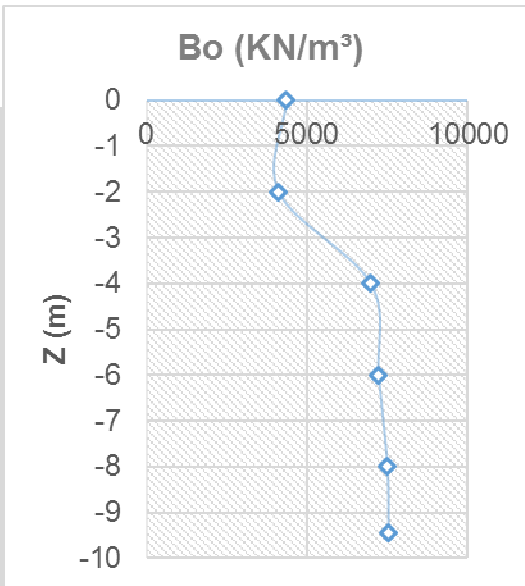
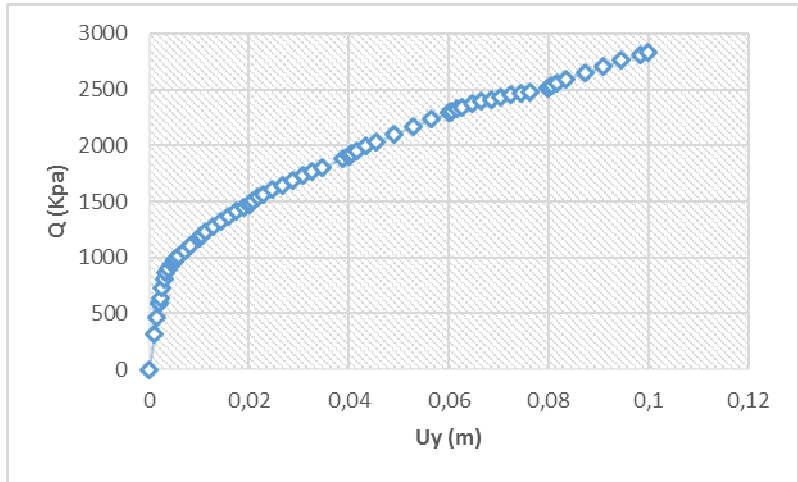


$B_{0 moy}$   
 $R_0$   
 $q_1$



# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

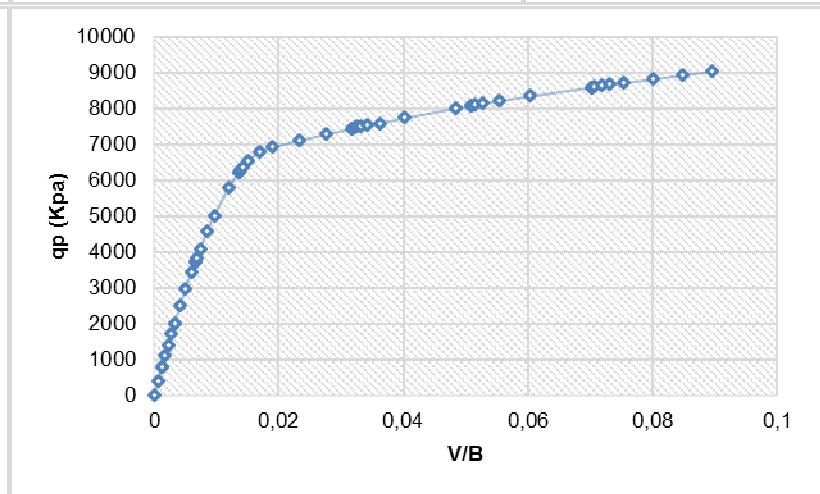
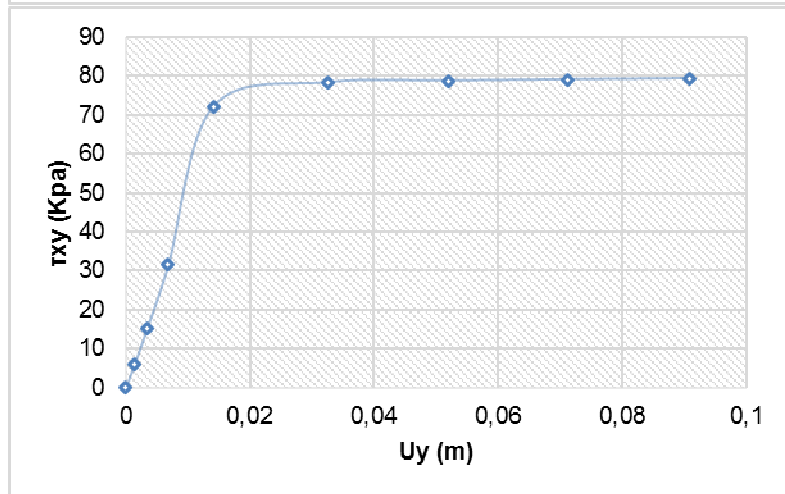
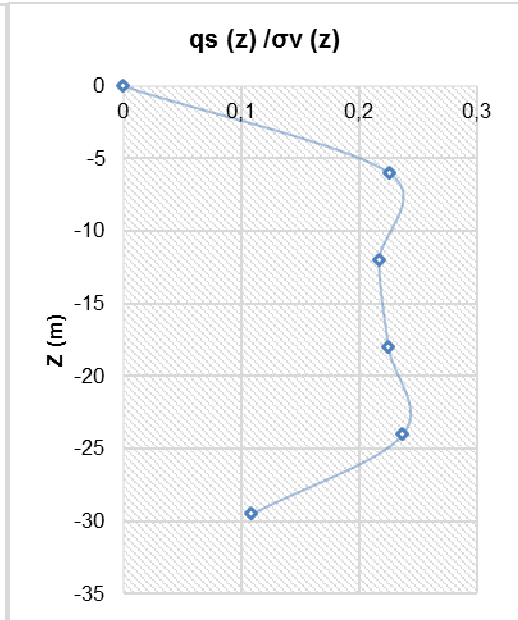
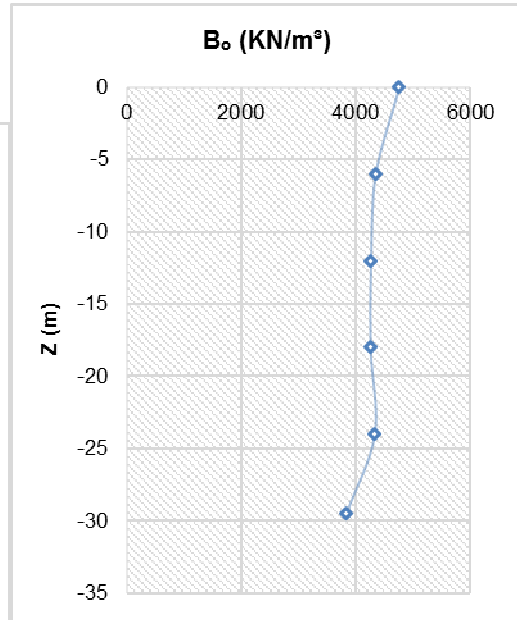
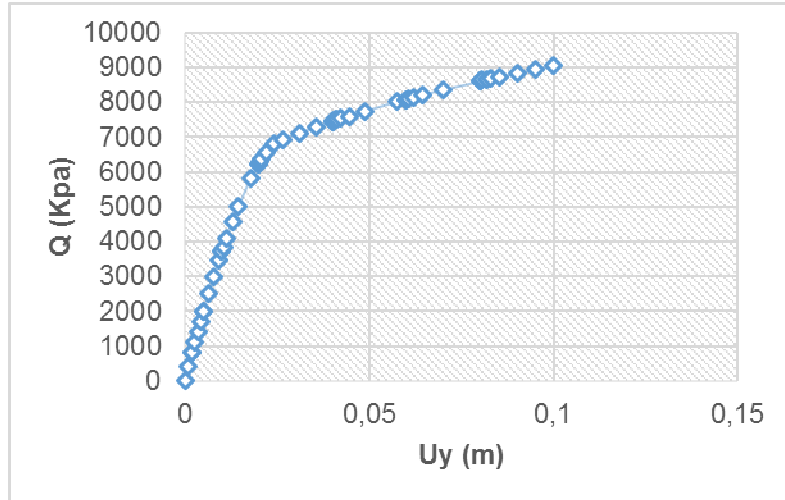
D/B = 10 et K = 10<sup>7</sup>



$B_0$  moy  
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

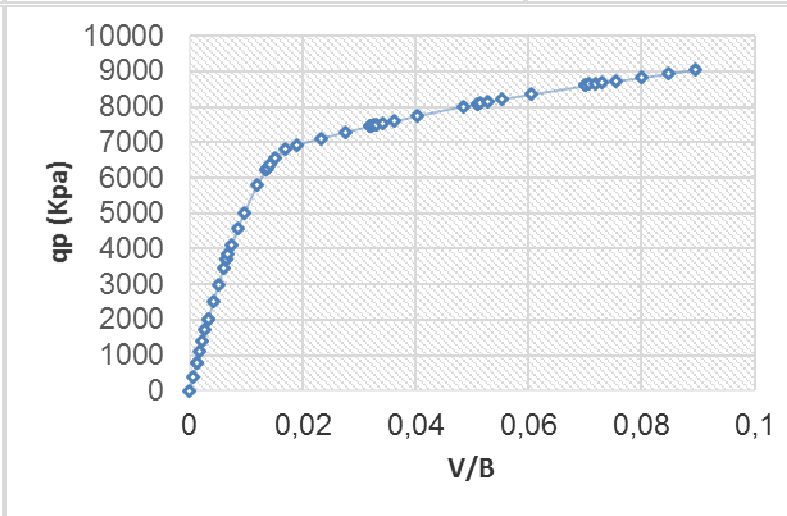
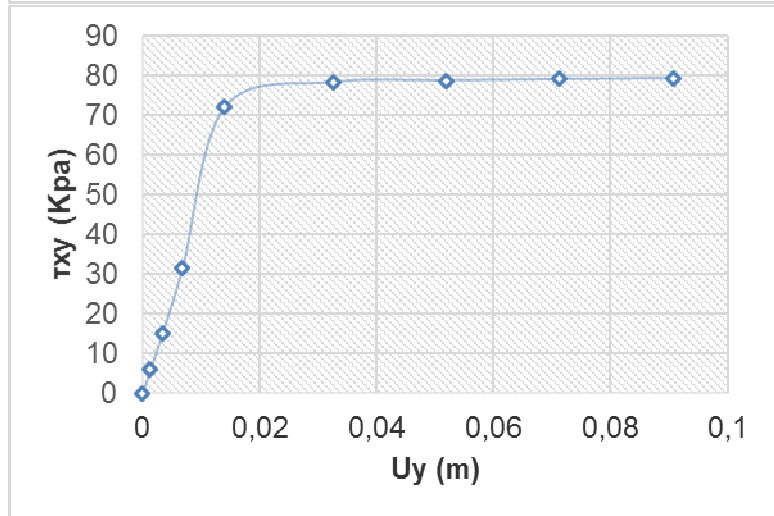
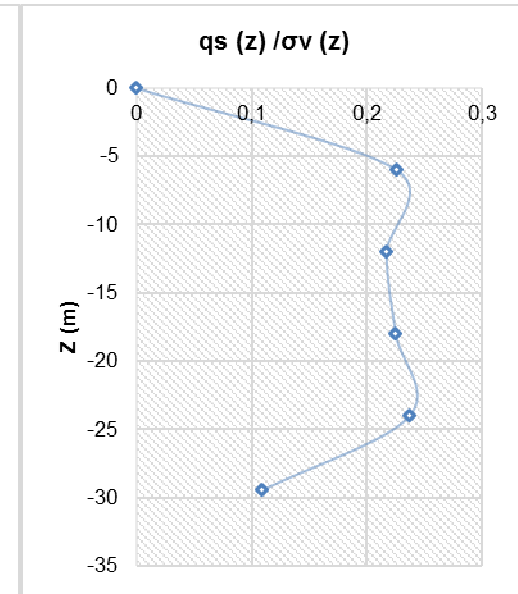
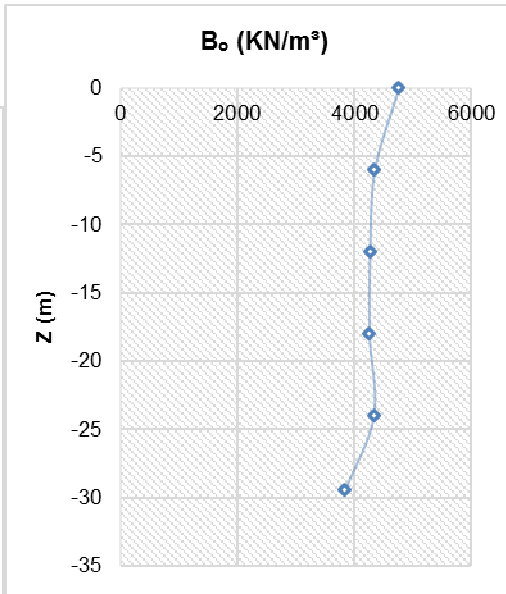
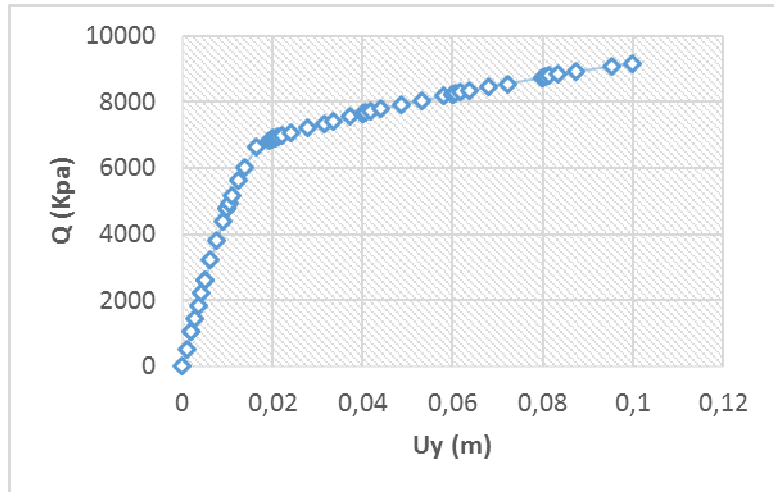
D/B = 30 et K = 500



$B_{0\text{moy}}$   
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

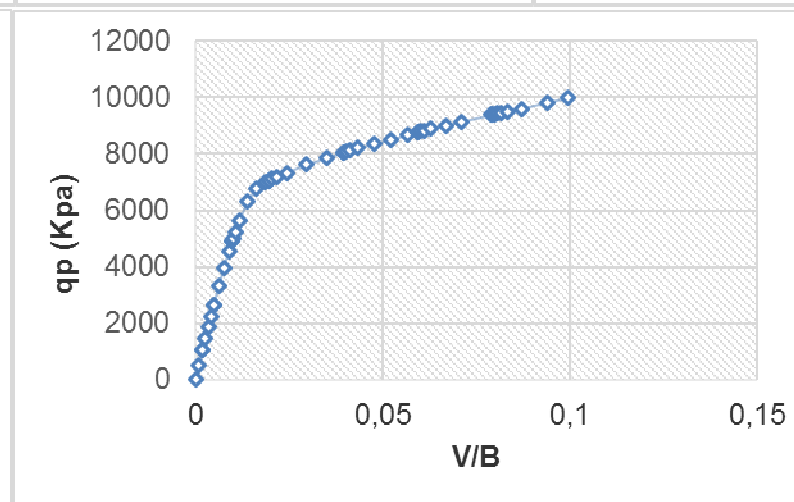
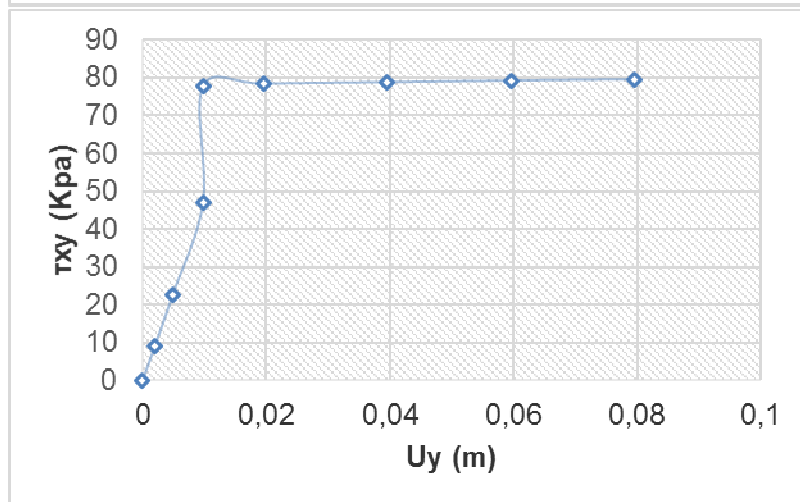
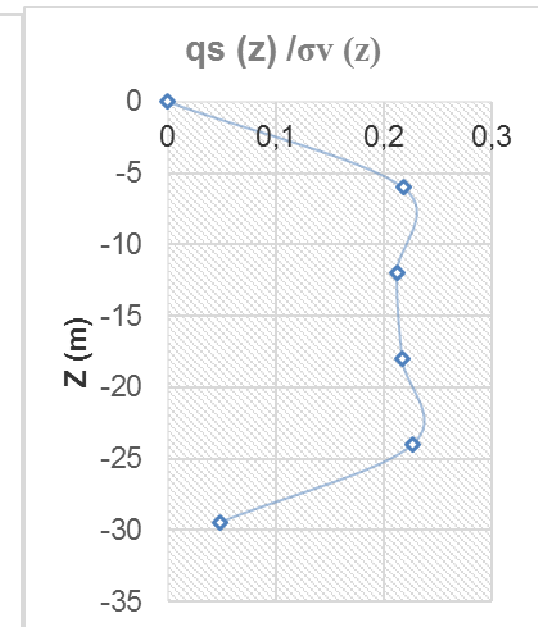
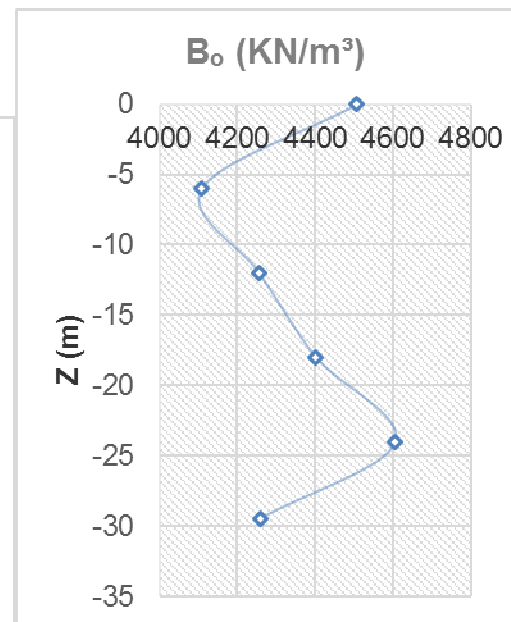
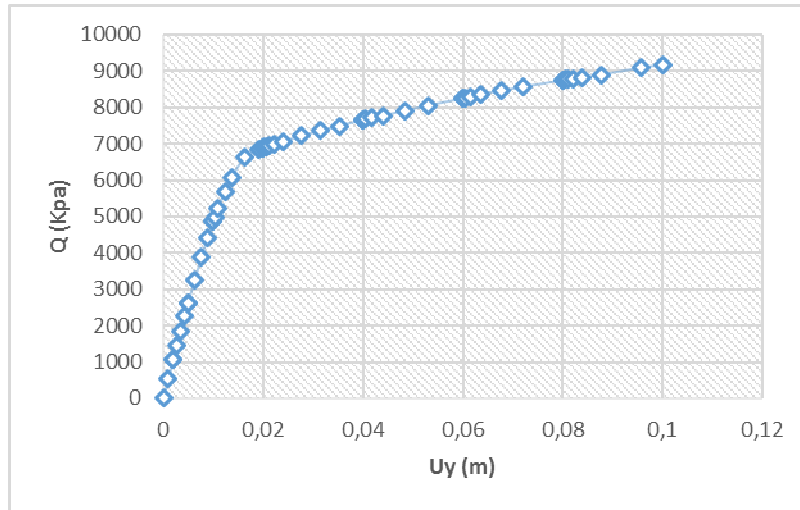
D/B = 30 et K = 5000



$B_{0, moy}$   
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

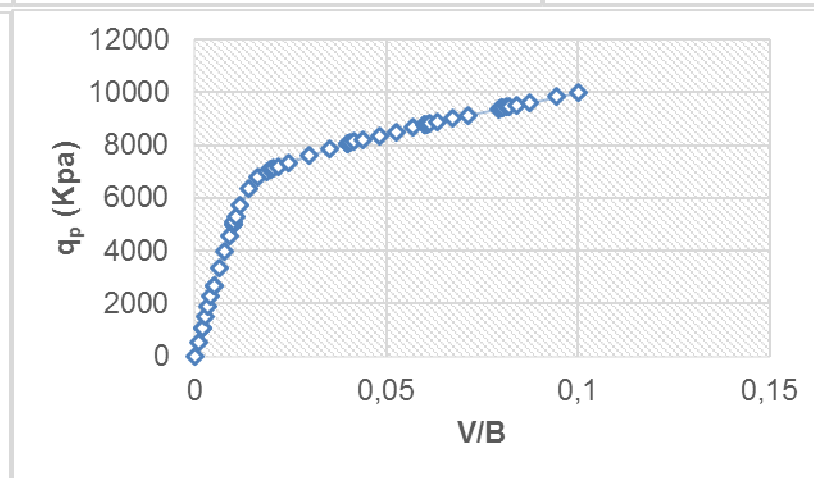
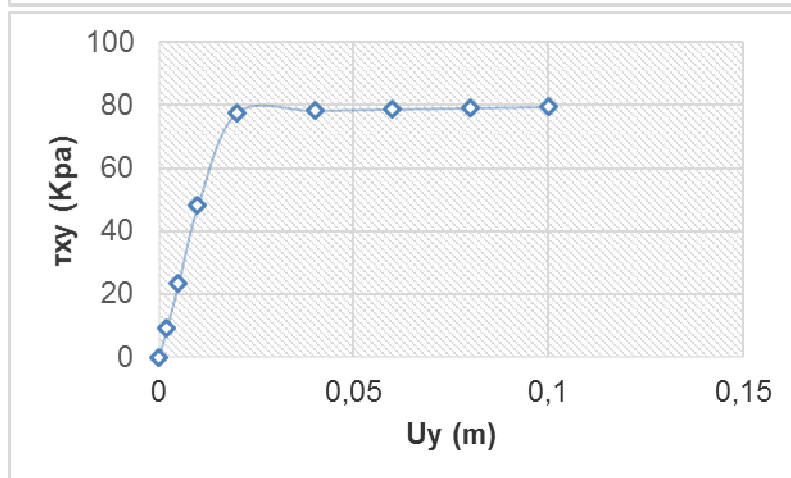
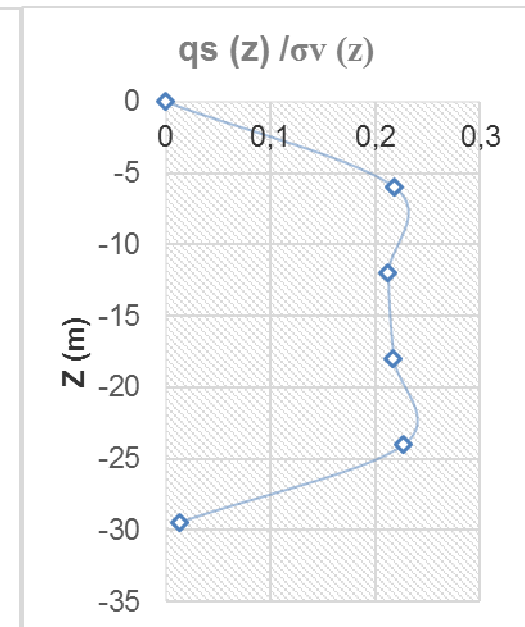
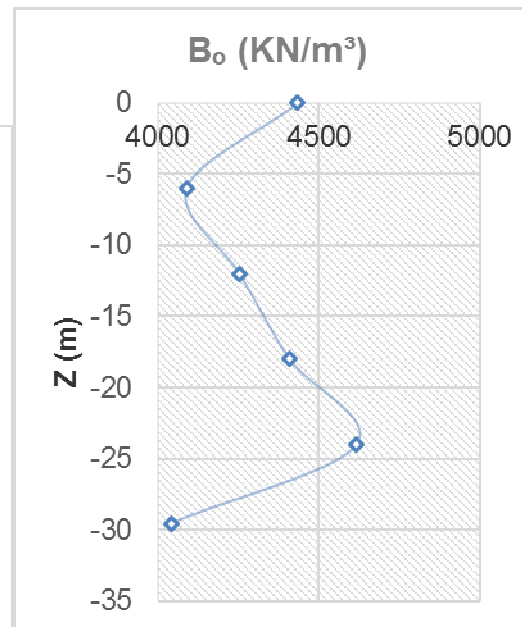
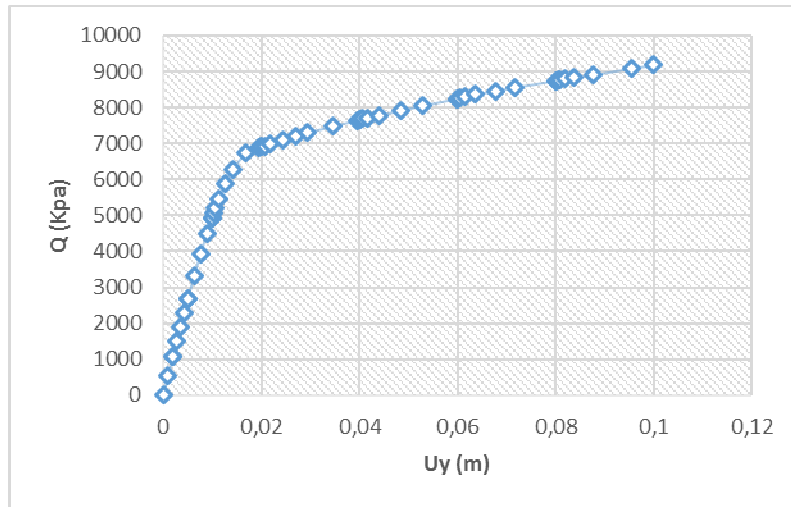
D/B = 30 et K = 10000



$B_o$  moy  
 $R_\rho$   
 $q_l$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

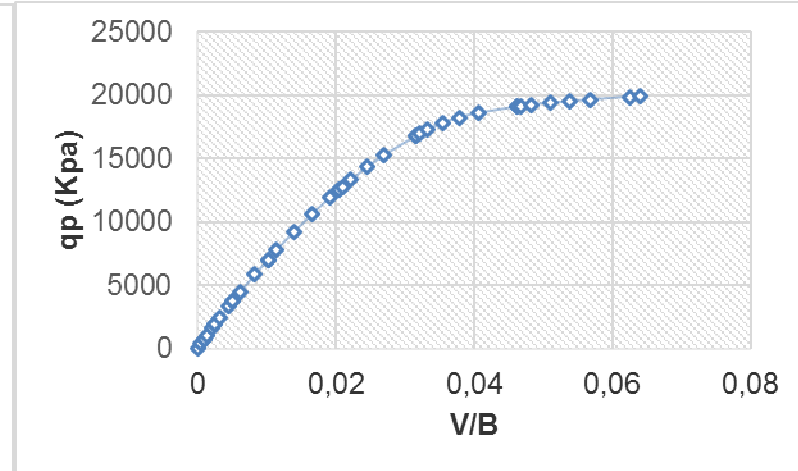
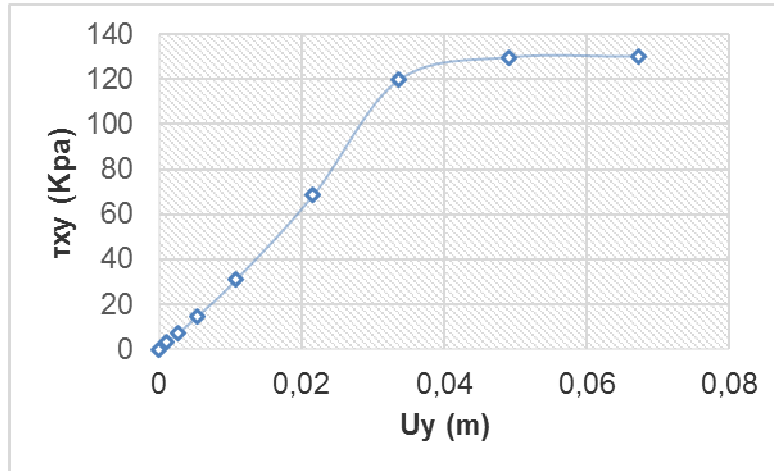
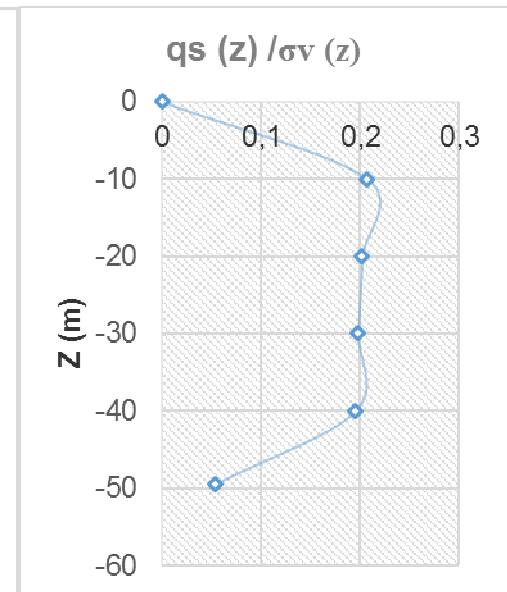
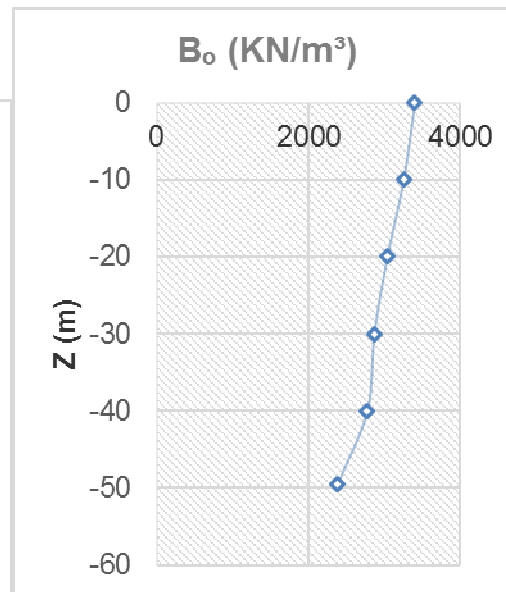
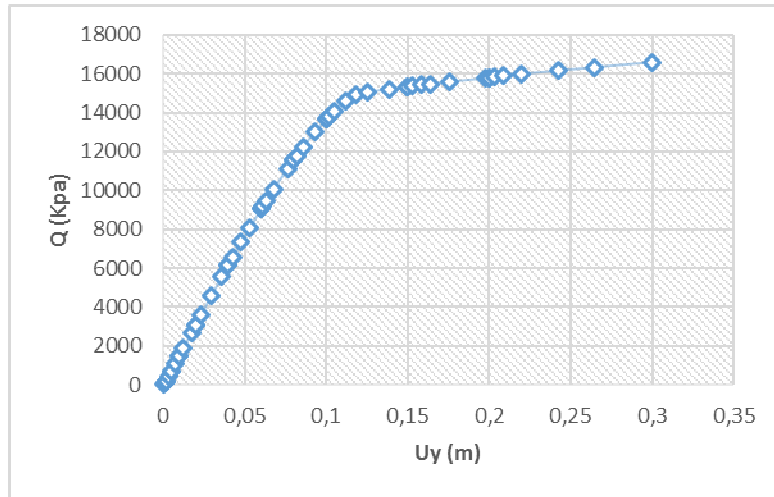
D/B = 30 et K = 10<sup>7</sup>



$B_0$  moy  
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

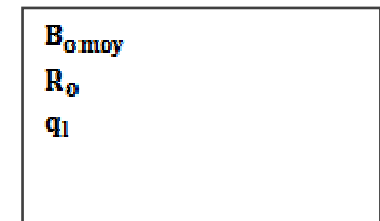
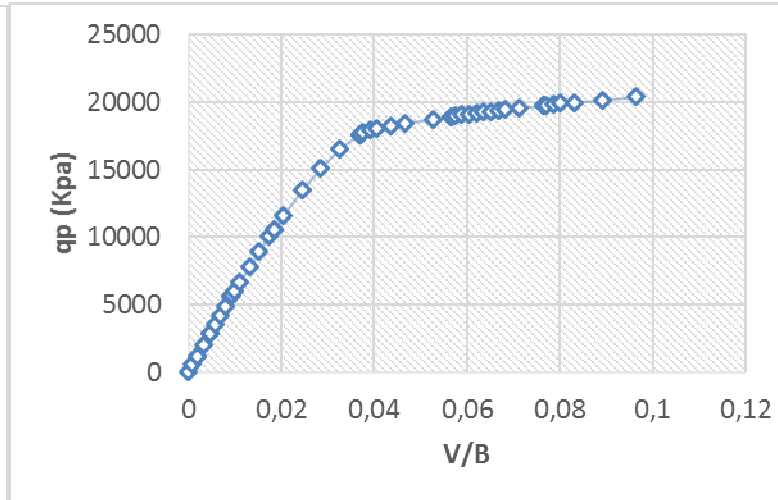
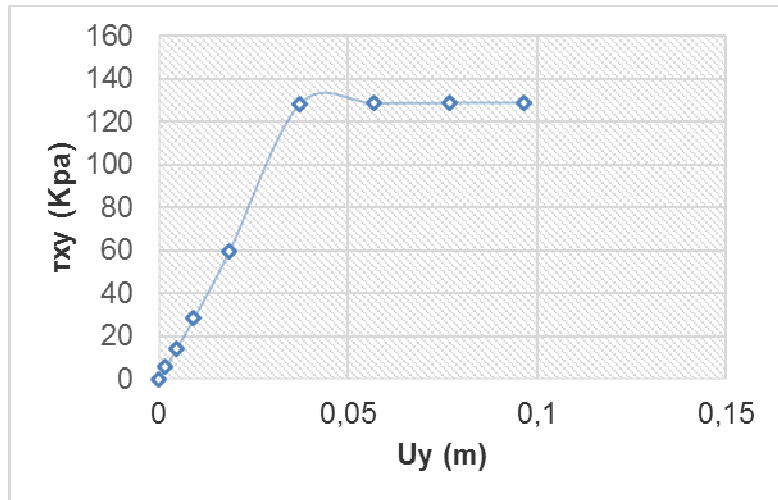
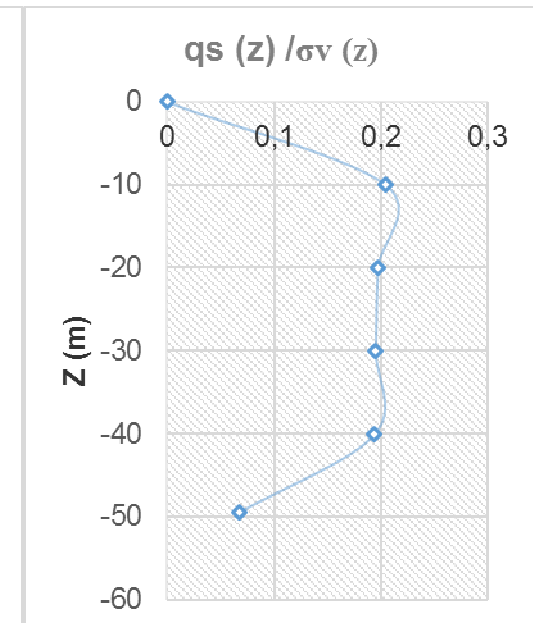
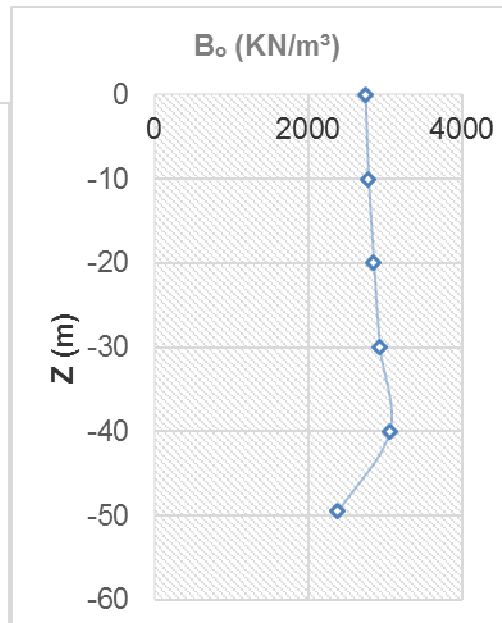
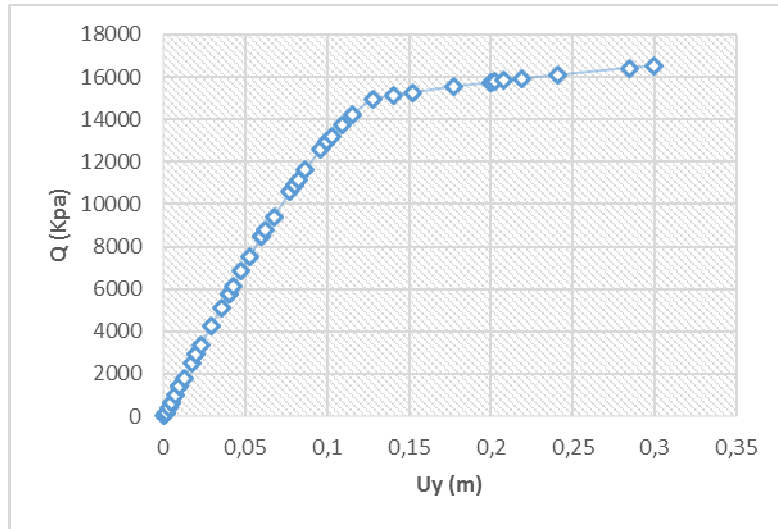
D/B = 50 et K = 500



$B_o$  moy  
 $B_o$   
 $q_1$

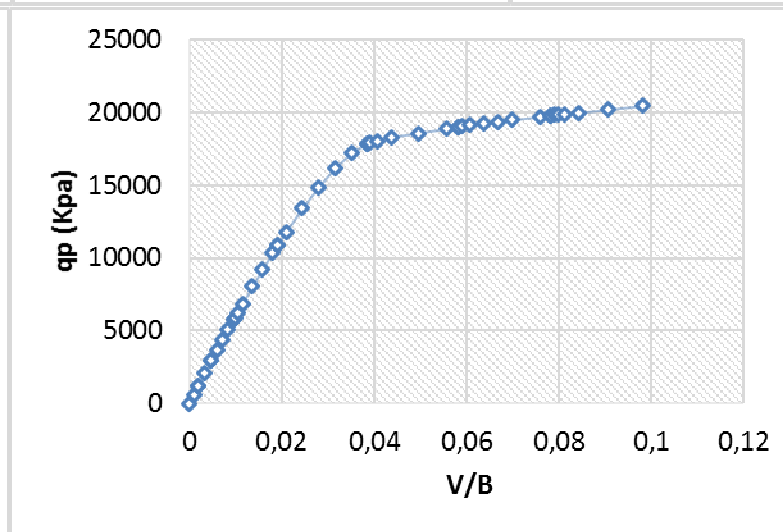
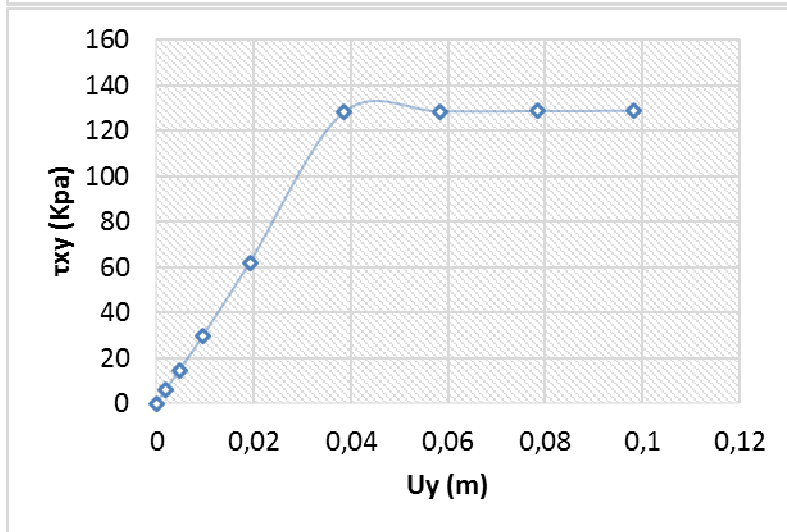
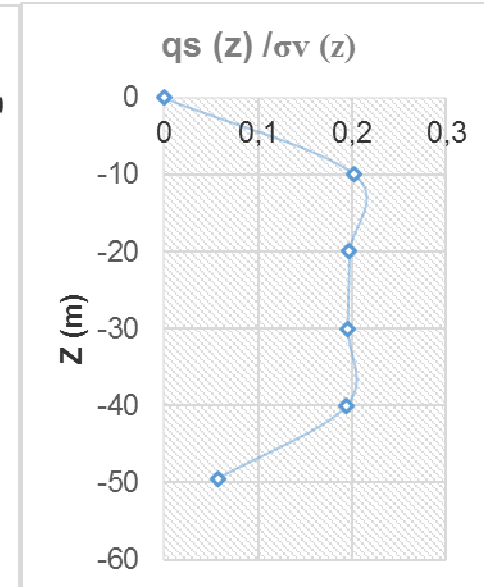
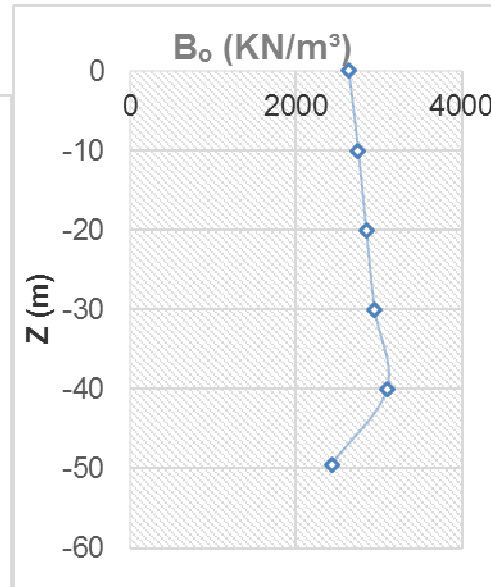
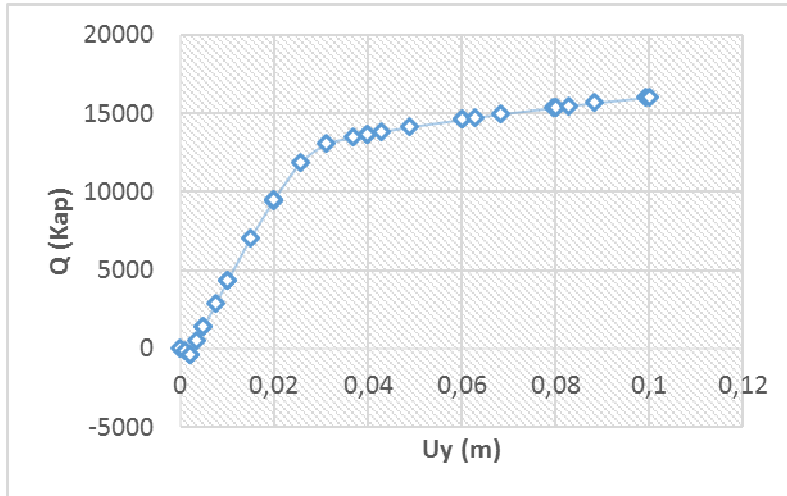
# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

D/B = 50 et K = 5000



# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

D/B = 50 et K = 10000

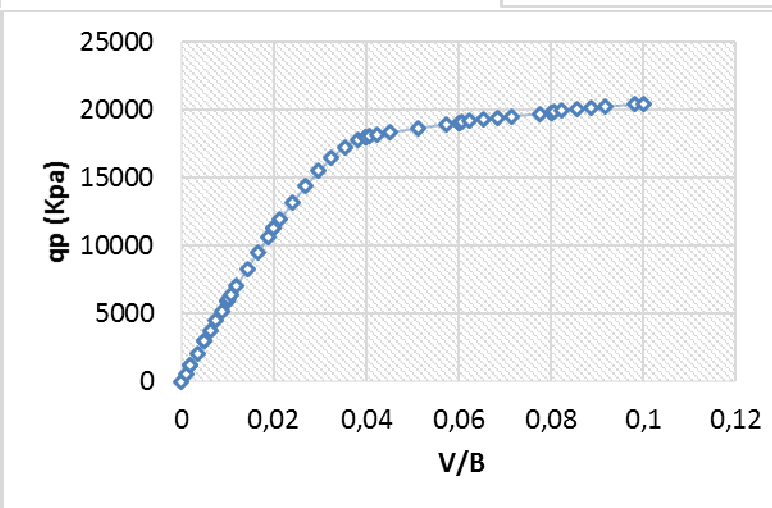
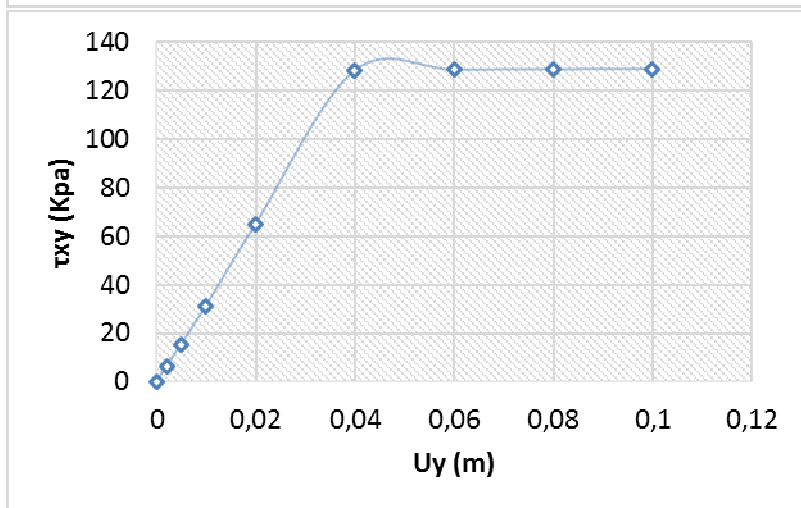
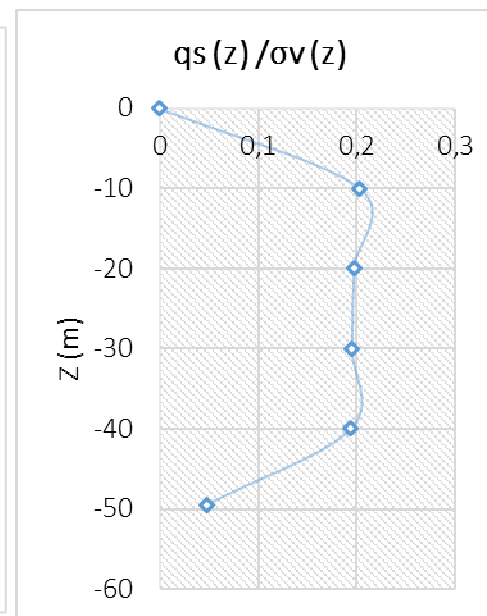
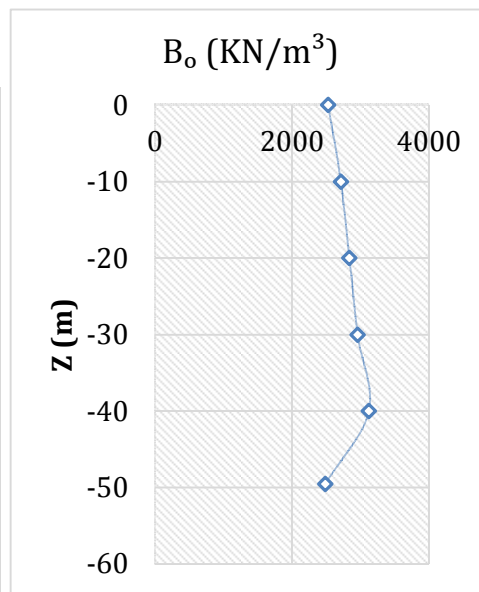
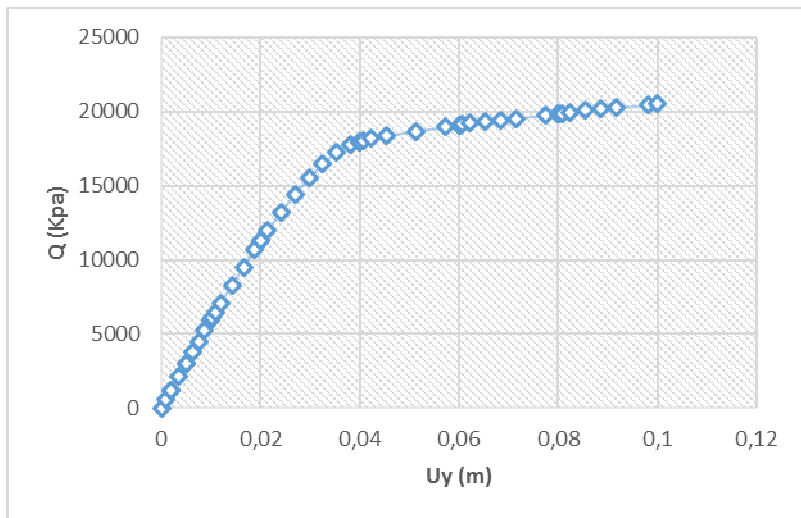


$B_o$  moy  
 $R_\theta$   
 $q_1$



# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

D/B = 50 et K = 10<sup>7</sup>



$B_{0 moy}$   
 $R_0$   
 $q_1$

## ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

### Sable dense

Tableau de  $B_{o,moy}$  [kPa/m]

<b>K</b> <b>D/B</b>	<b>500</b>	<b>5000</b>	<b>10000</b>	<b>10<sup>7</sup></b>
<b>10</b>	6524.157	6454.064	6446.76	6445
<b>30</b>	4301.540	4319.376	4343.457	4342.875
<b>50</b>	2983.157	2911.517	2909.599	2908.25

Tableau de  $q_1$  [MPa]

<b>K</b> <b>D/B</b>	<b>500</b>	<b>5000</b>	<b>10000</b>	<b>10<sup>7</sup></b>
<b>10</b>	2.779	2.795	2.808	2.788
<b>30</b>	9.045	9.168	9.978	9.992
<b>50</b>	19.554	20.399	20.460	20.501

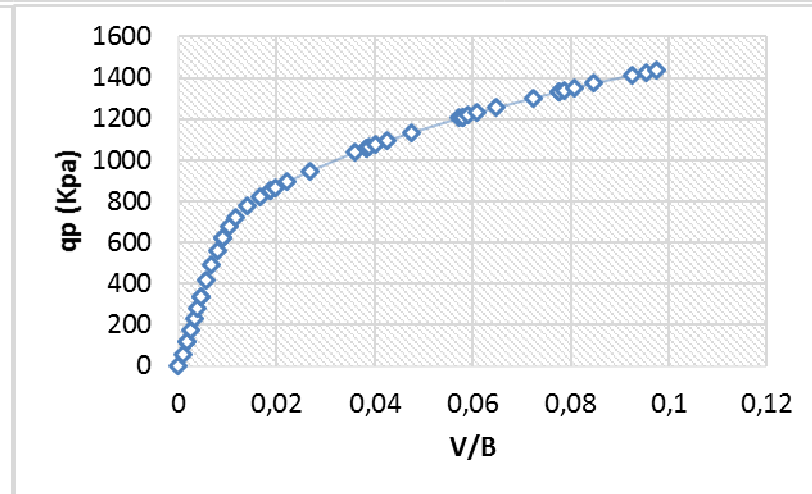
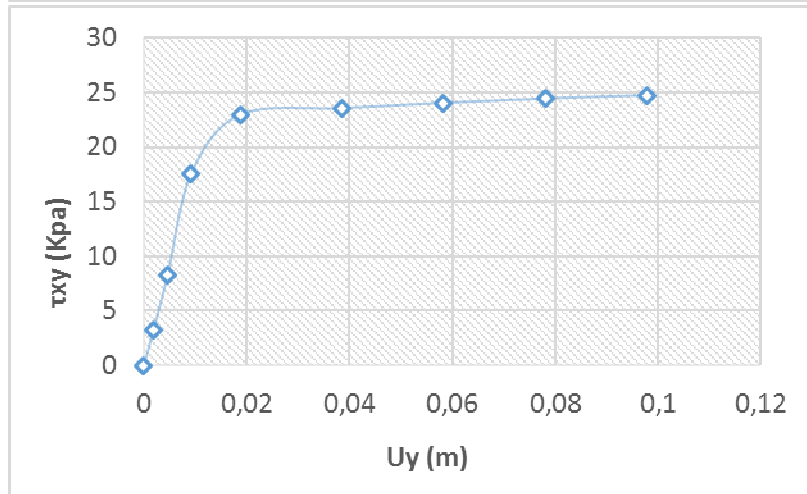
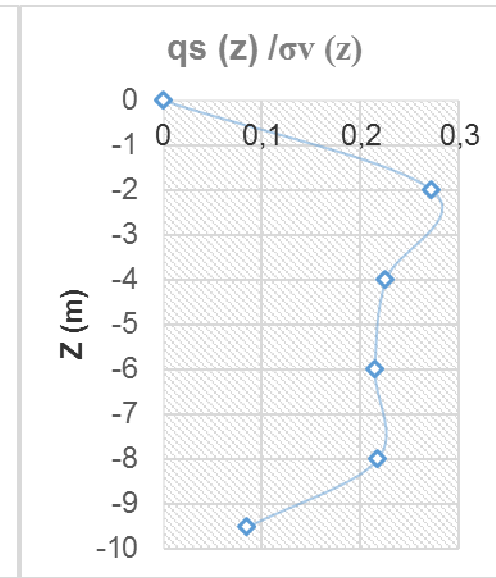
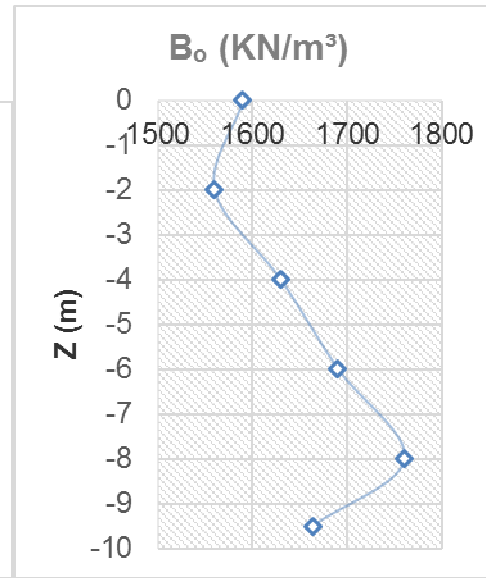
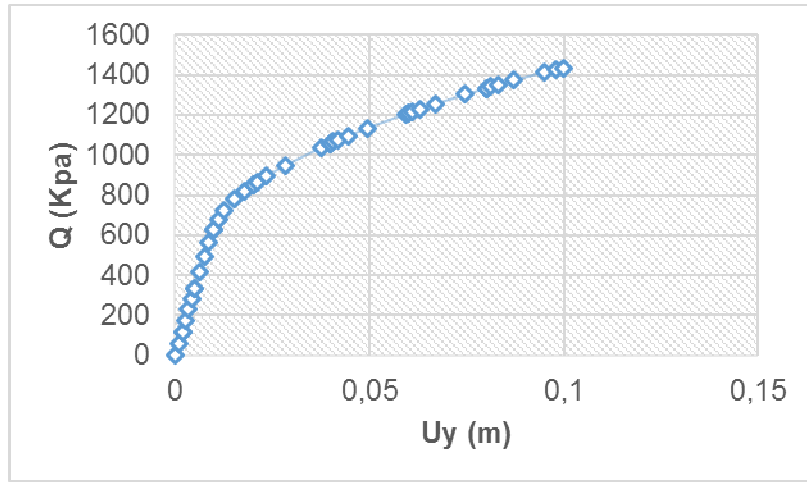
Tableau de  $R_0$  [MPa]

<b>K</b> <b>D/B</b>	<b>500</b>	<b>5000</b>	<b>10000</b>	<b>10<sup>7</sup></b>
<b>10</b>	298.331	296.282	297.299	295.414
<b>30</b>	620.492	544.342	541.442	540.111
<b>50</b>	788.896	622.138	610.967	602.197

**ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS**

**CAS DU SABLE LACHE**

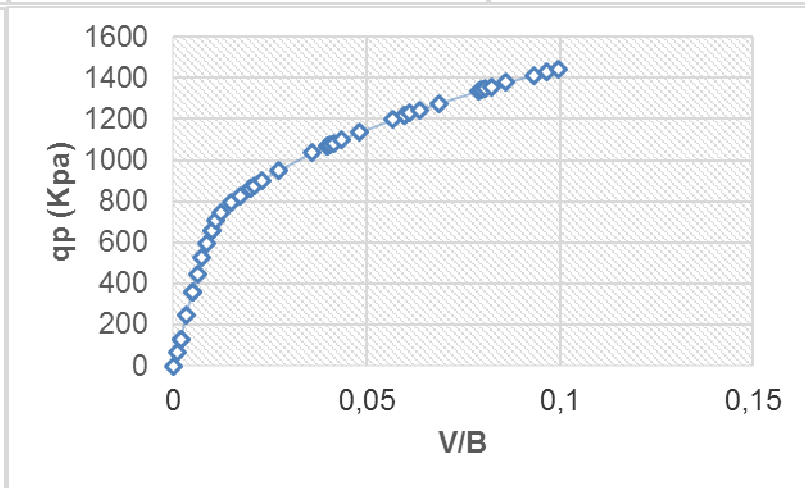
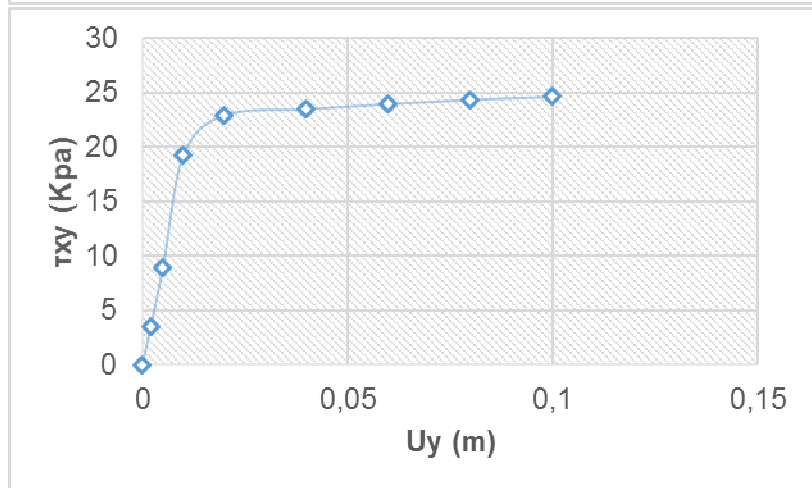
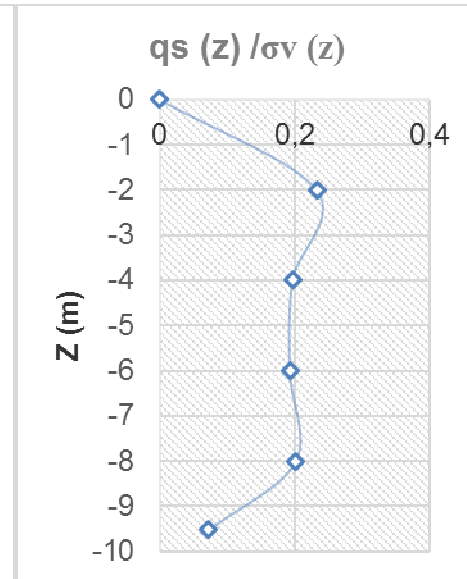
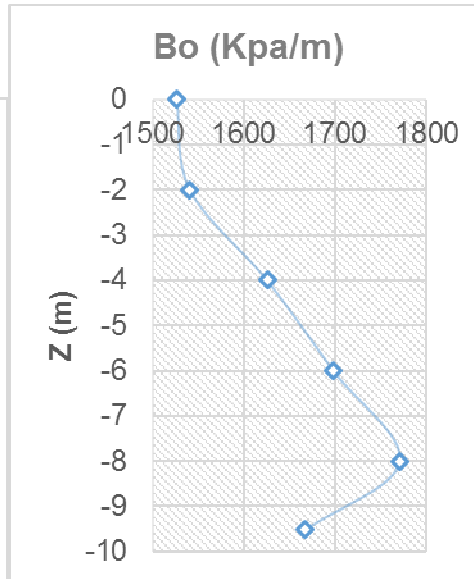
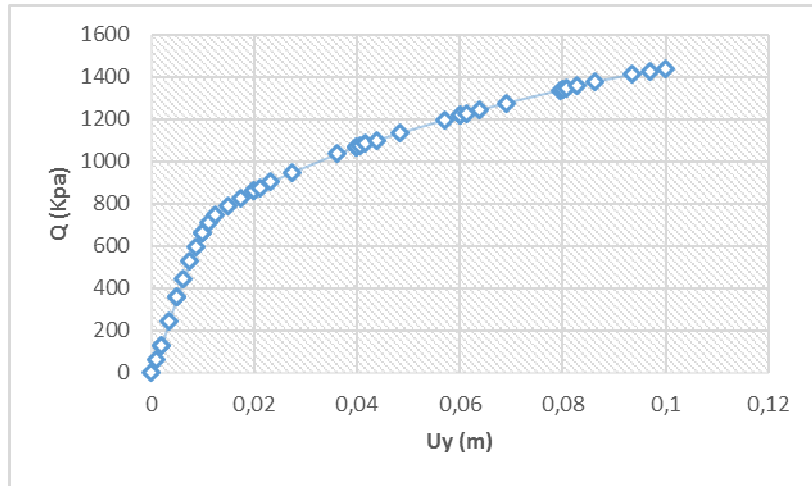
**D/B = 10 et K = 500**



$B_{0\text{ moy}}$   
 $R_0$   
 $q_l$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

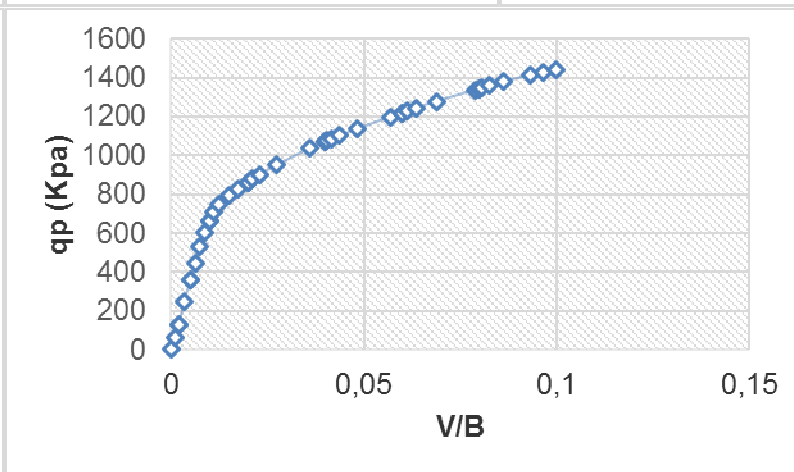
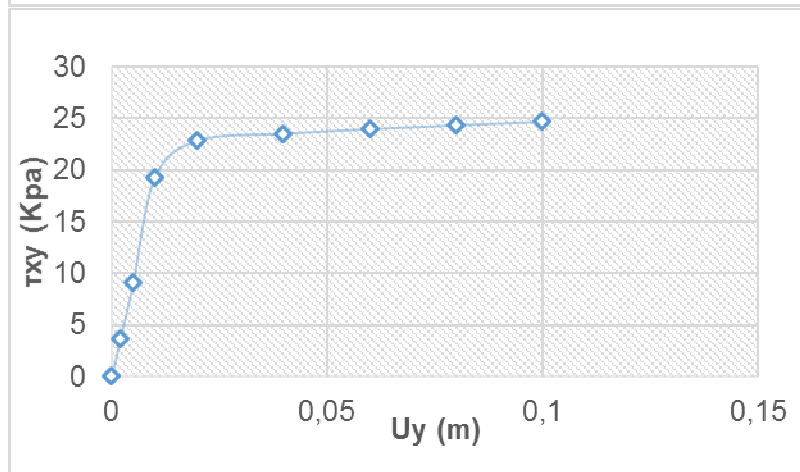
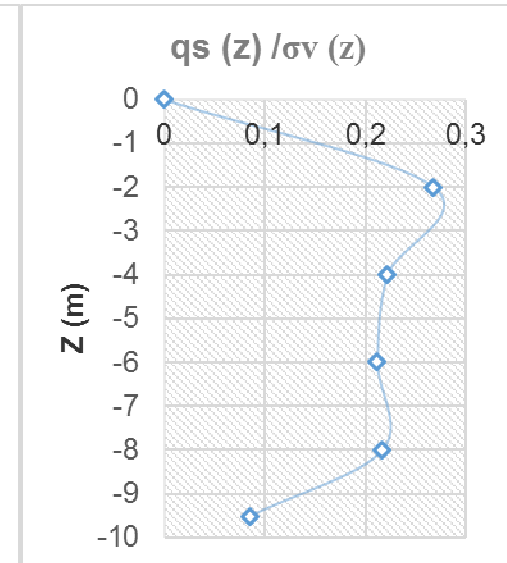
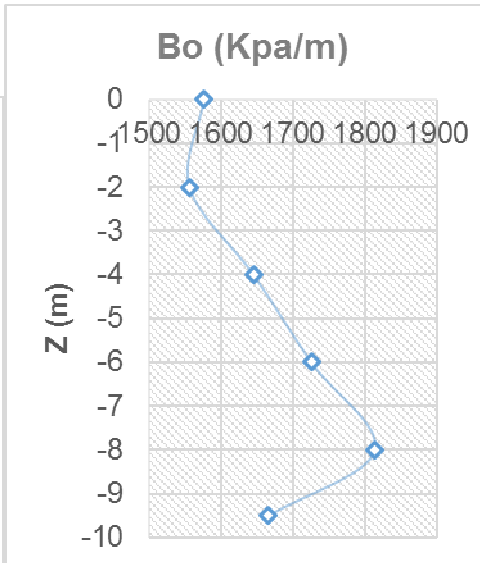
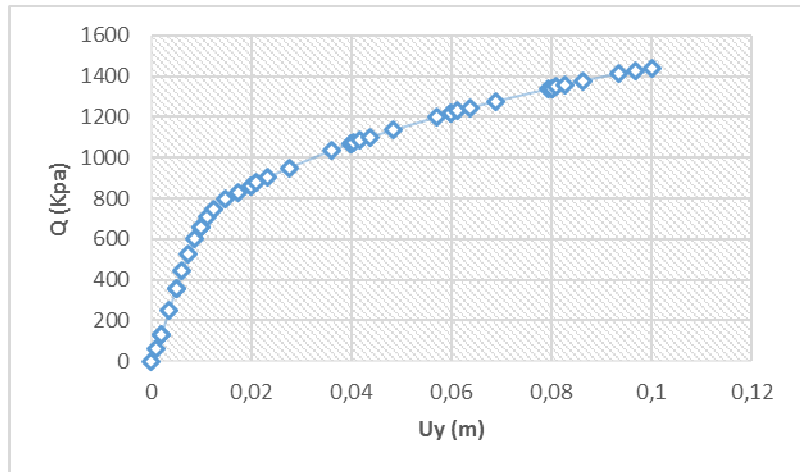
D/B = 10 et K = 5000



$B_0$  moy  
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

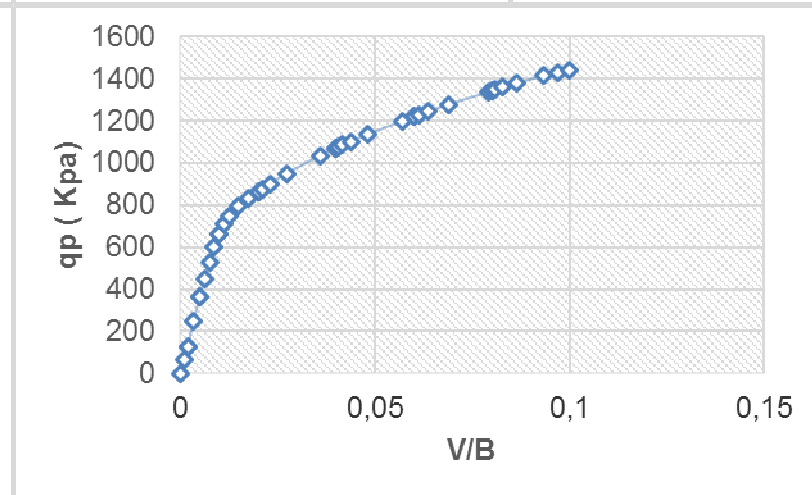
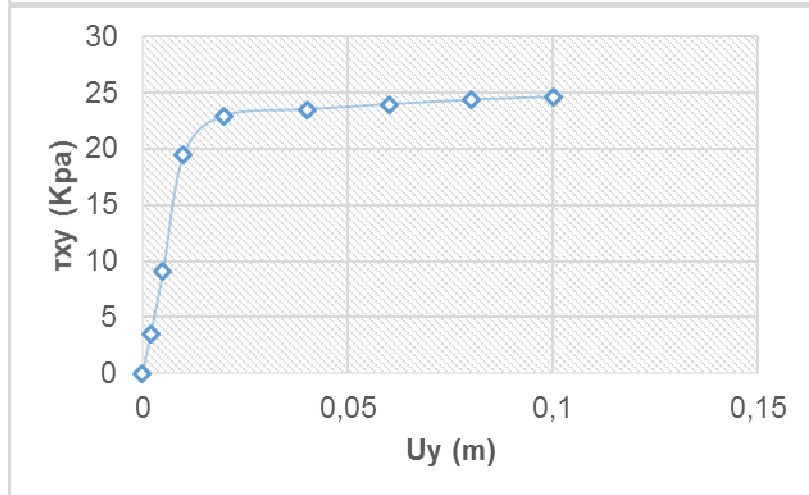
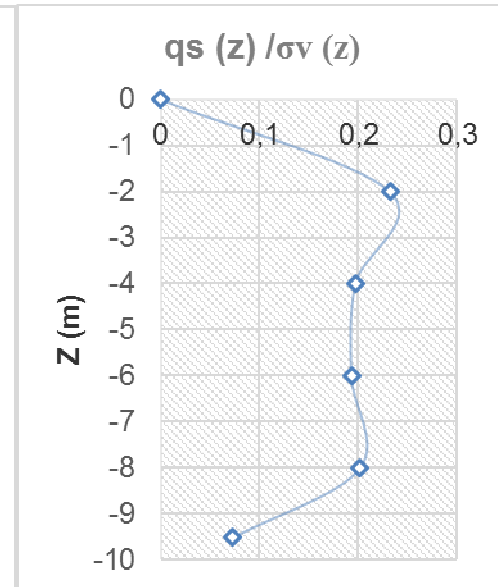
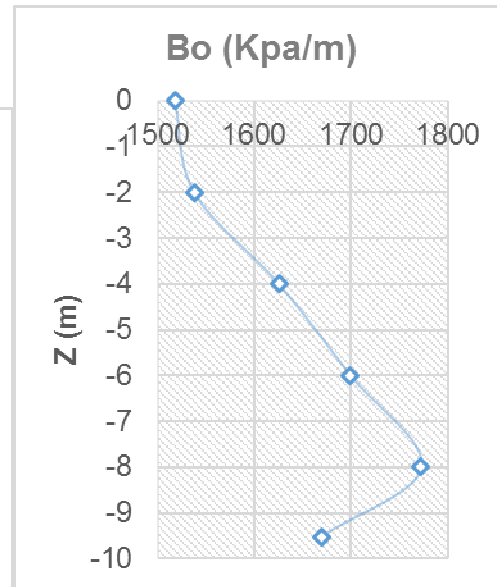
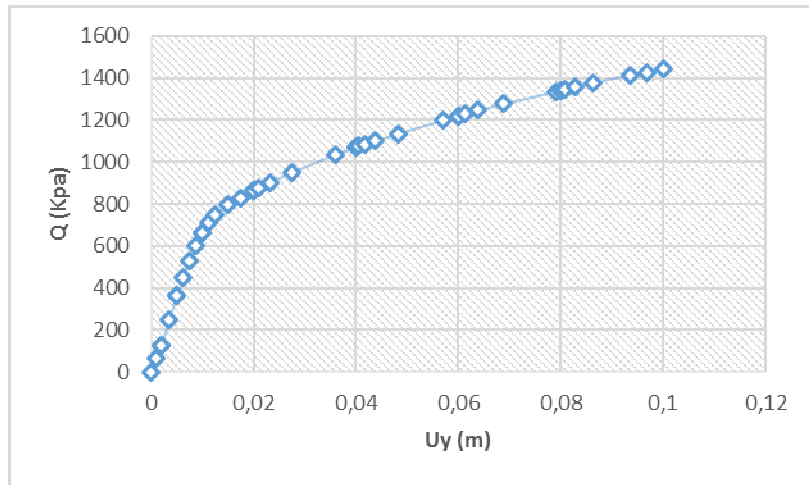
D/B = 10 et K = 10000



$B_{omoy}$   
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

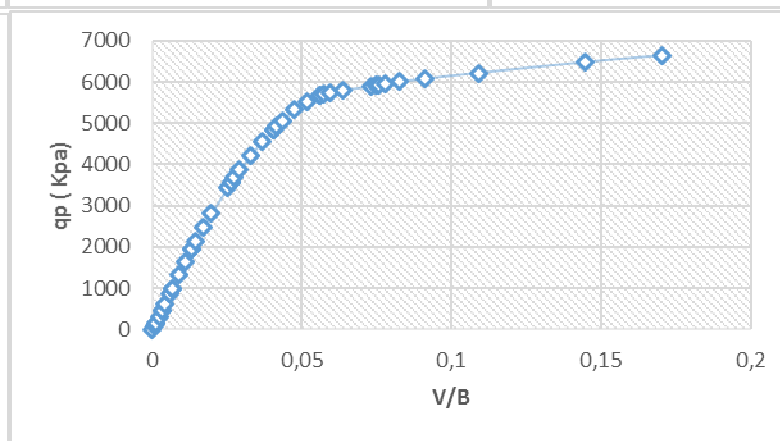
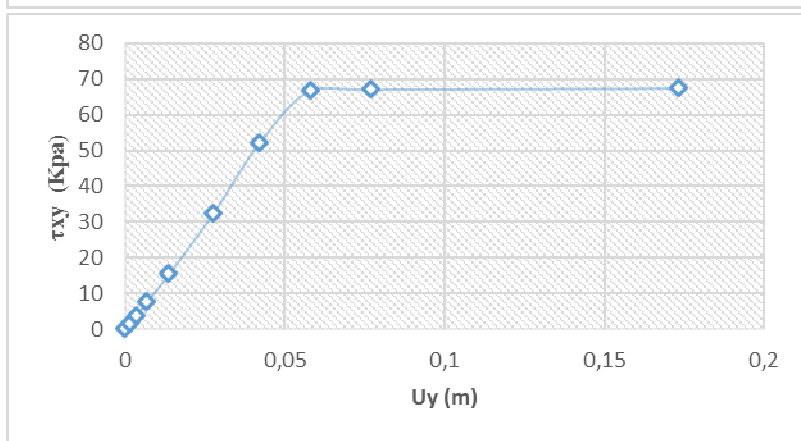
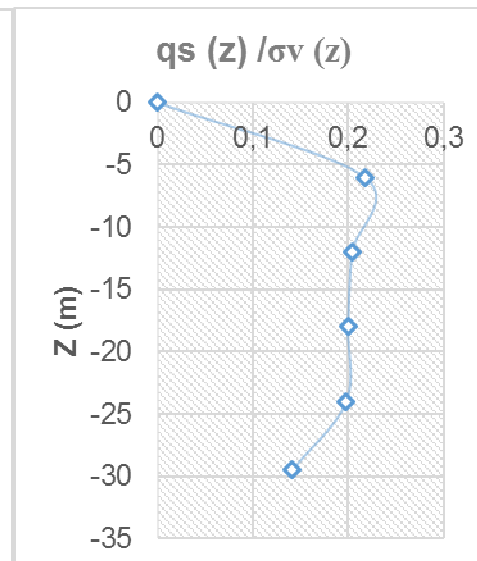
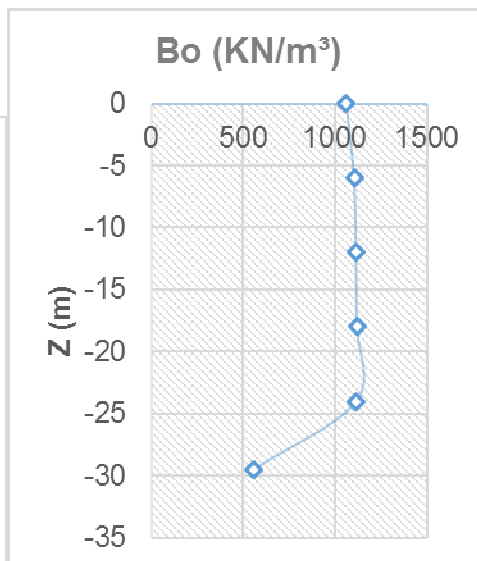
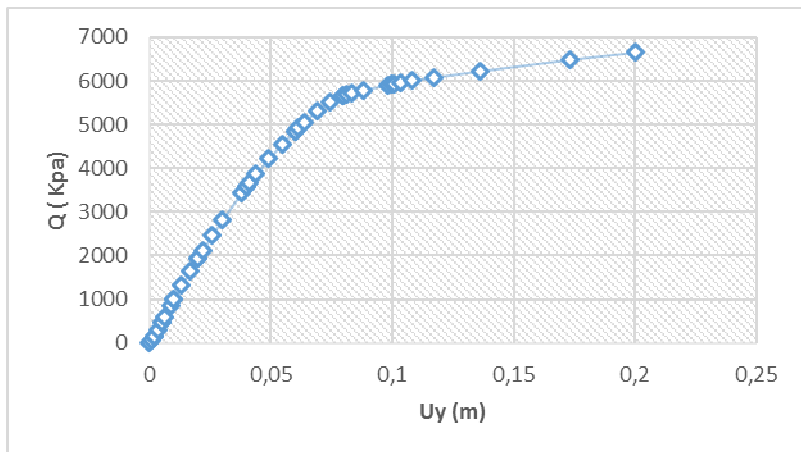
D/B = 10 et K = 10<sup>7</sup>



$B_{0moy}$   
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

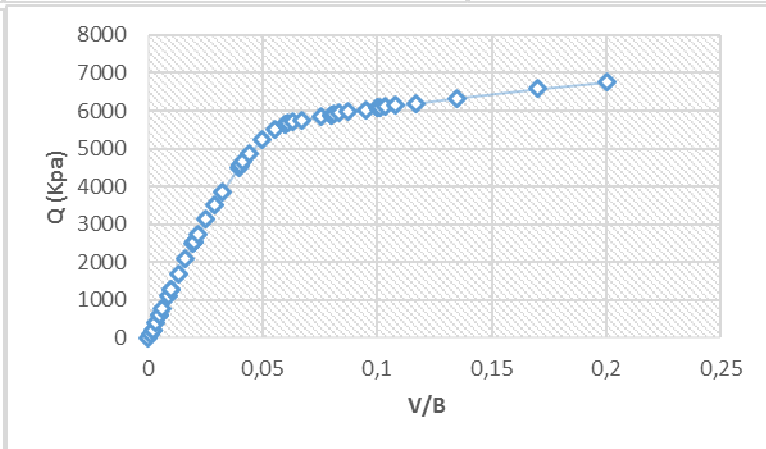
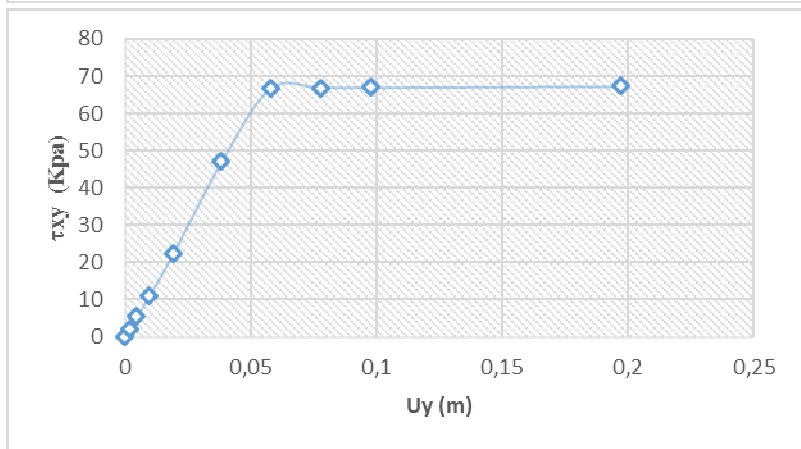
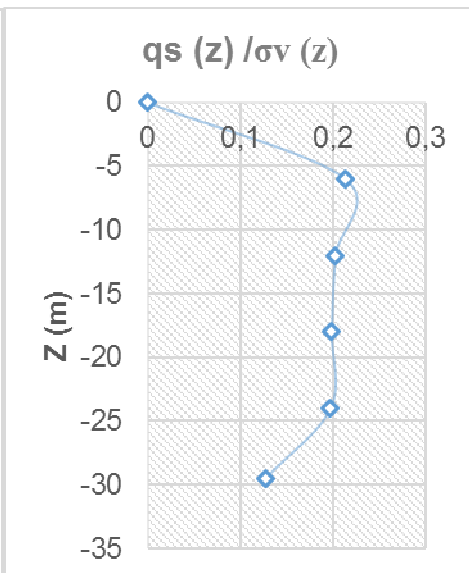
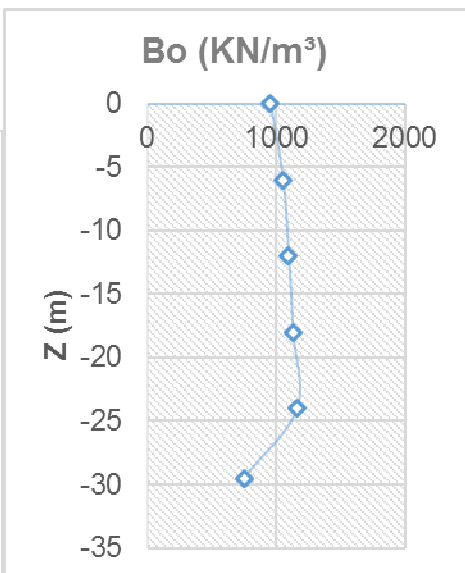
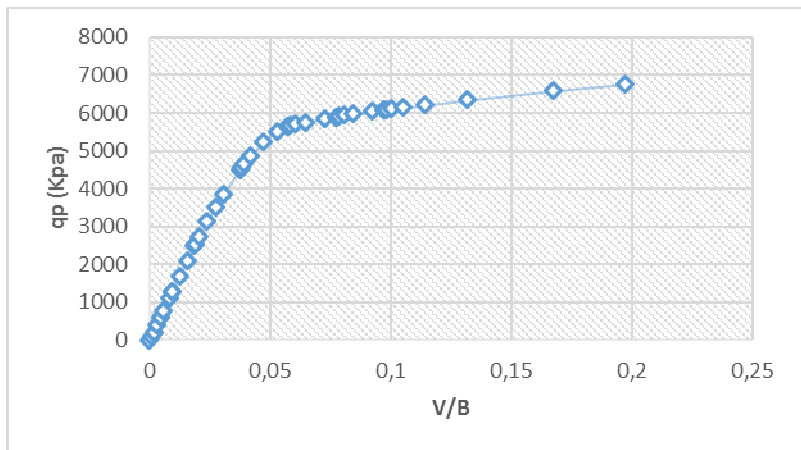
D/B = 30 et K = 500



$B_0$  moy  
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

D/B = 30 et K = 5000

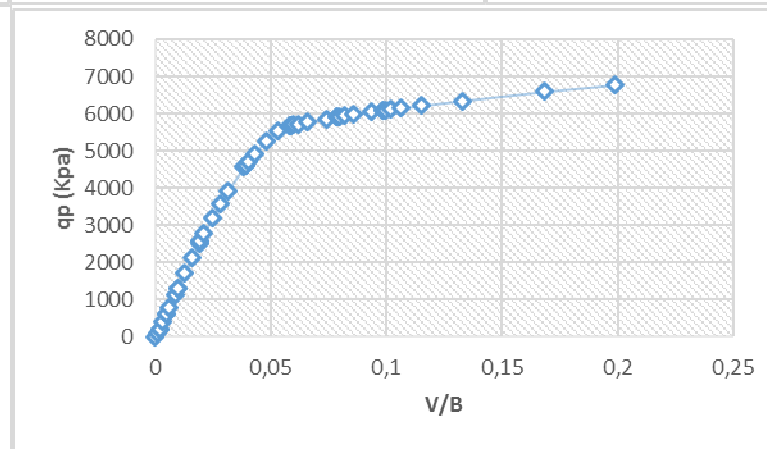
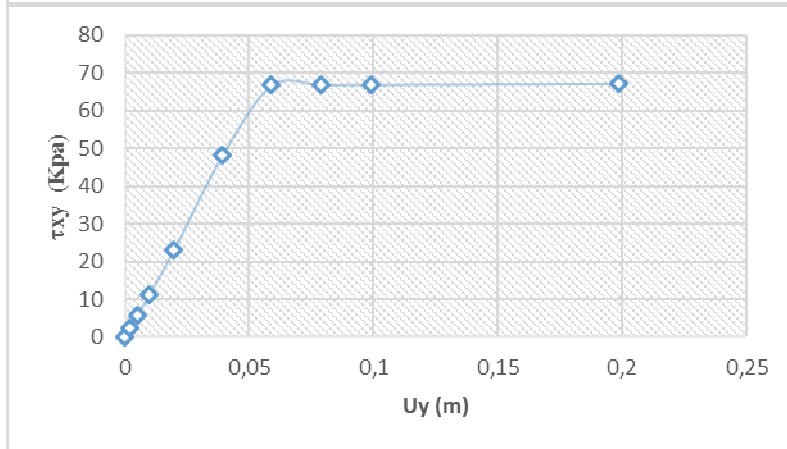
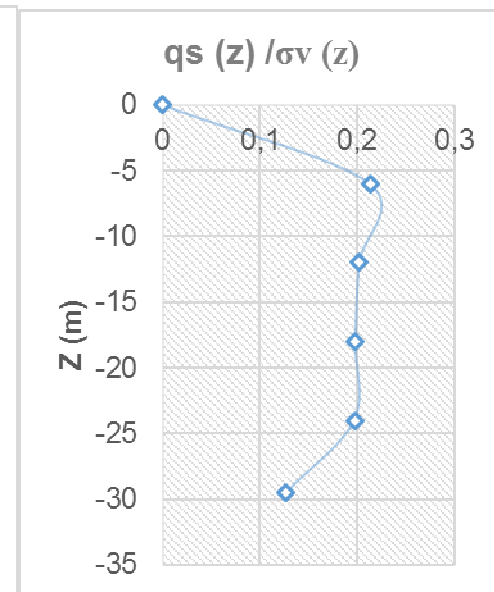
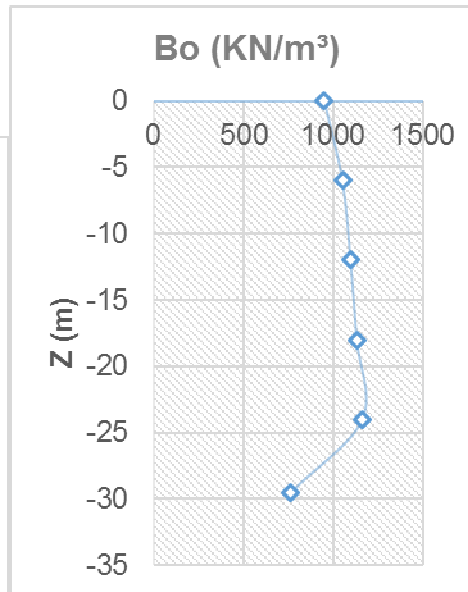
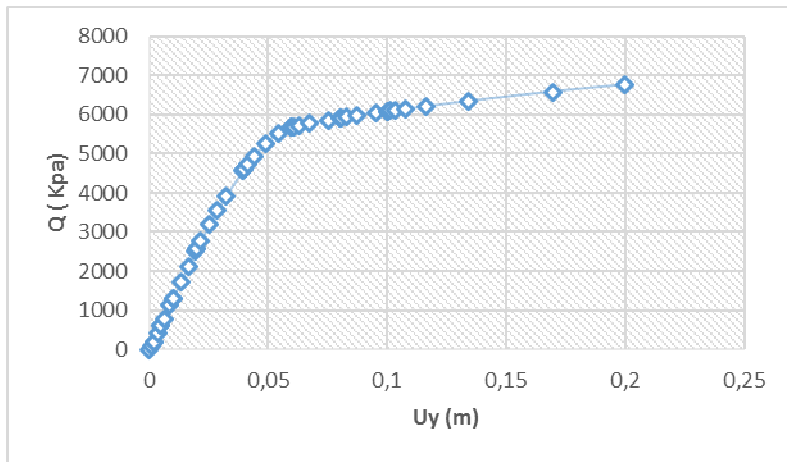


$B_o$  moy  
 $R_o$   
 $q_i$



# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

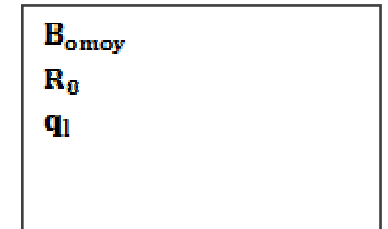
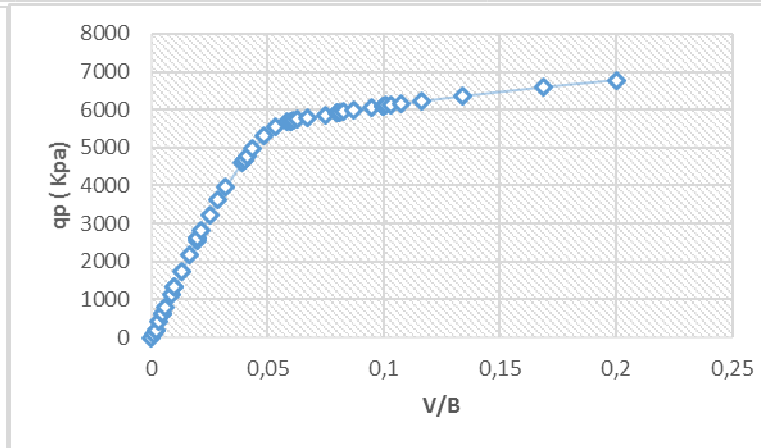
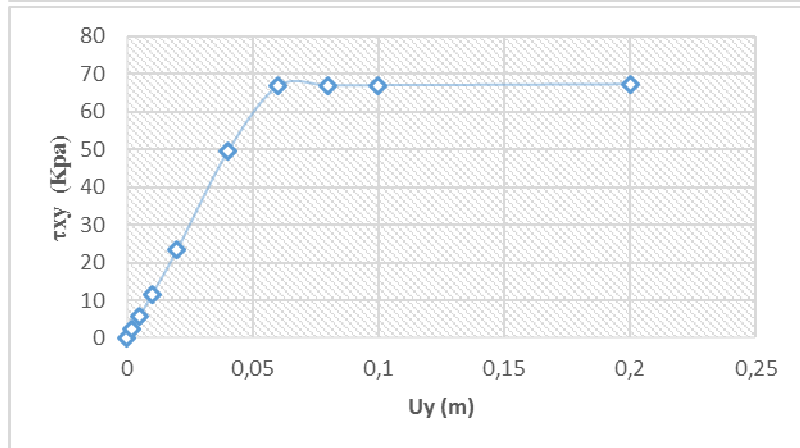
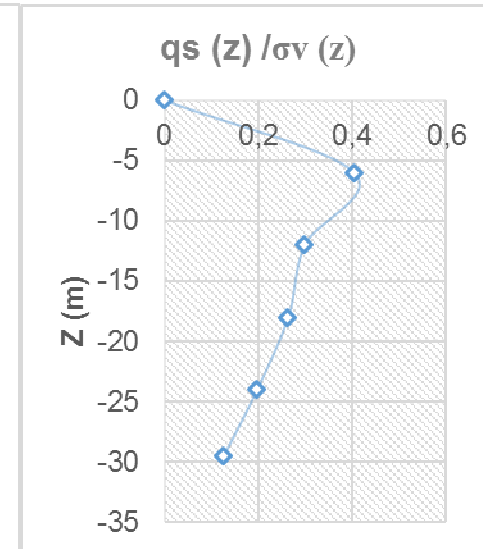
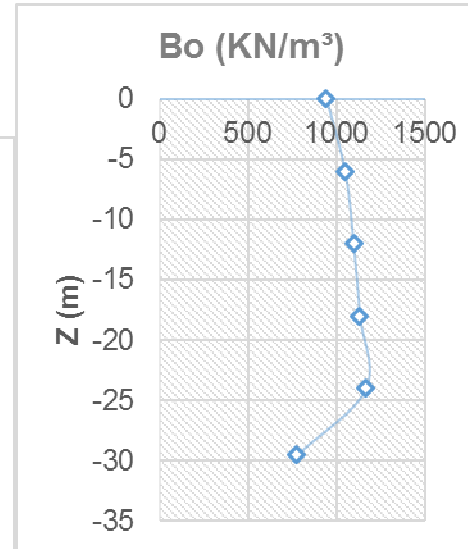
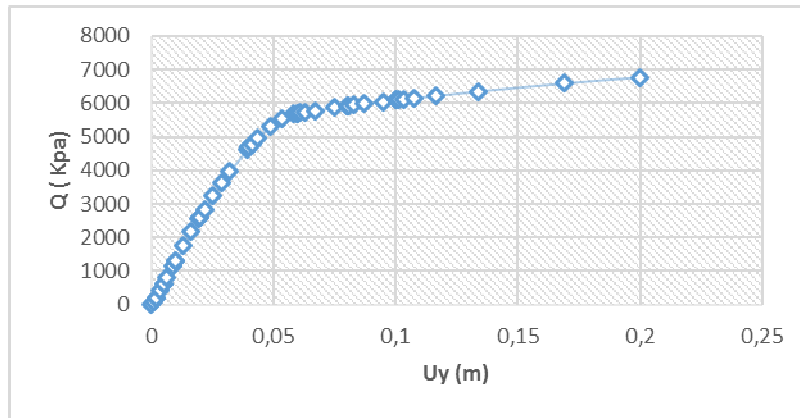
D/B = 30 et K = 10000



$B_o$  moy  
 $R_o$   
 $q_1$

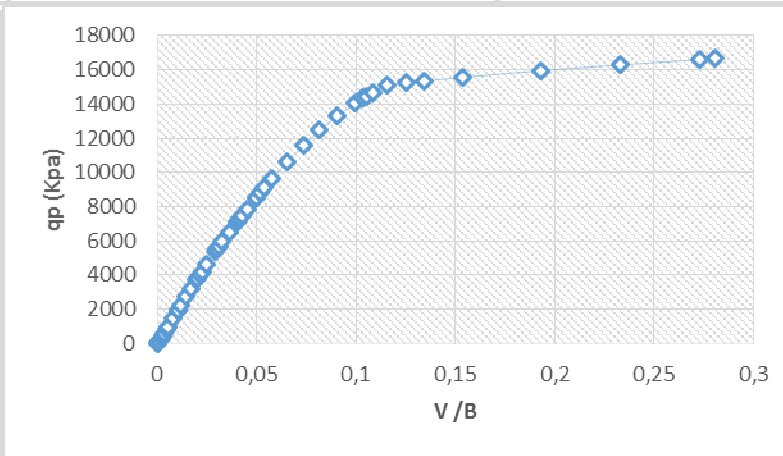
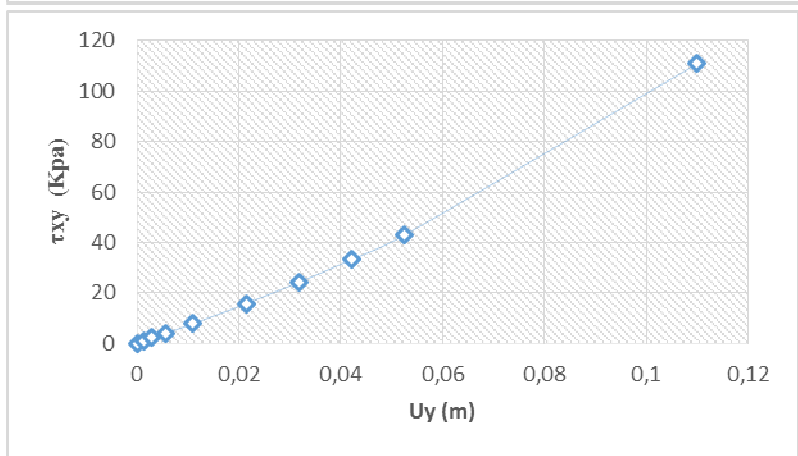
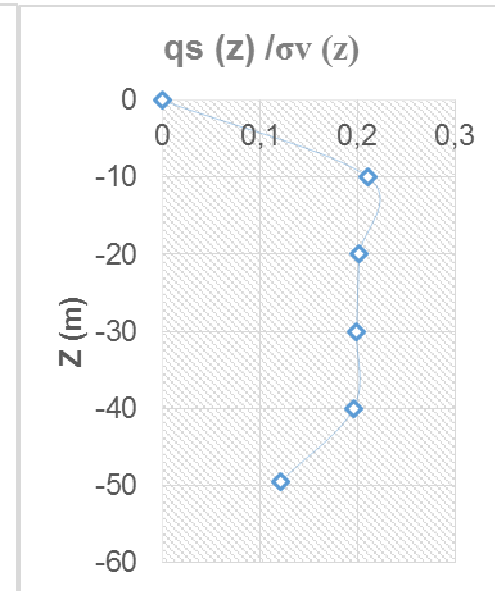
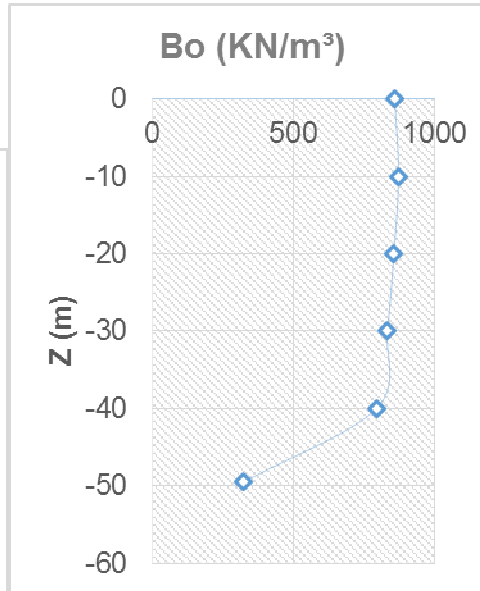
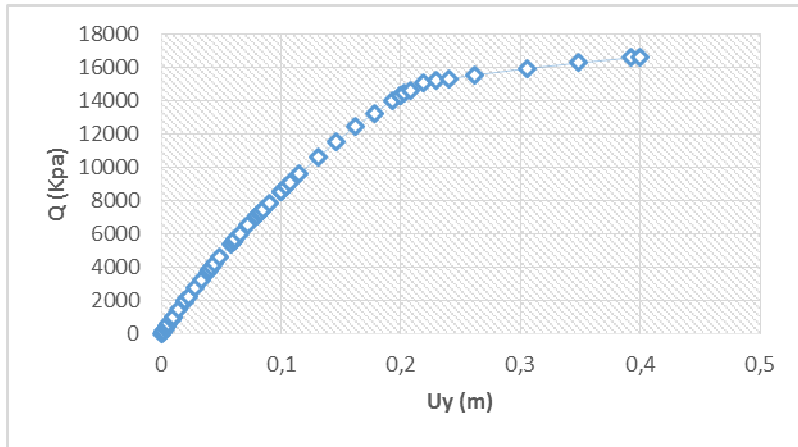
# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

D/B = 30 et K = 10<sup>7</sup>



# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

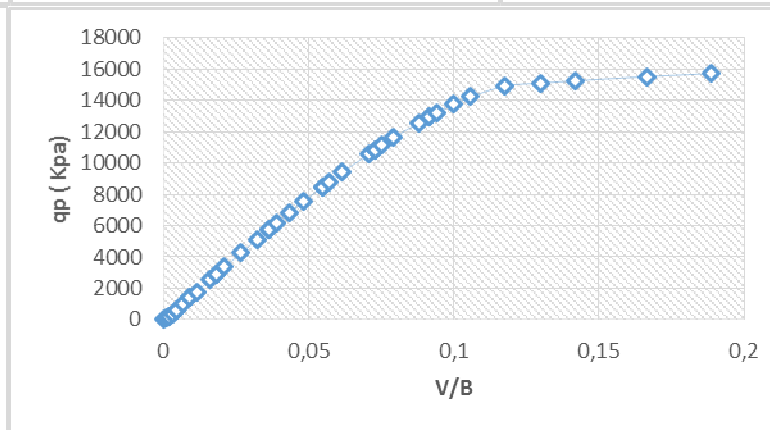
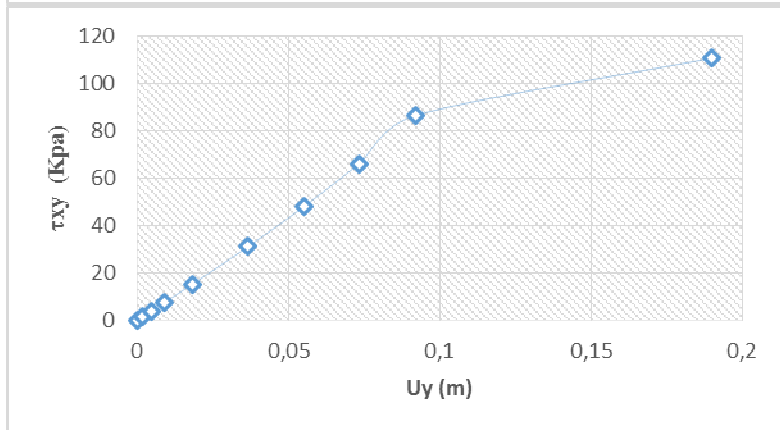
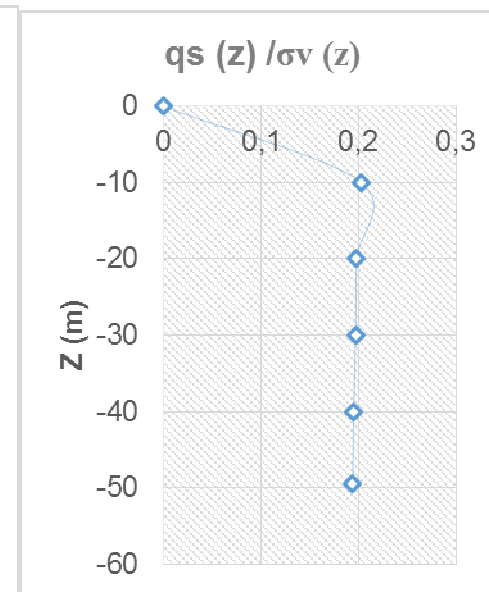
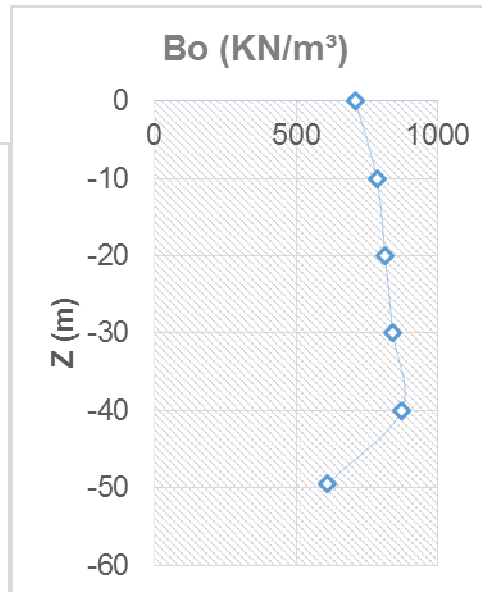
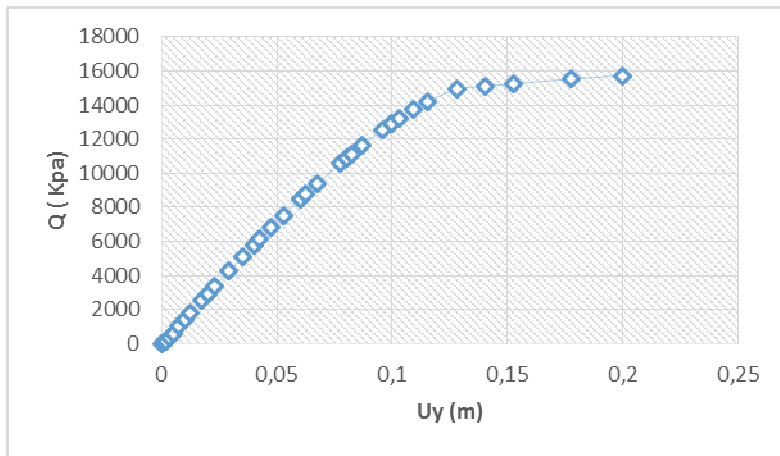
D/B = 50 et K = 500



$B_{omoy}$   
 $R_\theta$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

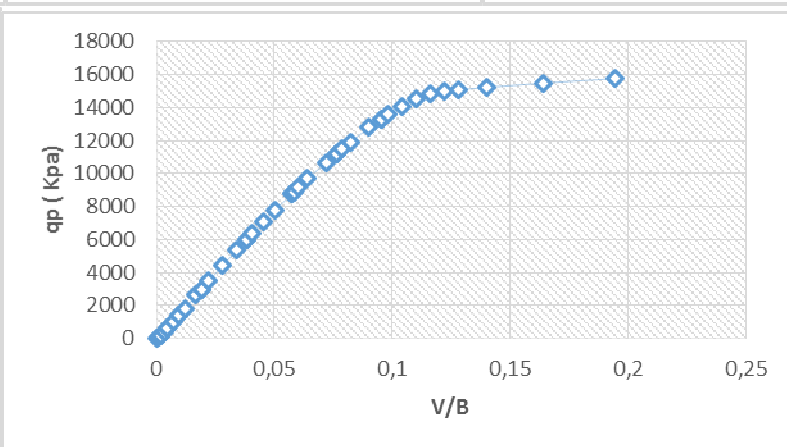
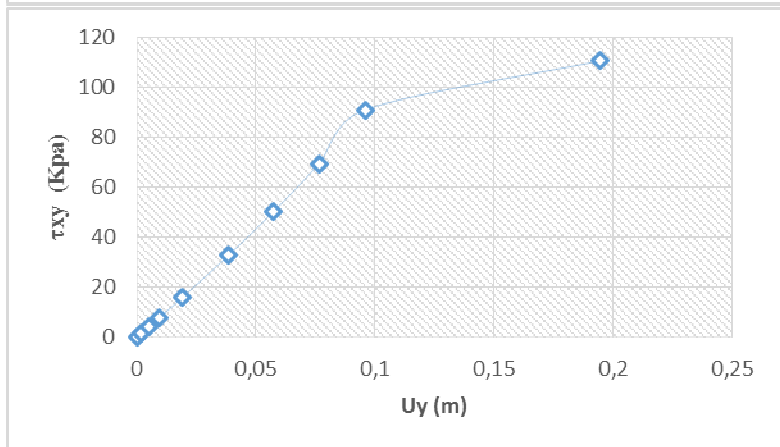
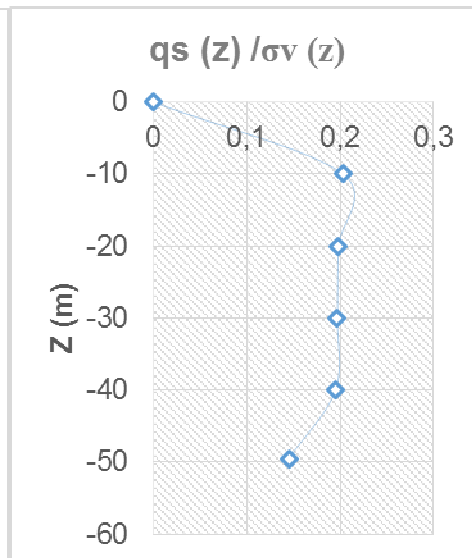
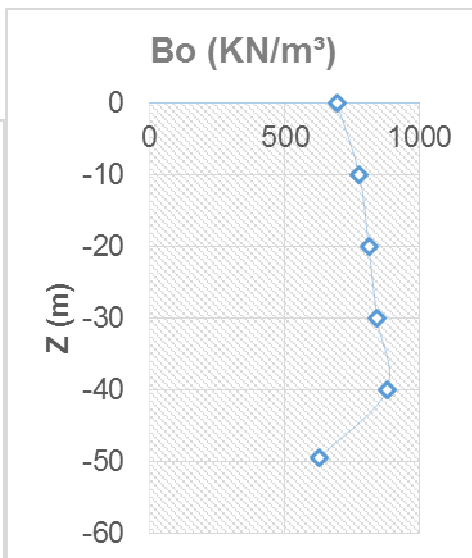
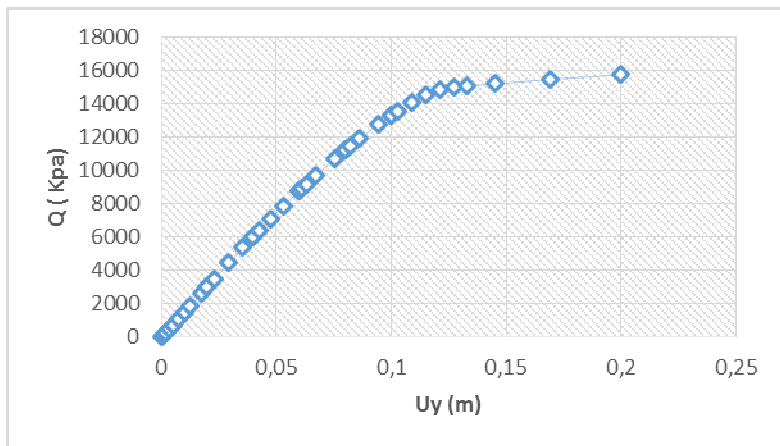
D/B = 50 et K = 5000



$B_{0\text{moy}}$   
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

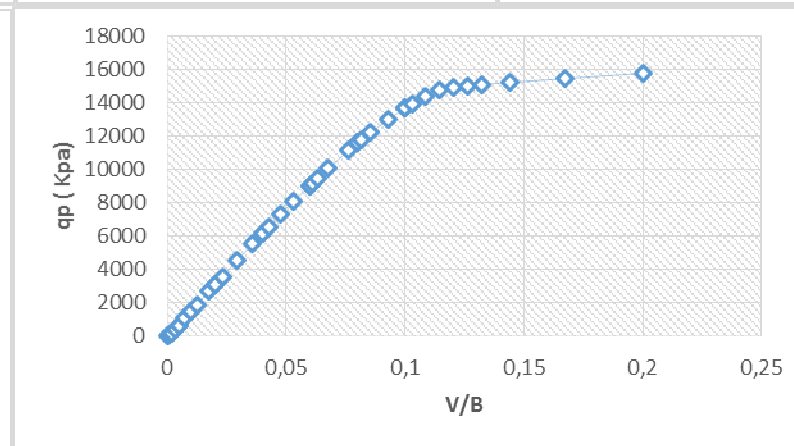
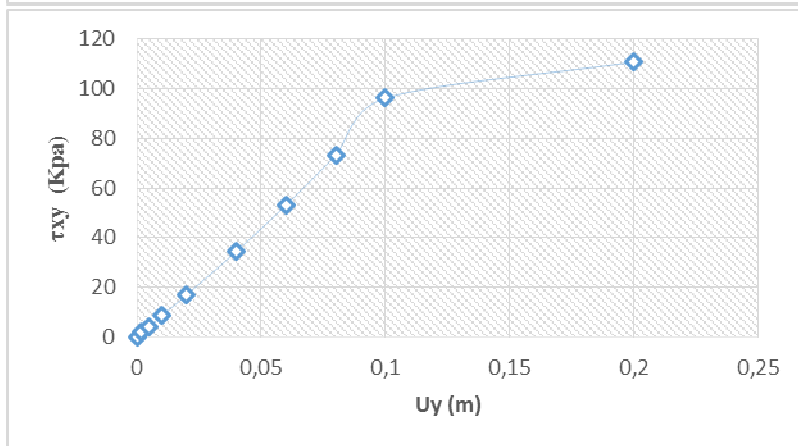
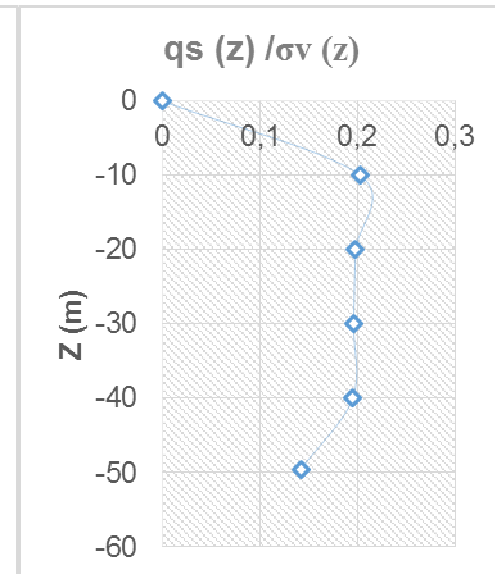
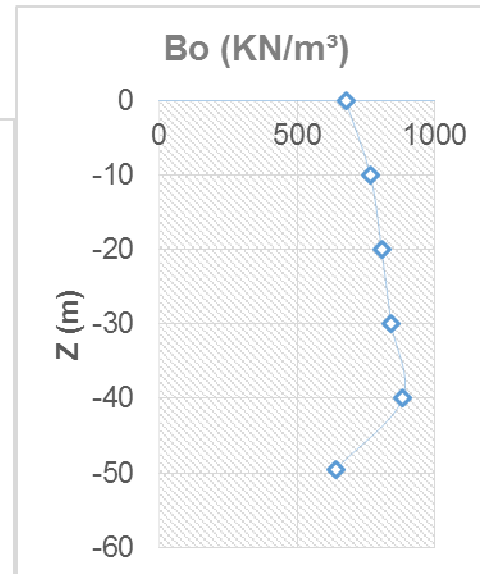
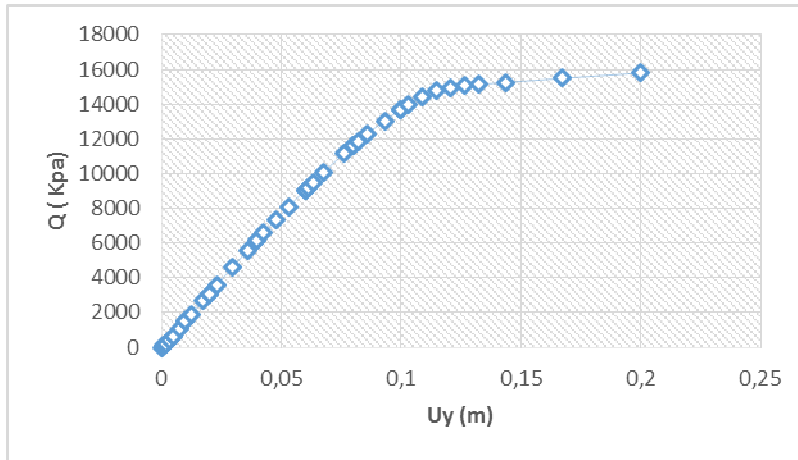
D/B = 50 et K = 10000



$B_{omoy}$   
 $R_0$   
 $q_1$

# ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

D/B = 50 et K = 10<sup>7</sup>



$B_{0\text{ moy}}$   
 $R_0$   
 $q_1$

## ANNEXE A : RESULTATS DE LA MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

### Sable lâche

Tableau de  $E_{o, moy}$  [kPa/m]

<b>K</b> <b>D/B</b>	<b>500</b>	<b>5000</b>	<b>10000</b>	<b>10<sup>7</sup></b>
<b>10</b>	1660	1659.09	1685.30	1658.87
<b>30</b>	1115.732	1111.923	1111.383	1111.125
<b>50</b>	839.623	827.381	826.082	824.625

Tableau de  $q_1$  [MPa]

<b>K</b> <b>D/B</b>	<b>500</b>	<b>5000</b>	<b>10000</b>	<b>10<sup>7</sup></b>
<b>10</b>	1.425	1.440	1.441	1.441
<b>30</b>	6.646	6.761	6.768	6.774
<b>50</b>	15.563	15.729	15.768	15.801

Tableau de  $R_o$  [MPa]

<b>K</b> <b>D/B</b>	<b>500</b>	<b>5000</b>	<b>10000</b>	<b>10<sup>7</sup></b>
<b>10</b>	65.288	64.226	64.156	64.412
<b>30</b>	129.861	100.2325	99.982	99.737
<b>50</b>	137.592	111.556	120.022	119.429