

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Saad Dahleb de Blida 1
Faculté de Technologie
Département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : GEOTECHNIQUE

Thème :

**PIEUX ISOLES SOUS CHARGE LATERALE-ANALYSE D'UNE
BASE DE DONNEES D'ESSAIS DE CHARGEMENT EN VRAIE
GRANDEUR ET RECOMMANDATIONS PRATIQUES.**

- Présenté Par :

- YOUNSI ABOUBAKR ESSEDIK
- AHDAD TAHAR

- Encadré Par :

- Pr ALI BOUAFIA

Promotion 2020/2021

Remerciement

Tout d'abord nous tenons à remercier Dieu, le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force, l'intelligence et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de notre travail de fin d'étude et qui nous a aidées lors de la rédaction de ce mémoire.

Nous voudrions dans un premier temps remercier, notre directeur de mémoire Mr ALI BOUAFIA, professeur de géotechnique à l'université de Saad Dahleb Blida 1, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences la réalisation de ce mémoire.

Nous n'oserions oublier de remercier tout le corps professoral de département de génie civil d'université de Saad Dahleb Blida 1, pour le travail énorme qu'il effectue pour nous créer les conditions les plus favorables pour le déroulement de nos études.

Mes plus profonds remerciements vont à nos parents. Tout au long de notre cursus, ils nous ont toujours soutenu, encouragé et aidé. Ils ont su nous donner toutes les chances pour réussir. Qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de leurs efforts ainsi que l'expression de notre plus affectueuse gratitude.

ABSTRACT

A pile foundation can be loaded laterally in various forms, such as the earthquake, wind, vehicle braking, land pushing from access embankments, etc. The study of pile behavior under such stress may even be a determining factor in the design of certain structures (port structures such as the quays of a port, maritime structures off the sea (or off-shore structures), berthing structures such as than albacore dukes, slender structures in soft soils, etc.

Our research work is a continuation of previous work, and consists of analyzing a database of about 100 full-scale loading tests in monolayer soils, with a view to helping to propose a practical method of constructing the loading curve at the pile head. Such a curve is very useful in the design phase because it makes it possible to evaluate the lateral displacement at the head of the pile under a given service load. The first step is to interpret the results of side loading tests by adjusting the loading curves using the PARECT (Parabola-Rectangle) function. then compare these results with those obtained by theoretical and semi-empirical calculation methods, and finally propose a practical method of construction of the lateral loading curve (force applied according to the displacement of the pile), described by the PARECT function and issue of the calibration of the lateral resistance H_u with the results of pile lateral loading tests.

Keywords: Pile, Lateral loading, Deflection, Loading test, loading curve.

ملخص

يمكن تحميل أساس الركيزة بشكل جانبي بأشكال مختلفة، مثل الزلازل والرياح وفرملة المركبات ودفع الأرض من سدود الوصول وما إلى ذلك. يمكن أن تكون دراسة سلوك الركيزة تحت هذا الضغط عاملاً محددًا في تصميم بعض الهياكل (هياكل الموانئ مثل أرصفة الميناء، الهياكل البحرية قبالة البحر أو الهياكل البحرية)، هياكل الرسو مثل البكورة، الهياكل النحيلة في التربة الرخوة، إلخ.

عملنا البحثي هو استمرار لبحث سابق، ويتكون من تحليل قاعدة بيانات لحوالي 100 اختبار تحميل على نطاق كامل في تربة أحادية الطبقة، بهدف المساعدة في اقتراح طريقة عملية لإنشاء منحنى التحميل عند رأس الركيزة. يعتبر هذا المنحنى مفيدًا جدًا في مرحلة التصميم لأنه يجعل من الممكن تقييم الإزاحة الجانبية عند رأس الكومة تحت حمل خدمة معين. تتمثل الخطوة الأولى في تفسير نتائج اختبارات التحميل الجانبي عن طريق ضبط منحنيات التحميل باستخدام وظيفة PARECT (Parabola-Rectangle). ثم نقارن هذه النتائج مع تلك التي تم الحصول عليها من خلال طرق الحساب النظرية وشبه التجريبية، ونقترح أخيرًا طريقة عملية لبناء منحنى التحميل الجانبي (القوة المطبقة وفقًا لإزاحة الكومة)، الموصوفة بواسطة دالة PARECT وإصدار معايرة المقاومة الجانبية H_u مع نتائج اختبارات التحميل الجانبي للركيزة.

الكلمات المفتاحية: الركيزة، التحميل الجانبي، الانحراف، اختبار التحميل، منحنى التحميل.

RESUMÉ

Une fondation sur pieux peut être sollicitée latéralement sous différentes formes, telles que le séisme, le vent, le freinage des véhicules, la poussée des terres des remblais d'accès, etc. L'étude du comportement du pieu sous une telle sollicitation peut même être un facteur déterminant dans la conception de certains ouvrages (structures portuaires tels que les quais d'un port, ouvrages maritimes au large de la mer (ou structures off-shore), les ouvrages d'accostage tels que les ducs d'albe, les ouvrages élancés dans des sols mous, etc. Notre travail de recherche s'inscrit dans la continuité d'un travail antérieur, et consiste à analyser une base de données d'une taille d'environ 100 essais de chargement en vraie grandeur dans des sols monocouches, en vue de contribuer à proposer une méthode pratique de construction de la courbe de chargement en tête du pieu. Une telle courbe est forte utile en phase de dimensionnement car elle permet d'évaluer le déplacement latéral en tête du pieu sous une charge de service donnée. Il s'agit en premier lieu d'interpréter les résultats d'essais de chargement latéral en ajustant les courbes de chargement par la fonction PARECT (Parabole-Rectangle) ensuite comparer ces résultats avec ceux obtenus par les méthodes de calcul théoriques et semi-empiriques, et enfin proposer une méthode pratique de construction de la courbe de chargement latéral (effort appliqué en fonction du déplacement du pieu), décrite par la fonction PARECT et issue de la calibration de la résistance latéral H_u avec les résultats d'essais de chargement latéral de pieux.

Mots-Clefs : Pieu, Chargement latéral, Déflexion, Essai de chargement, Courbe de chargement.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	I
ABSTRACT	II
ملخص	II
RESUME	III
TABLE DESMATIÈRES	IV
LISTE DES FIGURES	IX
LISTE DES TABLEAUX	XIII
LISTE DES SYMBOLES	XVI
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre 1 : Etude bibliographique.	
Partie A : Introduction aux fondations profondes.	
A.1. Introduction	2
A.2. Définition des fondations	2
A.2.1. Définition des pieux	2
A.2.2. Le mode de fonctionnement des pieux	3
A.2.3. Les différents types de pieux	4
A.2.4. Les pieux exécutés en place	7
A.2.5. Choix du type de pieu	10
A.3. L'essai de chargement	11
A.3.1. Principe de essais	11
A.3.2. Appareillage	13
A.3.2.1. Le système de réaction	15
A.3.2.2. Le système d'application de l'effort sur le pieu	15
A.3.2.3. Dispositif de mesurage	15
A.3.2.4. Incertitudes de mesurage	17
A.3.3. Mode opératoire	17
A.3.3.1. Préparation de l'essai	17

A.3.3.2. Préparation du pieu	19
A.3.3.3. Processus de déroulement de l'essai	19
A.3.4. Expression des résultats	21

Partie B : Capacité portante horizontale des pieux.

B.1. Portance horizontale des pieux	22
B.2. Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral	22
B.3. Pieu isolé sous charges latéral	25
B.3.1. Méthode de Brinch Hansen (1961) (méthodes théoriques)	26
B.3.2. Méthode de Reese (1974)	30
B.3.3. Méthode de Broms (méthode semi-empirique)	32
B.3.4. Méthode de Ménard (1962) (méthode empirique)	37

Partie C : Déplacement/rotation des pieux sous charges horizontales.

C.1. Introduction	39
C.2. Méthodes de l'élasticité	40
C.2.1. Méthode de Poulos et Hull (1992)	40
C.3. Méthodes du module de réaction (théorie des courbes P-Y)	42
C.3.1. Méthode basée sur la théorie de Winkler	42
C.3.2. Développement des courbes de réaction (P-y)	42
C.3.3. Modélisation par ressorts élasto-plastiques	44
C.4. Méthodes des éléments finis	47
C.4.1. Méthode de Randolph (1981)	47
C.5. Conclusion	50

Chapitre 2 : Description des essais de chargement latéral des pieux.

2.1. Introduction	51
2.2. Présentation de la base de donnée	51
2.3. Etude statistique de la base de donnée	54
2.3.1. Sites d'essais	54
2.3.2. Pieux d'essais	55
2.4. Conclusion	57

Chapitre 3 : Interprétation des résultats des essais de chargement.

3.1. Introduction	58
3.2. Présentation des courbes de chargement	58
3.2.1. Critère parabole rectangle (PARECT)	58
3.2.1.1. Etude de la fonction parabole-rectangle	58
3.2.1.2. Propriétés de la fonction parabole-rectangle	59
3.2.1.3. Programme Parect (parabole-rectangle)	61
3.2.2. Critère de Chin (Hyperbolique)	62
3.2.3. Critère de Décourt (ou critère de la raideur sécante)	63
3.2.4. Critère de Slack et Walker 1970 (ou critère bi-logarithmique)	63
3.2.5. Critère de Van der Veen 1956 (ou critère exponentiel)	64
3.2.6. Critère 10%B	65
3.3. Interprétation des courbes de chargement	66
3.3.1. Critère PARECT (parabole-rectangle)	66
3.3.1.1. Charge latérale limite (Hu)	66
3.3.1.2. Raideur latérale initiale (KH0)	69
3.3.1.3. Déplacement de référence (y_{0R})	72
3.3.2. Critère de Chin (ou critère hyperbolique)	75
3.3.3. Critère de Décourt	77
3.3.4. Critère de Slack et Walker 1970 (bi-logarithmique)	78
3.3.5. Critère de Van der Ven (exponentiel)	78
3.3.6. Critère de 10% de B	79
3.4. Conclusion	80

Chapitre 4 : Comparaison des critères de la résistance latérale.

4.1. Introduction	81
4.2. Interprétation des courbes de chargement	81
4.3. Classement des critères de résistance latérale	85
4.3.1. Classement selon l'applicabilité	85
4.3.2. Étude statistique du rapport λ de la résistance latérale	86
4.3.2.1. Étude statistique de rapport λ de résistance latérale	86
4.3.2.2. Analyse des histogrammes	88
4.3.3. Classement selon l'exactitude	89

4.3.4. Classement selon la précision	90
4.3.5. Classement selon la sous-estimation de Hu	91
4.4. Classement générale des critères	92
4.5. Conclusion	93

Chapitre 5 : Etude de l'effort latéral limite.

5.1. Introduction	94
5.2. Comparaison des méthodes théoriques et des critères de résistance latérale	94
5.2.1. Résultats de calcul	101
5.3. Etude comparative des méthodes de calcul	103
5.4. Calibration de la méthode de calcul	108
5.4.1. Effet de l'élanement	108
5.4.2 Choix de la méthode de Hansen de critère paret	110
5.4.3 Calibration de la méthode de Hansen	110
5.5 Validation des formules proposées	112
5.6. Conclusion	115

Chapitre 6 : Etude de la raideur latérale en tête de pieu.

6.1. Introduction	116
6.2. Proposition d'une formule de la raideur latérale normalisé	116
6.2.1. Raideur latéral normalisé	116
6.2.2. Calcul de la rigidité relative K_r	120
6.2.2.1. L'effet de la rigidité relative K_r	120
6.2.3. Récapitulation des résultats	121
6.3. Validation de la formule proposée	127
6.4. Conclusion	128

Chapitre 7 : Proposition d'une méthode pratique de construction de la courbe de chargement latéral.

7.1. Introduction	130
7.2. Définition de la courbe de chargement	130
7.3. Proposition de construction de la courbe de chargement	131

7.4. Application numérique	131
7.5. Conclusion	133
CONCLUSION GENERALE	134
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	135
LES ANNEXES	
Annexe A : Caractéristiques géotechniques des sites expérimentaux.	136
Annexe B : Résultats de PARECT et courbe de chargement.	141
Annexe C : Résultats de l'effort latéral « critère » et étude comparative.	193

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 :

Partie A :

- Figure A.1** : Définition de la hauteur d'encastrement L et mécanique D_e .
- Figure A.2** : Définition du pieu isolé selon son mode de fonctionnement.
- Figure A.3** : Pieux en bois.
- Figure A.4** : Pieux battus (a : en profilé H ou I, b: palplanche et c: tubulaires).
- Figure A.5** : Pieux en béton armé.
- Figure A.6** : Pieux en béton précontraint.
- Figure A.7** : Schéma du procédé d'installation d'un pieu battu moulé.
- Figure A.8** : Schéma du procédé d'installation d'un pieu foré à la boue.
- Figure A.9** : Schéma du procédé d'un pieu foré tubé.
- Figure.A.10** : Schéma du procédé d'installation d'un pieu foré à terrière creuse.
- Figure A.11** : Principe de l'essai statique de pieu isolé sous effort transversal.
- Figure A.12** : Programme de chargement-déchargement par palier.
- Figure A.13** : Courbe effort-déplacement transversal du pieu en tête.
- Figure A.14** : Pieu soumis à un effort transversal — Courbes types.
- Figure A.15** : Appareillage de l'essai statique sous effort transversal — Principe.

Partie B :

- Figure B.1** : Pression et réaction du sol. (Tiré de Frank 1995).
- Figure B.2** : Courbe de réaction du sol. (Tiré de Frank 1995).
- Figure B.3** : Mécanismes de rupture selon Blum et Brinch- Hansen. (Tiré de Bague linet Gézéquel, 1972).
- Figure B.4** : Modèle de calcul de Brinch Hansen.
- Figure B.5** : Coefficient de la résistance latéral k_q et k_c .
- Figure B.6** : Coefficient de résistance latéral à la surface du sol et à grande profondeur selon Brinch Hansen (1961).
- Figure B.7** : Mécanisme de rupture dans le modèle de Reese.
- Figure B.8** : Facteur de portance latéral recommandé par Reese (1958).
- Figure B.9** : Mécanismes de rupture pour un pieu libre en tête sous charge latéral dans un sol cohérent (Adapté de Broms, 1964a).

Figure B.10 : Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latéral dans un sol cohérent (Adapté de Broms, 1964a).

Figure B.11 : Mécanismes de ruptures pour un pieu libre en tête sous charge latéral dans un sol pulvérulent (Adapté de Broms, 1964b).

Figure B.12 : Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latéral dans un sol pulvérulent (Adapté de Broms, 1964b).

Figure B.13 : Schéma de rupture selon Ménard.

Figure B.14 : Diagramme de stabilité au chargement latéral selon Ménard.

Partie C :

Figure C.1 : Pieux mobilisant la réaction latérale du sol.

Figure C.2 : Modèle basé sur la théorie de Winkler.

Figure C.3 : Courbe (P-y) incluant P_u , et E_s . (Adapté de Reese et al, 2006).

Figure C.4 : Comportement réel du sol versus comportement élasto-plastique.

Figure C.5 : Courbe de réaction (P-y) (Adapté de Frank, 1995).

Figure C.6 : Loi de mobilisation de réaction tangentielle. (Adapté de Frank 1995).

Figure C.7 : Abaques de Randolph pour la détermination des déplacements et du moment dans le pieu.

Chapitre 2 :

Figure 2.1 : Répartition géographique des sites expérimentaux.

Figure 2.2 : Distribution des sites expérimentaux selon le nombre des couches de sol.

Figure 2.3 : Distribution des sites expérimentaux selon la nature du sol (cas des sols monocouche).

Figure 2.4 : Répartition des pieux selon leurs élancements.

Figure 2.5 : Distribution du mode de chargement des pieux.

Chapitre 3 :

Figure 3.1 : Courbe de la fonction polynôme

Figure 3.2 : Courbe de la fonction Parabole-rectangle

Figure 3.3 : Représentation des Comportement

Figure 3.4 : La fonction impaire

Figure 3.5 : Présentation selon le critère de lissage hyperbolique.

Figure 3.6: Présentation selon le critère de Décourt (1999).

Figure 3.7 : Présentation selon le critère bi-logarithmique.

Figure 3.8 : Présentation selon le critère de Van der Veen.

Figure 3.9: Présentation selon le critère de 10%B.

Figure 3.10 : Courbe normalisée de chargement horizontal d'un pieu.

Chapitre 4 :

Figure 4.1 : critère 10%B (sol cohérent).

Figure 4.2: critère van der Ven (sol cohérent) .

Figure 4.3 : critère Décourt (sol cohérent).

Figure 4.4 : critère bi-logarithmique (sol cohérent) .

Figure 4.5: critère parect (sol cohérent).

Figure 4.6: critère hyperbolique (sol cohérent).

Figure 4.7 : critère 10%B. (sol pulvérulent)

Figure 4.8 : critère van der Ven. (sol pulvérulent)

Figure 4.9 : critère Décourt. (sol pulvérulent)

Figure 4.10 : critère bi-logarithmique (sol pulvérulent)

Figure 4.11 : critère parect (sol pulvérulent)

Figure 4.12 : critère hyperbolique (sol pulvérulent).

Figure 4.13 : Histogramme de λ (parect) ajusté par une fonction de Gauss (Sol pulvérulent).

Chapitre 5 :

Figure 5.1 : Schéma d'équilibre d'un pieu.

Figure 5.2 : Application VB « LCB ».

Figure 5.3 : Application VB « LCR ».

Figure 5.4 : Application VB « LCH »

Figure 5.5 : Comparaison de la résistance latérale [$Hu(Broms)= f(Hu(Parect))$].

Figure 5.6 : Comparaison de la résistance latérale [$Hu(Reese)= f(Hu(Parect))$].

Figure 5.7 : Comparaison de la résistance latérale [$Hu(Hansen)= f(Hu(Parect))$].

Figure 5.8: Comparaison de la résistance latérale [$Hu(Broms)= f(Hu(Parect))$].

Figure 5.9 : Comparaison de la résistance latérale [$Hu(Reese)= f(Hu(Parect))$].

Figure 5.10 : Comparaison de la résistance latérale [$H_u(\text{Hansen}) = f(H_u(\text{Parect}))$].

Figure 5.11 : Variation de la charge latérale limite normalisée par $(C_u B D)$ en fonction de l'élanement (sols cohérents).

Figure 5.12 : Variation de la charge latérale limite normalisée par $(\gamma B D^2)$ en fonction de l'élanement (sols pulvérulents).

Figure 5.13 : Variation du rapport $H_u(\text{Parect})/H_u(\text{Hansen})$ en fonction de l'élanement D/B

Figure 5.14 : Variation du rapport $H_u(\text{Parect})/H_u(\text{Hansen})$ en fonction de l'élanement D/B .

Figure 5.15 : Histogramme rapport H_u - H_{up} sol pulvérulent.

Figure 5.16 : Calibration de H_u (Hansen) sol pulvérulent

Figure 5.17 : Calibration de H_u (Hansen) sol cohérent

Figure 5.18 : Histogramme rapport H_u - H_{up} sol cohérent

Chapitre 6 :

Figure 6.1 : Application de calcul E_s par la méthode de Poulos

Figure 6.2 : Variation de la raideur latérale initiale normalisée par $(E_s B)$ en fonction de K_r (sols cohérents).

Figure 6.3 : Variation de la raideur latérale initiale normalisée par $(E_s B)$ en fonction de K_r (sols pulvérulents).

Figure 6.4 : la variation de K_h normalisé en fonction de K_r (sol cohérent).

Figure 6.5 : la variation de K_h normalisé en fonction de K_r (sol pulvérulent).

Figure 6.6 : L'ajustement par Hyper (sol pulvérulent).

Figure 6.7 : L'ajustement par Hyper (sol cohérent).

Figure 6.8 : Variation de la raideur normalisée calculé en fonction de la raideur normalisée mesuré (sol pulvérulent).

Figure 6.9 : Variation de la raideur normalisée calculé en fonction de la raideur normalisée mesuré (sol cohérent).

Chapitre 7 :

Figure 7.1 : Courbe typique de chargement horizontal d'un pieu.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 :

Partie B :

Tableau B.1 : Expressions proposées pour le module de réaction du sol (ou coefficient de réaction du sol).

Tableau B.2 : Valeurs du coefficient adimensionnel m (D'après Broms, 1964a).

Tableau B.3 : Comparaison des méthodes à la rupture

Tableau B.4 : Équations pour le calcul de H_u et y_0 selon Broms - sols cohérent

Tableau B.5 : Équations pour le calcul de H_u et y_0 selon Broms - sols pulvérulents

Tableau B.6 : Valeurs des coefficients numériques α_1 et α_2 en fonction de D_c / D .

Partie C :

Tableau C.1 : Formules de calcul des facteurs d'influence selon la méthode de Poulos ($\nu=0.5$).

Tableau C.1(bis) : Formules de calcul des facteurs d'influence selon la méthode de Poulos ($\nu=0.5$).

Tableau C.2 : Équations des poutres sur appuis élastiques pour l'analyse des pieux sous charges latéral, (Adapté de Reese et Van Impe, 2001).

Tableau C.3 : Coefficient rhéologique de Ménard (a) en fonction du type du sol et du rapport (E_m/P_1) obtenu au pressiomètre, (Tiré de Philipponnat et Hubert, 1999).

Chapitre 2 :

Tableau 2.1 : Pays des essais de charge latérale sur pieux collectés.

Tableau 2.2 : Gamme de longueurs de cas et nombre de cas dans le sable et l'argile.

Tableau 2.3 : Mode d'installation et matériaux des pieux.

Chapitre 3 :

Tableau 3.1 : Charge latéral limite (sols pulvérulents).

Tableau 3.2 : Charge latéral limite (sols cohérents).

Tableau 3.3 : Raideur latéral initiale (sols pulvérulents).

Tableau 3.4 : Raideur latéral initiale (sols cohérents).

Tableau 3.5 : Déplacement de référence (sols pulvérulents)

Tableau 3.6 : Déplacement de référence (sols cohérents).

Tableau 3.7 : Données statistique du déplacement de référence.

Tableau 3.8 : L'effort latérale H_u de critère hyperbolique.

Tableau 3.9 : L'effort latérale H_u de critère Décourt.

Tableau 3.10 : L'effort latérale H_u de critère Van der Ven (exponentiel).

Tableau 3.11 : L'effort latérale H_u de Critère de 10% de B.

Chapitre 4 :

Tableau 4.1 : Tableau des valeur H_u des différents critères (sol cohérent).

Tableau 4.2 : Tableau des valeur H_u des différents critères (sol pulvérulent).

Tableau 4.3 : Résultats de la fréquence des critères (sol cohérent).

Tableau 4.4 : Résultats de la fréquence des critères (sol pulvérulent).

Tableau 4.5 : Classement des critères pour les deux sols

Tableau 4.6 : Les résultats de l'étude statistique de λ (sol cohérent).

Tableau 4.7 : Les résultats de l'étude statistique de λ (sol pulvérulent).

Tableau 4.8 : Résultats d'ajustement par la fonction de gauss (sol cohérent).

Tableau 4.9 : Résultats d'ajustement par la fonction de gauss (sol pulvérulent).

Tableau 4.10 : classification selon μ (sol pulvérulent).

Tableau 4.11 : classification selon μ (sol cohérent).

Tableau 4.12 : classification selon σ (sol pulvérulent).

Tableau 4.13 : classification selon σ (sol cohérent).

Tableau 4.14 : pourcentage de $\lambda \leq 1$ (sol pulvérulent).

Tableau 4.15 : pourcentage de $\lambda \leq 1$ (sol cohérent).

Tableau 4.16 : Classement générale (sol cohérent).

Tableau 4.17 : Classement générale (sol Pulvérulent).

Chapitre 5 :

Tableau 5.1 : Résistance Latéral (sols cohérents).

Tableau 5.2 : Résistance Latéral (sols pulvérulents).

Tableau 5.3 : Données statistique du rapport H_u (méthode) / H_u (Parect).

Tableau 5.4 : Données statistique du rapport H_u (méthode) / H_u (Parect).

Chapitre 6 :

Tableau 6.1 : module de déformation E_s sol homogène (sol pulvérulent).

Tableau 6.2 : module de déformation E_s sol homogène (sol cohérent).

Tableau 6.3 : résultats de calcul K_r et K_{ho} normalisé (sol pulvérulent).

Tableau 6.4 : résultats de calcul K_r et K_{ho} normalisé (sol cohérent).

LISTE DES SYMBOLES

- A : Aire de la section droite du fût du pieu (m^2)
- L : Longueur totale du pieu (m)
- D : la fiche du pieu (m)
- B : diamètre du pieu (m)
- De : la fiche effective (m)
- Qp : effort de pointe (kN)
- Qs : effort de frottement latéral (kN)
- P : la réaction du sol (kN)
- y : déflexion latéral (m)
- Es : module de réaction du sol (MPa)
- K : coefficient de réaction
- ν : coefficient de poisson
- H : effort latéral (kN)
- Hu : effort latéral ultime (kN)
- Mu : moment de flexion ultime (kN.m)
- Pu : réaction ultime (kN)
- γ : Poids volumique (kN/m^3)
- γ' : Poids volumique déjaugé (kN/m^3)
- C : Cohésion (kPa)
- C' : Cohésion effective (kPa)
- Kq : coefficient de la résistance latéral
- Kc : coefficient de la résistance latéral
- Z : la profondeur (m)
- φ : L'angle de frottement interne ($^\circ$)
- φ' : L'angle de frottement interne effective ($^\circ$)
- Ko : coefficient de pression des terres au repos
- Kq^0 : coefficient de pression passive du au poids du sol en surface
- Kc^0 : coefficient de pression passive du a la cohésion du sol en surface
- Ka^∞ : le même que Kq^0 et Kc^0 mais à grande profondeur

Kc^∞ : le même que Kq^0 et Kc^0 mais à grande profondeur

Nc : facteur de portance

dc^∞ : coefficient de profondeur à grand profondeur

Cu : cisaillement non drainé (kPa)

Np : facteur de portance latéral

Ka : coefficient de pression horizontale

Ω : angle égale à $45 + \varphi/2$ ($^\circ$)

Ψ : angle égale à $\varphi/2 + \varphi/3$ ($^\circ$)

D_{cr} : la fiche critique (m)

α : coefficient numérique

Fs : coefficient de sécurité

y_o : déplacement (m)

y'_o : rotation (m)

Mo : moment de flexion appliqué sur le pieu en surface

Ep : module de Young du pieu (MPa)

Ip : moment d'inertie du pieu

$Ep Ip$: Rigidité de flexion du pieu ($kN.m^2$)

m : la pente du profile linéaire

$Iyh ; Iym$: facteur d'influence des déplacement

$Iy'h ; Iy'm$: facteur d'influence des rotation

Em : module pressiométrique Ménard (MPa)

a : coefficient rhéologique

Bo : Diamètre de référence (m)

Ls : longueur de la section (m)

qs : frottement latéral unitaire

P_f : pression fluage

P_L : pression limite

K_h : rigidité de ressort

ΔL : longueur du segment (m)

Zc : profondeur critique (m)

λ_z : coefficient de correction
G : module de cisaillement
 ρ_c : facteur donnant l'homogénéité relative
 y_o^R : déplacement critique (m)
 y_o^C : déplacement relative (m)
 K_{H0} : la raideur latérale initial (kN/m)
R : coefficient de régression (%)
 K_r : rigidité relative
 Z_r : profondeur apparente de rotation (m)
 λ : rapport résistance latérale
u : valeur modale
e : excentricité (m)
 K_p : coefficient de poussé
 H_{up} : effort latéral de Parect (kN)
 H_{uh} : effort latéral de Hansen (kN)
 E_c : module de Young concrète
 I_c : moment d'inertie concrète
dt : Durée d'application d'un palier (s)
 M_G : Moment maximal à ne pas dépasser lors de l'essai (kN.m)
 D_H : Incrément de l'effort transversal appliqué (kN)
 y_a : Déplacement toléré par la structure de l'ouvrage en service (m)
NA : non applicable

INTRODUCTION GENERALE

La recherche scientifique est la base de toute évolution technologique à titre d'exemple, dans le domaine médical c'est grâce à la recherche que le vaccin a été découvert pour pas mal de maladies.

En ce qui concerne notre domaine du génie civil spécialité géotechnique et spécialement dans le domaine des pieux, le sujet de recherche qui nous a été proposé c'est de proposer une méthode pratique de construction de la courbe de chargement en tête d'un pieu isolé sous charge latérale. Cette méthode est très utile en phase de dimensionnement du fait qu'elle nous permet d'évaluer le déplacement latéral en tête du pieu sous une charge de service donnée.

Ce travail a été divisé en sept chapitre, le premier est réservé à l'étude bibliographique qui explique brièvement l'ensemble des méthodes de calcul concernant les pieux isolés chargés latéralement.

Ce chapitre regroupe trois parties à savoir la première partie qui regroupe des généralités sur les fondations profondes, ensuite la deuxième partie qui expose les différentes méthodes de calcul de la capacité portante horizontale des pieux, et enfin la troisième partie qui résume les différentes méthodes de calcul de la déflexion des pieux.

Le deuxième chapitre est consacré à la description des essais de chargement latéral des pieux qui sont regroupés dans une base de donnée.

Le troisième chapitre est consacré à interpréter les résultats des essais de chargement, est consisté à faire un ajustement des courbes de chargement expérimentales.

Nous avons réservé le quatrième chapitre à l'étude comparative des critères de résistance latérale.

Le cinquième chapitre est réservé à l'étude de l'effort latéral limite H_u et consiste à calculer cet effort par les différents critères empiriques qui proposent d'estimer H_u à partir de la courbe de chargement latéral d'un pieu d'essai, ensuite faire une étude comparative entre ces critères.

Le sixième chapitre comporte l'étude de la raideur latérale en tête de pieu, à laquelle nous avons proposé une formule empirique de la raideur latérale normalisé, et on a procédé à la validation de la formule proposée.

Enfin le septième chapitre est réservé à la proposition d'une méthode pratique de construction de la courbe de chargement latéral.

Chapitre 1

**Etude bibliographique du
comportement latéral des
pieux isolés**

Partie A : Introduction aux fondations profondes

A.1. Introduction

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique du comportement latéral des pieux isolés sous un chargement horizontal. Tout d'abord, on expose quelques généralités sur les pieux, leurs modes de fonctionnement et leurs types, ensuite on s'intéresse sur les méthodes principales d'évaluation de la capacité portante horizontale d'un pieu et leurs comportements ainsi les méthodes de chargement statique des pieux isolés.

A.2. Définition des fondations

On appelle fondations, les parties enterrées d'un ouvrage conçues pour transmettre au sol de manière rationnelle, les charges provenant de la superstructure. Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum dans le sol. [2]

On réalise dans ce cas, des fondations superficielles dont l'encastrement (l'ancrage) «D» est inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la semelle « B ». [2]

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par « L » sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle : $D/B \leq 4$ à 5
- Fondation semi-profonde : $4 \leq D/B \leq 10$
- Fondation profonde : $D/B \geq 10$

Le choix du type de fondation va dépendre des caractéristiques du sol et de la descente des charges amenées par la superstructure. [2]

A.2.1. Définition des pieux

Les pieux sont des éléments structuraux minces ancrés dans le sol. Le rôle principal des pieux est de transmettre les charges en profondeur. Ils sont mis en place soit par fonçage soit par battage. [2]

Les pieux battus sont des pieux façonnés au préalable et mis en place par battage. En ce qui concerne les pieux forés, leur mode de réalisation est un peu différent car ils font appel à un matériel spécifique pour la réalisation du forage dont la profondeur est variable selon la nature des couches du sol traversé. [2]

Dans un pieu, on distingue essentiellement 03 parties : « la tête » qui reçoit directement les charges par le biais de la semelle de liaison, « la pointe » qui assure la transmission des charges entre la base du pieu et le sol et enfin « le fût » qui se localise entre la tête et la pointe cette zone a pour fonction la transmission des efforts. [2]

On définit aussi la longueur d'ancrage « h » qui est la longueur d'encastrement du pieu dans les couches de terrains résistantes. D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur du pieu L, de la hauteur d'encastrement D_e (figure A.1). Cette valeur de D_e doit être prise en compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont suffisamment supérieures par rapport à celles du sol traversé par le pieu. [2]

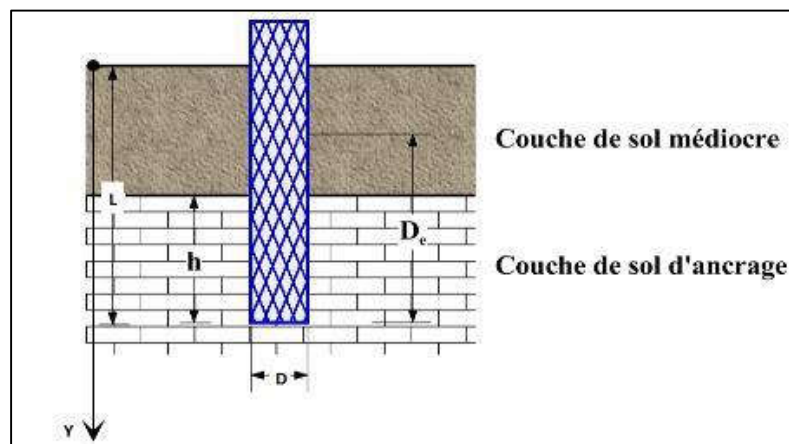


Figure A.1 : Définition de la hauteur d'encastrement L et mécanique D_e . [2]

Un élément de fondation est considéré comme profond lorsque sa hauteur d'encastrement D_e/D est supérieure à 5. [2]

A.2.2. Le mode de fonctionnement des pieux

a. Pieu isolé

Le rôle principal du pieu est de transmettre les charges vers les couches du sol ayant de bonnes caractéristiques physiques et mécaniques. La transmission des charges se fait par :

- L'appui de sa base en contact avec le sol résistant (effort de pointe noté Q_p).
- Le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s).

On note que l'effort de pointe est conditionné par :

- La section de la base du pieu.
- La résistance du substratum rocheux.

Et pour l'effort de frottement, il est conditionné de son côté par :

- La surface de contact pieu-sol.
- Le coefficient de frottement pieu-sol.

On définit aussi que le frottement latéral n'est mobilisable qu'en cas de déplacement relatif entre le pieu et le sol avoisinant. Et si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu crée un effort vertical ascendant et le frottement est alors dit « frottement positif ». Dans l'autre cas, c'est-à-dire que lorsque le pieu reste figé et le sol a tendance à tasser alors le frottement est appelé « frottement négatif ». Ceci a pour effet de surcharger le pieu et dans ce cas de figure le pieu est chemisé par un tubage pour diminuer l'effet du frottement négatif (figureA.2). [3]

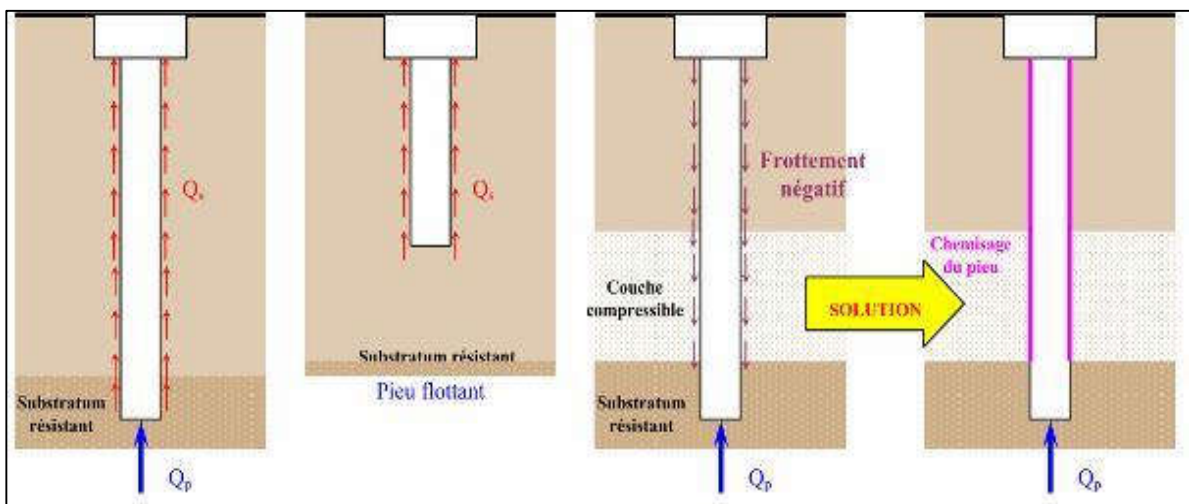


Figure A.2 : Définition du pieu isolé selon son mode de fonctionnement [3].

A.2.3. Les différents types de pieux

Les pieux sont utilisés pour un seul objectif qui est l'assurance de bonne résistance, Ces différents pieux peuvent être classés en deux grandes catégories, suivant leur mode de fabrication. [2]

- Les pieux façonnés à l'avance (pieux préfabriqués ou battus)
- Les pieux exécutés en place.

a. Pieux battus

Ces pieux peuvent être en bois, en acier en béton armé ou précontraint. Ils sont mis en place par battage ou par vibro-fonçage, chaq'un a sa propre branche. [2]

b. Les pieux en bois

Ce type de pieu, est beaucoup moins utilisés actuellement, car là plus part des bois présentent l'inconvénient de pourrir s'ils ne sont pas constamment immergés. [2]



Figure A.3 : Pieux en bois. [2]

c. Les pieux métalliques

On les trouve avec plusieurs formes différentes peuvent être en H ou I, palplanches ou tubulaire, sont connaissent actuellement un certain essor. [2]

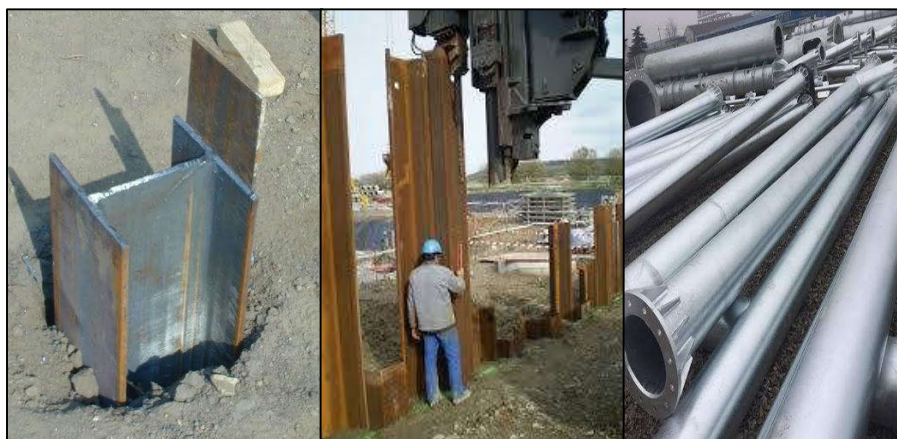


Figure A.4 : Pieux battus (a : en profilé H ou I, b: palplanche et c: tubulaires). [2]

d. Les pieux en béton armé

Les pieux préfabriqués en béton armé sont exécutés sur des aires appropriées. Le délai de durcissement est normalement d'un mois. Leurs principales caractéristiques sont :

- Leur longueur ne dépasse pas 20 à 30m
- On emploie des ciments portland 325 de dosage 400kg /m³.
- Armature longitudinal d'une seule longueur dont les diamètres habituels varient de 16 à 32 mm
- La contrainte de compression admise pour les pieux en béton armé est de 60 à 70 bars.
- Leur section est carrée circulaire ou polygonale dont la dimension transversale varie de 25 à 60 cm.[2]



Figure A.5 : Pieux en béton armé. [2]

e. Les pieux en béton précontraint :

Les pieux en béton précontraint présentent les mêmes formes que les pieux en béton armé, mais ils offrent par rapport à ces derniers plusieurs avantages :

- La totalité de la section de béton est prise en compte pour la résistance à la flexion.
- La résistance au bardage et au battage est plus élevée.

Les dimensions courantes sont :

Diamètre extérieur 1 à 1.5 m.

Épaisseur du béton 10 à 15 cm.

Longueur des éléments 5m.

Les pieux peuvent atteindre 60m de longueur. [2]



Figure A.6 : Pieux en béton précontraint. [2]

A.2.4. Les pieux exécutés en place

Pour la mise en place des pieux, on distingue généralement deux mode d'installation : par refoulement du sol ou non refoulement. [2]

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu, on peut distinguer 3 types :

Les pieux à tube récupérable.

Les pieux exécutés à l'aide d'un tube perdu.

Les pieux forés. [2]

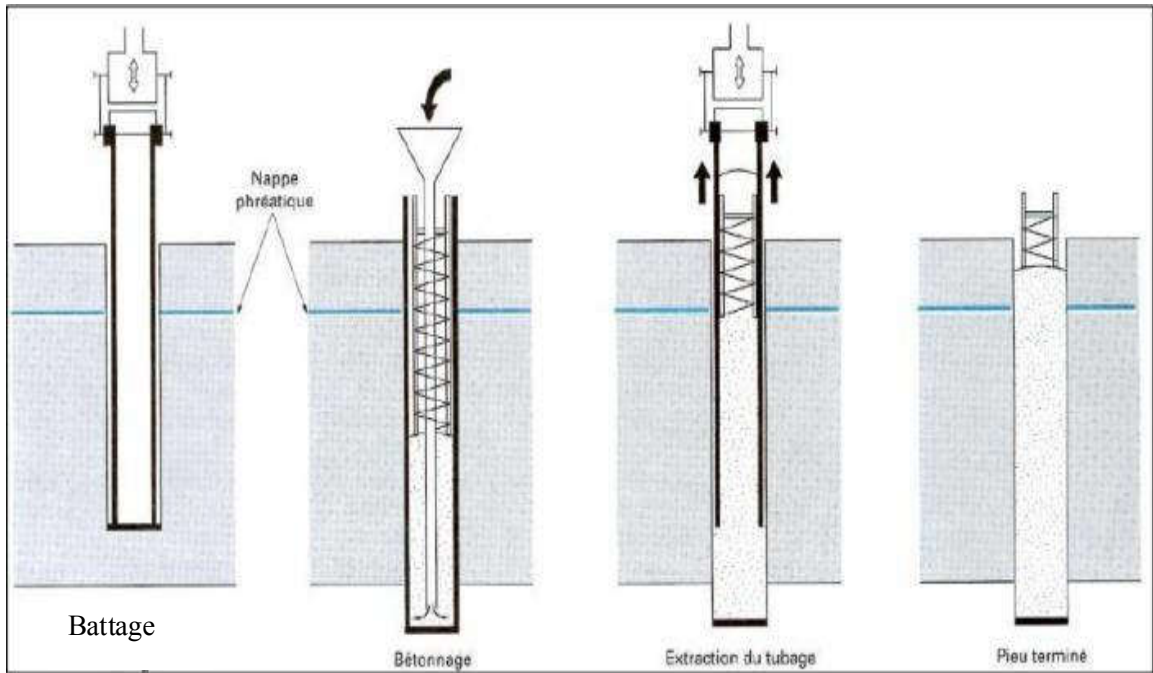


Figure A.7 : Schéma du procédé d'installation d'un pieu battu moulé. [4]

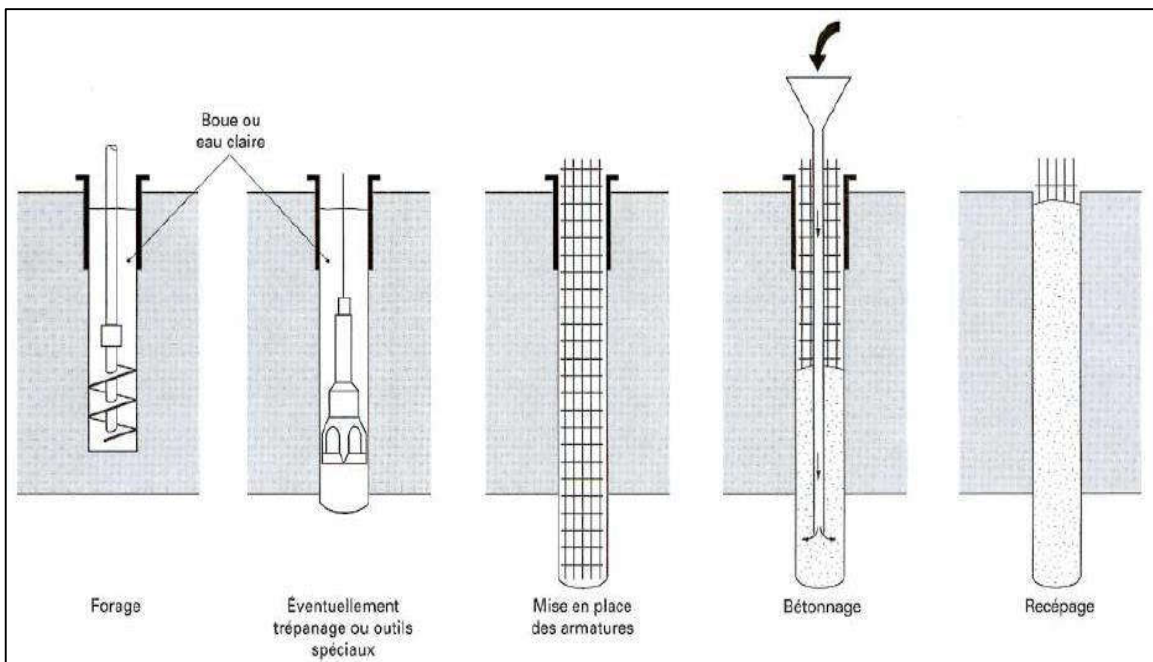


Figure A.8 : Schéma du procédé d'installation d'un pieu foré à la boue. [4]

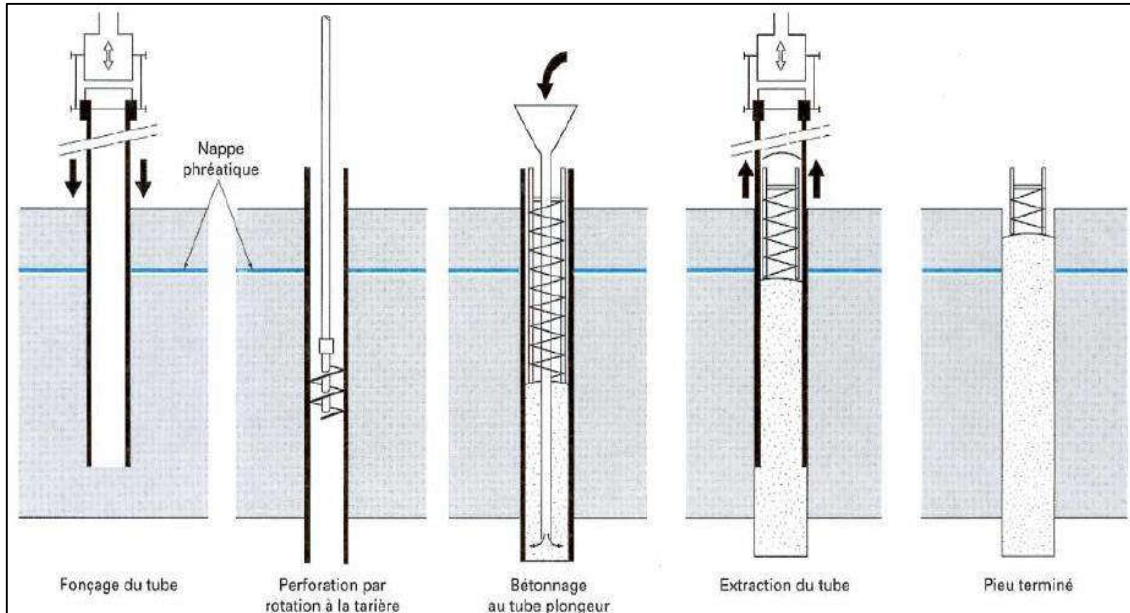


Figure A.9 : Schéma du procédé d'un pieu foré tubé. [4]

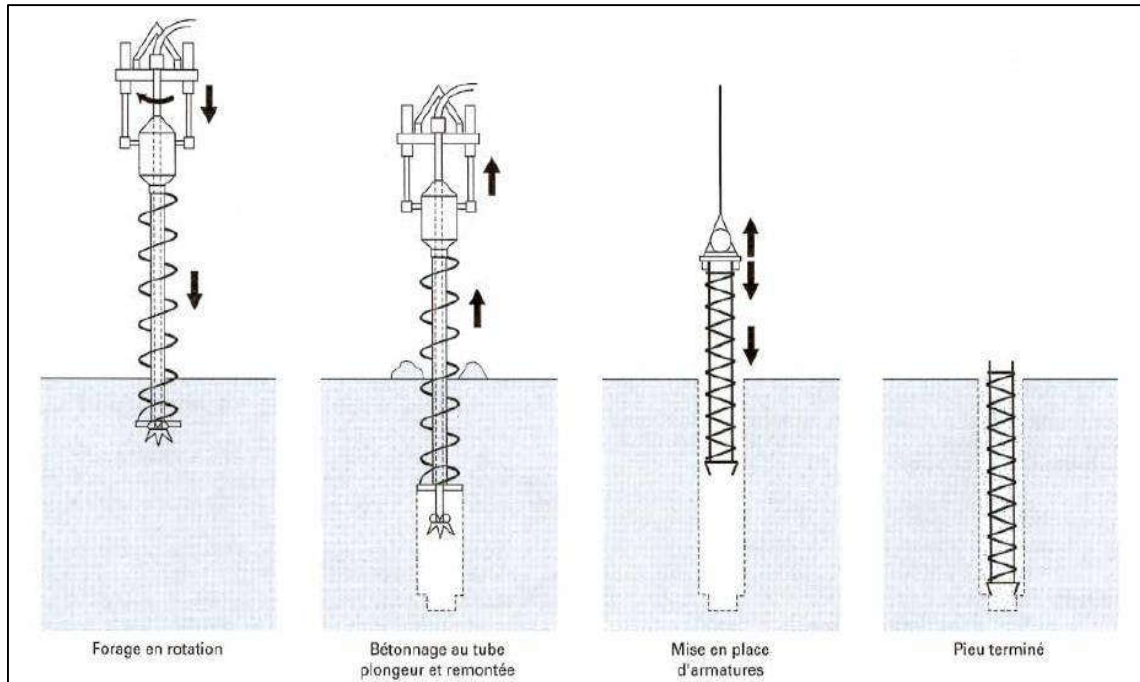


Figure A.10 : Schéma du procédé d'installation d'un pieu foré à terre creuse. [4]

A.2.5. Choix du type de pieu

Le choix de pieu dépend de :

a. La structure qui va supporter la fondation

La structure s'imposera à la fondation un système de charge auxquelles le sol devra résister à court et à long terme sans trop se déformer. [2] Le projet de fondation doit donc prendre en compte :

- La nature des charges statique ou dynamiques.
- L'intensité, la répartition et la direction des efforts.
- Les déformations (tassements des fondations).

b. La nature du sol

Le sol intervient par la constitution et la disposition de ses différentes couches, par les caractéristiques mécaniques de celles-ci et par son hydrologie. [2]

c. L'environnement du pieu

L'environnement du pieu conditionne également ce choix à la :

- Surface de travail au sol plus ou moins réduite
- Présence de nombreux pieux voisins déjà mis en place (le battage de pieux ou de tubes fermés en refoulant le sol peut entraîner la remontée de pieux voisins ou même les endommager).
- Proximité d'immeubles ou de construction divers (bruits des engins de battage, ébranlements dus à l'enfoncement pouvant provoquer des fissurations).
- Déformation entraînées par les compressions latéral provenant de forages en gros diamètre. [2]

A.3. L'essai de chargement latéral

A.3.1. Principe des essais

L'essai consiste :

- À appliquer sur un pieu fiché dans le sol un effort statique transversal H passant par l'axe du pieu (voir figure A.11) selon un programme de chargement et déchargement imposé (voir figure A.12). [12]
- à mesurer le déplacement transversal y (voir figure A.13) et la rotation y' correspondant en tête et éventuellement les rotations et les moments de flexion M induits dans le fût du pieu (voir figure A.14).[12]

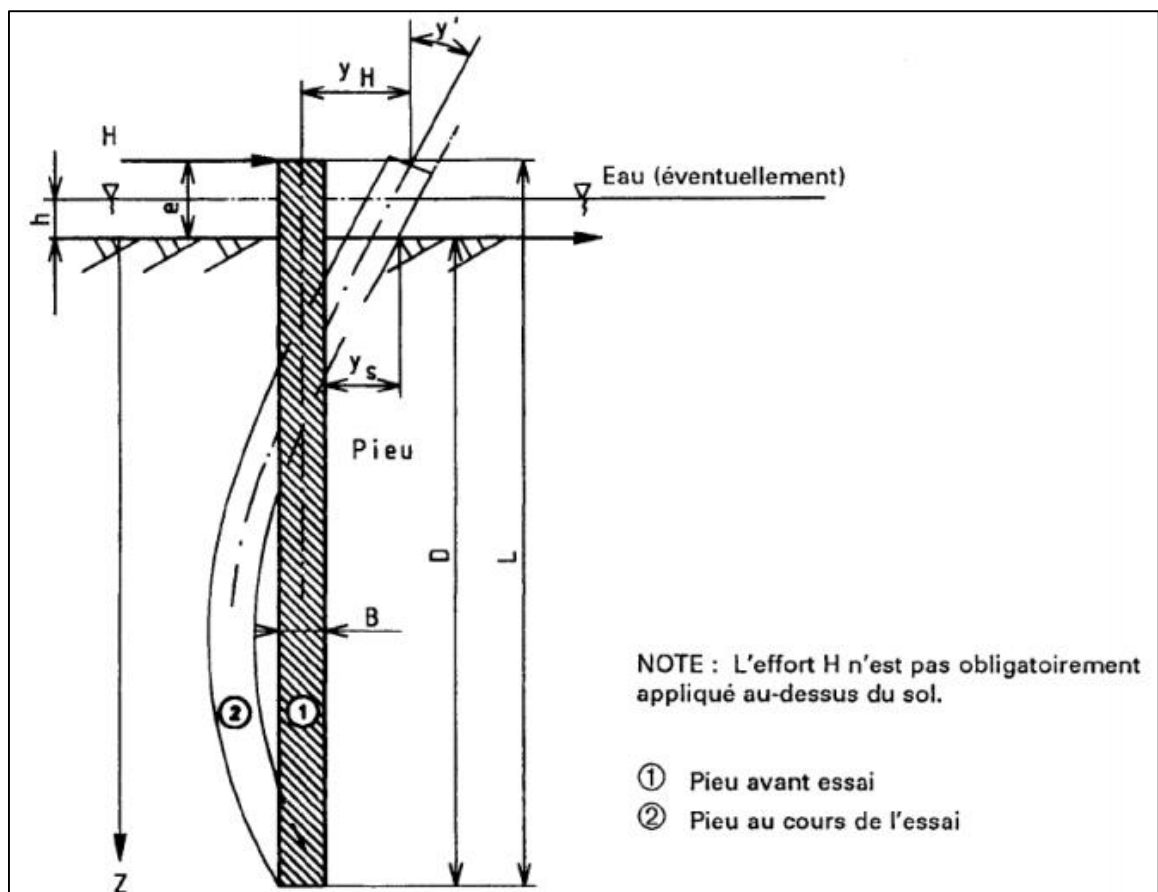


Figure A.11 : Principe de l'essai statique de pieu isolé sous effort transversal. [12]

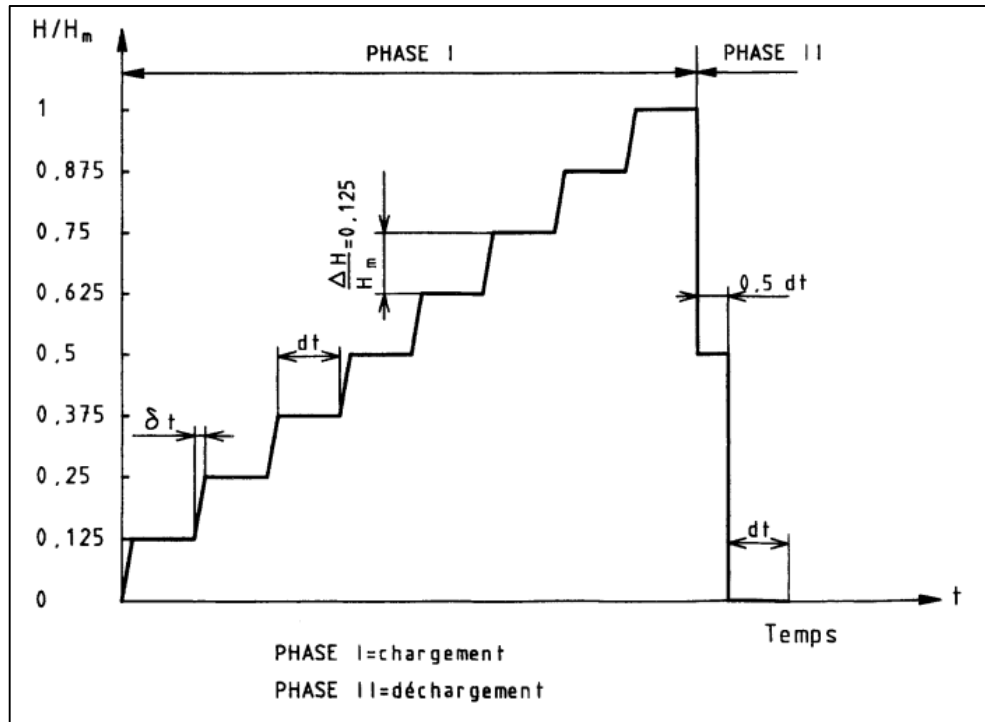


Figure A.12 : Programme de chargement-déchargement par palier. [12]

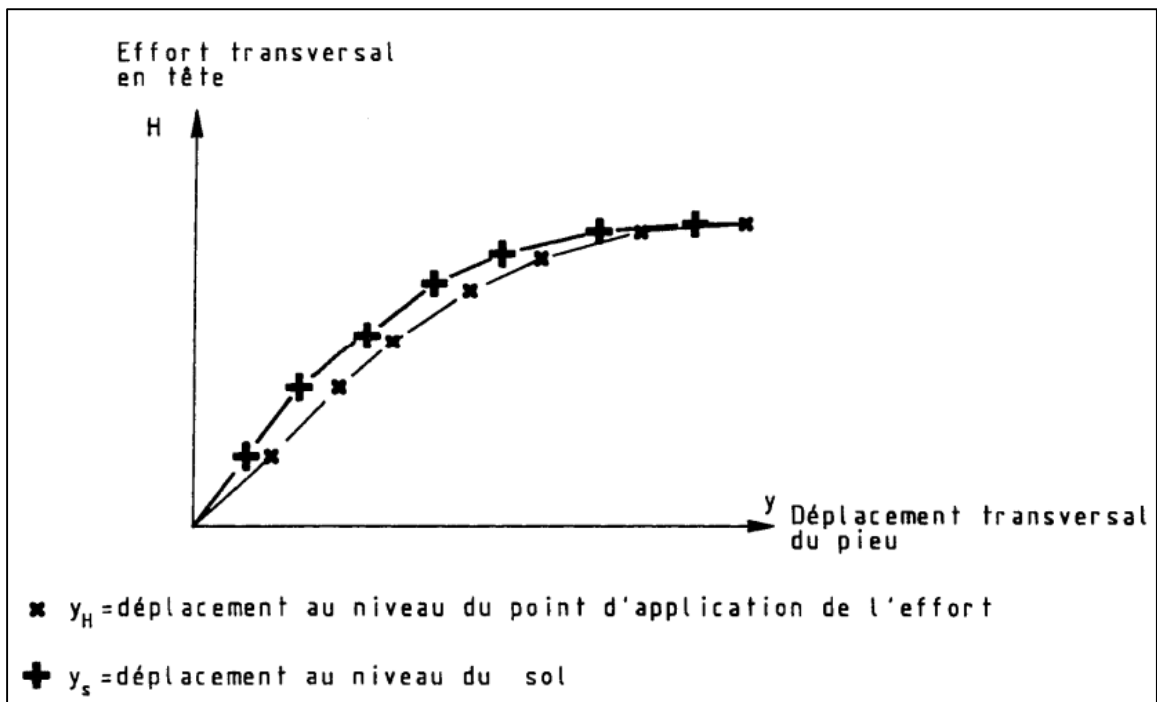


Figure A.13 : Courbe effort-déplacement transversal du pieu en tête. [12]

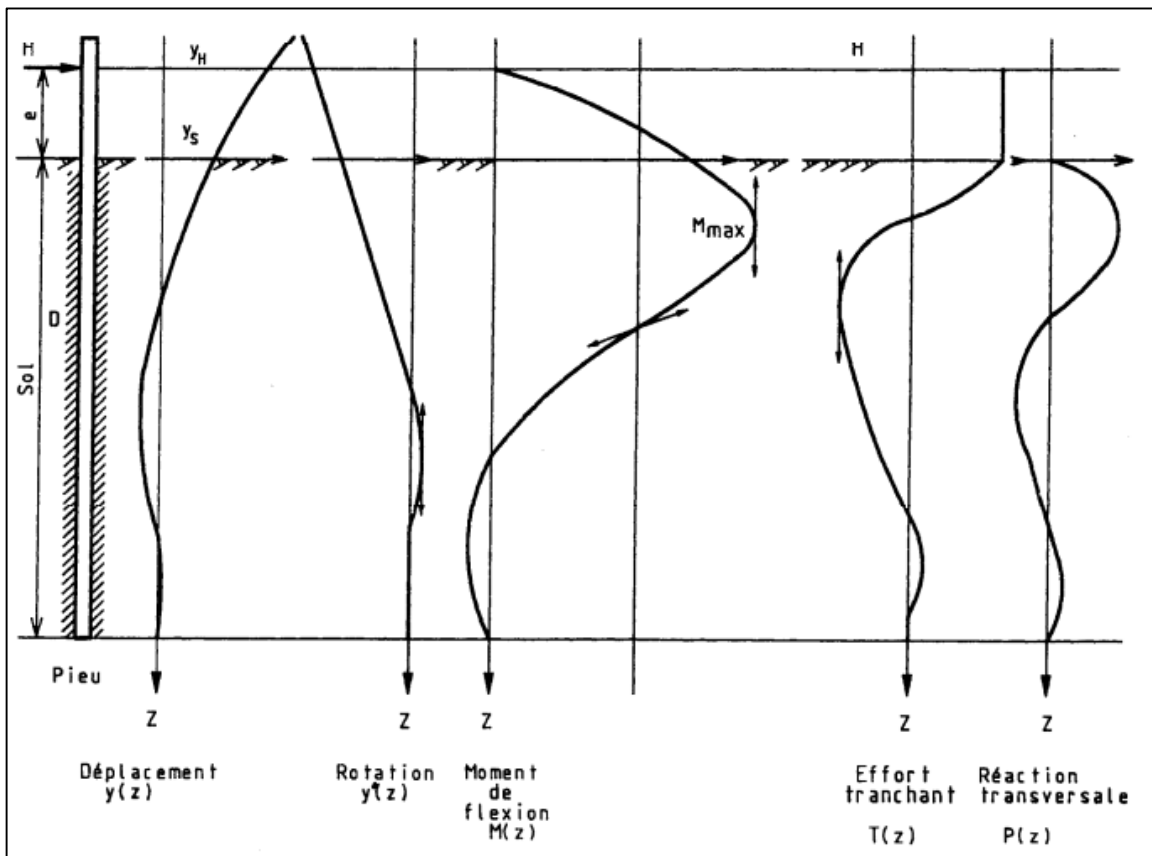


Figure A.14 : Pieu soumis à un effort transversal — Courbes types. [12]

- L'effort transversal est appliqué en tête du pieu par incréments DH (voir figure A.12). Chaque charge est maintenue constante pendant une durée dt . La durée dt du passage d'un palier au suivant est inférieure à une valeur fixée. [12]

Le déchargement se fait avec un seul palier maintenu pendant une durée $0,5 dt$.

A.3.2. Appareillage

La réalisation d'un essai nécessite l'ensemble du matériel suivant :

- Un système de réaction.
- Un dispositif d'application de l'effort transversal sur le pieu.
- Un dispositif de mesure et de repérage.

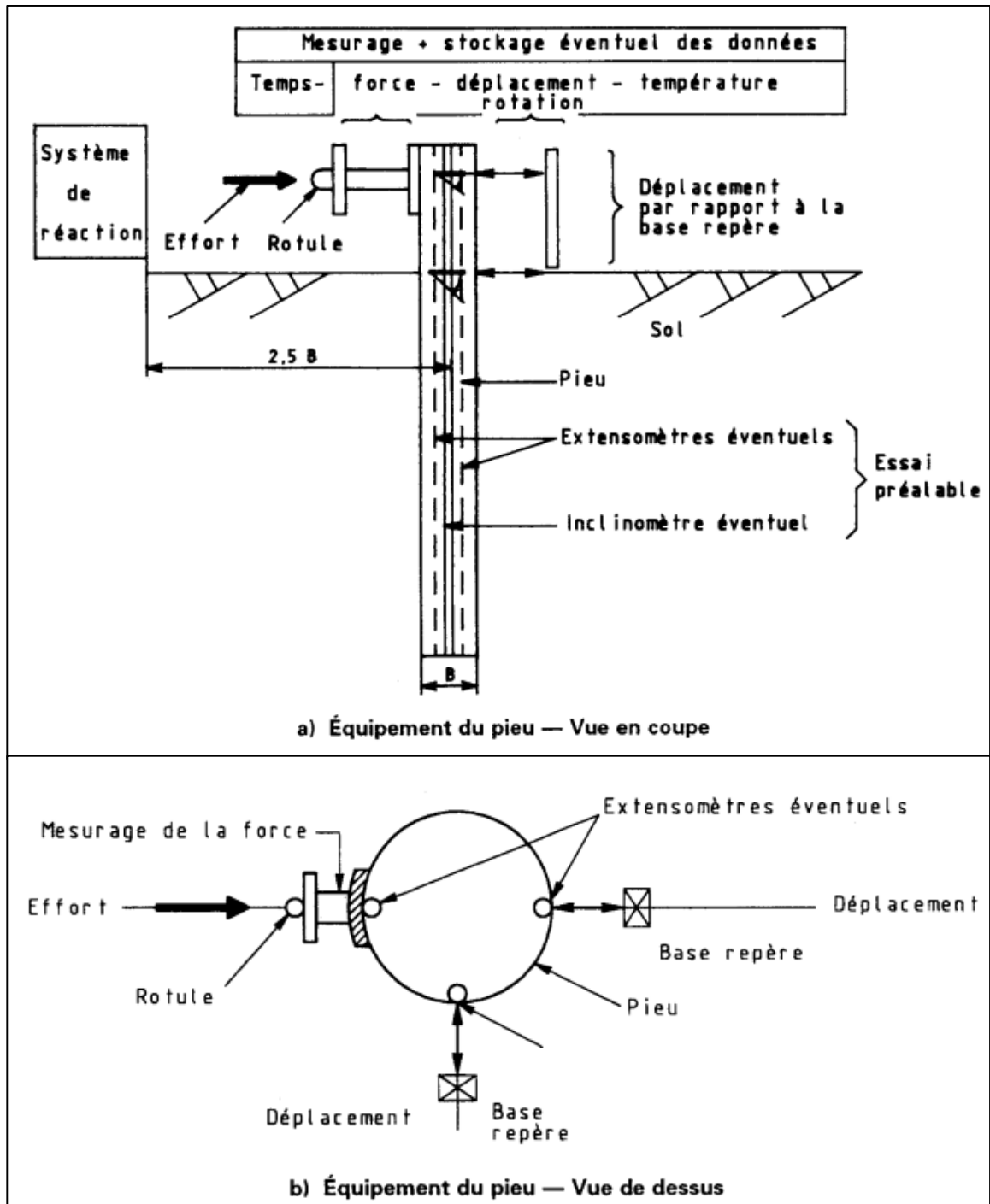


Figure A.15 : Appareillage de l'essai statique sous effort transversal — Principe. [12]

A.3.2.1. Le système de réaction

L'effort en tête est appliqué indifféremment en exerçant une force de poussée ou de traction mais en tenant compte de l'environnement, du site et de l'amplitude des forces.

Le dispositif de réaction doit être stable sous l'effort maximal et sans incidence sur l'essai. Si une force de poussée est exercée sur le pieu d'essai en s'appuyant sur un pieu voisin, celui-ci doit être placé à au moins 2,5 fois la largeur frontale B du pieu d'essai. [12]

A.3.2.2. Le système d'application de l'effort sur le pieu

Le matériel, équipé d'un dispositif de sécurité afin d'éviter tout chargement ou déchargement accidentel, permet : [12]

- D'appliquer, dans un plan vertical contenant l'axe du pieu, un effort transversal au moins égal à la charge maximale prévue H avec une course suffisante pour absorber les déplacements du pieu et du système de réaction,
- De maintenir constant l'effort transversal pendant toute la durée des paliers,
- D'atteindre un palier de chargement en une durée dt inférieure à 1 min,
- De connaître l'inclinaison de la direction de l'effort par rapport à l'horizontale.

A.3.2.3. Dispositif de mesurage

a. Temps

Le moyen de mesure doit permettre d'apprécier la seconde. [12]

b. Déplacement de la tête du pieu

Les déplacements sont mesurés par rapport à des repères éloignés d'au moins 2,5 m du bord du pieu Perpendiculairement à l'axe de l'effort) et du système de réaction.

La plage de mesure du déplacement dans la direction de l'effort appliqué doit être au moins 1,5 fois le déplacement maximal estimé y_H , au niveau du point d'application de l'effort.

Le déplacement dans le plan orthogonal à l'axe du pieu est mesuré selon la direction de l'effort et selon une direction perpendiculaire.

Les déplacements horizontaux du pieu sont également contrôlés au moyen d'un matériel topographique ou de tout autre dispositif. [12]

c. Rotation du pieu

- Sur la partie hors sol

La rotation est mesurée au moyen de clinomètres fixés sur le pieu ou incorporés au pieu (dans le cas de pieu en béton), de capteurs de déplacement d'espacement connu entre eux ou d'un ensemble du type niveau mire/miroir.

- Le long du fût

La mesure est faite au moyen d'une sonde Inclinométrie mobile par auscultation d'un tube solidaire du pieu, ou au moyen de clinomètres fixes ou incorporés au pieu.

- Effort horizontal

L'effort est mesuré au moyen d'un dispositif situé dans le plan contenant la direction de l'effort et l'axe du pieu. L'inclinaison de l'axe de l'effort est déterminée par rapport à un plan horizontal.

d. Déformations longitudinales du pieu

Lorsque de telles mesures ont lieu, les déformations sont déterminées, dans le plan axial du pieu contenant la direction de l'effort, au moyen de couples d'extensomètres ayant une distance d'entraxe connue, disposés symétriquement, par rapport au centre du pieu, et situés dans le même plan transversal. [12]

e. Température

La température extérieure est mesurée, sur le site et sous abri. [12]

f. Visualisation des grandeurs mesurées

Quel que soit le moyen de mémorisation des données, l'opérateur doit disposer d'une visualisation simultanée des grandeurs mesurées : temps, force, déplacement, température. [12]

g. Matérialisation d'un périmètre de sécurité

Un périmètre de sécurité est délimité avec interdiction d'accès sauf au personnel effectuant les mesures. [12]

h. Base de repérage

Des relevés topographiques sont effectués afin de contrôler les mouvements accidentels.

La base de repérage est rattachée à une base topographique de référence qui permet de connaître à chaque palier de chargement la position de la tête du pieu avec une incertitude inférieure ou égale à 1 mm. [12]

A.3.2.4. Incertitudes de mesurage

a. Déplacement mesuré au niveau du soi en site terrestre [12]

Incertitude inférieure ou égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 0,1 mm,
- 2/1 000 de la valeur lue.

b. Temps

Incertitude inférieure ou égale à 0,1 s. [12]

c. Inclinaison de la direction de l'effort par rapport à l'horizontale Incertitude inférieure ou égale à $5 \cdot 10^{-2}$ radian. [12]

d. Inclinaison de la sonde Inclinométrie par rapport à la verticale

Incertitude inférieure ou égale à $5 \cdot 10^{-2}$ radian. [12]

e. Effort transversal

Incertitude inférieure ou égale à la plus petite des deux valeurs suivantes : [12]

- 5 % de la valeur mesurée,
- 1 % de l'effort maximal.

f. Déplacement contrôlé par un appareil topographique

Incertitude inférieure ou égale à 1 mm. [12]

g. Inclinaison des clinomètres par rapport à l'horizontale Incertitude inférieure ou égale à $5 \cdot 10^{-2}$ radian. [12]

h. Température

Incertitude inférieure ou égale à 1 °C. [12]

A.3.3. Mode opératoire

A.3.3.1. Préparation de l'essai

Avant de réaliser un essai, il faut rassembler les informations sur le site et sur l'ouvrage, connaître le but de l'essai ainsi que les caractéristiques du pieu, afin de définir le système de réaction, le dispositif de chargement et de mesurage, le programme de chargement. [12]

a. Données à recueillir sur l'ouvrage et sur le site

- Plan masse.
- Rapport complexe des études de sol déjà réalisées avec toutes les annexes contenant le plan d'implantation des sondages, les résultats des sondages et des essais géotechniques.
- Hypothèses prises en compte pour dimensionner le pieu coupe géotechnique. Caractéristiques mécaniques du sol, régime hydraulique, efforts à reprendre.

- Position du repère topographique avec ses coordonnées. [12]

b. Données sur le pieu soumis à essai

- Date de mise en place.
- Géométrie : longueur, aire de la section droite du pieu, aire de la section droite des armatures.
- Implantation, inclinaison par rapport à la verticale dans deux directions perpendiculaires, sens d'application de l'effort en tête.
- Nature :
 - Métal (module d'élasticité, section d'acier, type de profilé).
 - Béton composition, date du bétonnage, résistance à l'écrasement des éprouvettes dont la date, la position, le mode de prélèvement doivent être précisés, nature des aciers, plan de ferrailage).
- Type de pieu et mode de mise en œuvre.
- Emplacement et caractéristiques (géométrie, module d'élasticité des tubes nécessaires au passage de la sonde Inclinométrie mobile et/ou pour l'utilisation éventuelle d'extensomètres, éventuellement).
- Estimation du comportement du pieu sous l'effet d'un effort transversal appliqué en tête à partir d'une méthode de calcul utilisant le module de réaction : courbe effort-déplacement en tête ; courbe déplacement en tête - moment maximal dans le pieu.
- Moment maximal M_G compatible avec un comportement élastique des matériaux constitutifs du pieu. [12]

c. Détermination de l'effort maximal transversal H_u

- Essai préalable

L'effort H auquel il est prévu de soumettre le pieu d'essai est soit imposé contractuellement, soit déterminé de telle sorte qu'à la fois. [12]

- Le moment maximal dans le pieu reste inférieur ou égal à $0,8 M_G$
- Le déplacement au niveau du sol soit inférieur ou égal à $0,1 B$.

- Essai de control

L'effort H_u est déterminé sans dépasser l'une des deux limites suivantes : [12]

- Le déplacement maximal y égal à la valeur fixée, contractuellement : $y_s = 1,5 y_a$
- Le moment maximal induit dans le pieu égal à $0,8 M_g$.

A.3.3.2. Préparation du pieu

a. Instrumentation

- Pour un essai d'e contrôle

Seule la partie hors sol est instrumentée.

Mettre en place les appareils destinés à la mesure du déplacement et de la rotation au niveau du point d'application de l'effort et au niveau du sol. [12]

Dans le cas d'un pieu en béton, les clinomètres sont soit noyés dans le béton, soit scellés au niveau du point d'application de l'effort et au niveau du sol. [12]

- Pour un essai préalable

Mettre en place :

- Les appareils destinés à la mesure du déplacement et de la rotation au niveau du point d'application de l'effort et au niveau du sol.

La partie du pieu hors du sol doit être de hauteur aussi limitée que possible.

- Les appareils destinés à la mesure de la rotation du fût :
 - Dans le cas d'un pieu en béton, le tube Inclinométrie est solidarisé, avant le bétonnage, avec la cage d'armatures.
 - Dans le cas d'un pieu en métal, le tube Inclinométrie est solidarisé au pieu avec un espacement des points de fixation inférieur ou égal à 0,5 m.
- Les extensomètres éventuels. Un schéma d'instrumentation d'un pieu est donné en figure A.15. [12]

b. Renforcement de la section transversale du pieu au niveau du point d'application de l'effort

À effectuer, si nécessaire, afin de limiter la déformation transversale du pieu. [12]

A.3.3.3. Processus de déroulement de l'essai

Le délai entre l'exécution du pieu et l'essai de chargement, doit permettre d'obtenir une résistance suffisante des matériaux constitutifs du pieu et la dissipation des phénomènes transitoires affectant le sol encaissant pendant la phase de mise en place du pieu.

Ce délai peut varier de quelques jours à 4 semaines. [12]

a. Vérifications et mesures initiales

Vérifier le bon fonctionnement du matériel et effectuer la lecture « zéro » des appareils de mesure effort-déplacement-rotation avant le démarrage de l'essai. [12]

b. Programme de chargement-déchargement

- Essai préalable

Le chargement du pieu d'essai s'effectue par paliers d'incrémentes égaux à 0,125 Hu maintenus 30 min jusqu'à atteindre l'effort maximal Hm.

Le déchargement comporte 1 seul palier à 0,5 Hm maintenu 15 min.

L'essai est arrêté dès que l'une des limites est atteinte : le déplacement au niveau du sol est de 0,1 B ou le moment maximal est de 0.8 M_G.

- Essai de contrôle

L'effort transversal maximal Hu ayant été fixé contractuellement, le chargement se fait par paliers égaux à 0,125 Hu et maintenus constants pendant 30 min.

Comme cet essai s'effectue sur un pieu de l'ouvrage, l'effort appliqué ne doit produire ni un moment supérieur à 0,8 MG ni un déplacement y supérieur à 1,5 fois le déplacement admissible (fixé contractuellement) pour l'ouvrage. L'essai est arrêté lorsqu'une des deux conditions n'est plus vérifiée.

Le déchargement ne comporte qu'un seul palier à 0,5H maintenu pendant 15 min. [12]

c. Mesures

Le début d'un palier correspond au moment où l'effort prévu est atteint.

À chaque palier, les mesures de force, de déplacement et de rotation de la partie hors sol du pieu sont notées au moins aux temps $t = 5, 10$ et 30 min.

Les mesures à l'aide de la sonde Inclinométrie mobile sont effectuées sur toute la longueur du tube d'auscultation au moins au temps $t = 30$ min. L'espacement des niveaux de mesure de la rotation du pieu par rapport à la verticale doit être inférieur ou égal à 0,5 m pour la partie du pieu située dans le sol et inférieur à 1 m pour la partie du pieu hors sol.

Les mesures des extensomètres éventuels sont faites au moins au temps $t - 30$ min.

La durée de lecture de l'inclinomètre et/ou des extensomètres ne doit pas excéder 5 min et chaque mesure doit être terminée au temps $t - 30$ min.

Lors du déchargement les mesures sont effectuées au bout de 15 min, elles sont renouvelées 30 min après le déchargement complet.

La température est notée au début de chaque palier. [12]

A.3.4. Expression des résultats

Les mesures effectuées au cours de l'essai sont utilisées pour : [12]

- Connaître le déplacement du pieu y au niveau du sol.
- Déterminer la rotation du pieu en tête pour l'essai de contrôle et jusqu'à sa base pour l'essai préalable.
- Calculer le moment de flexion dans le pieu à partir d'une régression polynomiale ou toute méthode numérique adaptée utilisant les valeurs de rotation du pieu mesurées et les rigidités déduites des données.
- Évaluer le moment maximal de flexion en fonction de l'effort transversal appliqué.

Partie B : Capacité portante horizontale des pieux

B.1. Portance horizontale des pieux

Dans le passé, les charges horizontales dues à l'action du vent ou d'un séisme sur les structures étaient reprises par des pieux inclinés alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux. L'apparition de nouveaux besoins, comme par exemple, la stabilité des plateformes marines (offshore), structures soumises à des charges horizontales de houle considérables, a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation horizontale dans le dimensionnement de tous les pieux. C'est ainsi que des méthodes de calcul à l'état limite ultime ont fait leur apparition, suivies par les méthodes de calcul en déplacement, permettant ainsi d'évaluer la réponse de la fondation sous une force latérale (horizontale). Ces dernières méthodes sont basées sur la théorie du module de réaction de Winkler. [1]

B.2. Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral

Un pieu soumis à un chargement latéral en tête, résiste à ces charges soit en subissant un déplacement d'ensemble sans se déformer, soit en fléchissant, ce qui entraîne dans le sol des réactions qui vont équilibrer ce chargement (voir figure B.1). Dans le premier cas, le pieu est dit rigide, alors que dans le cas contraire, le plus fréquent, il est dit souple. Ainsi, le comportement d'un pieu sous chargement latéral passe par le développement d'une famille de courbe (P-y), définissant la réaction du sol (P) en fonction de la déflexion latérale du pieu (y) (Figure B.2). [1] On définit le module de réaction du sol par la pente :

$$E_s = P / y \quad (B.1)$$

Où : p = force répartie sur le pieu (kN/m) ; y = déplacement du pieu (m). Le module de réaction du sol est donné par (Frank, 1984) :

$$E_s = K B \quad (B.2)$$

Où : k = coefficient de réaction (Kpa/m) donné par $k = P/y$.

Avec $p = P/B$ (Kpa) ; B = largeur frontale ou diamètre du pieu.

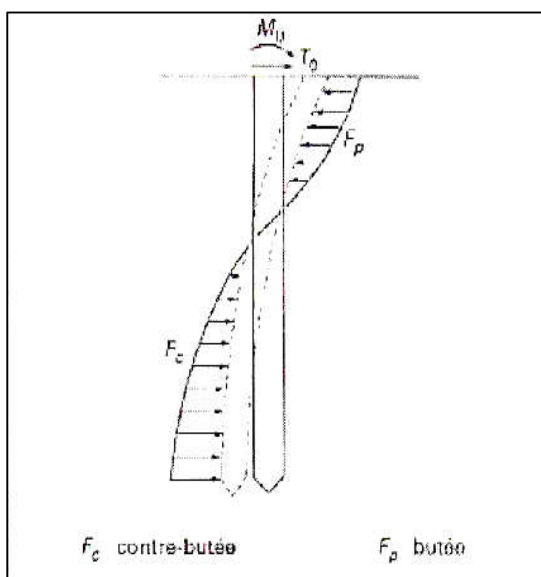


Figure B.1: Pression et réaction du sol.

(Tiré de Frank 1995) [1]

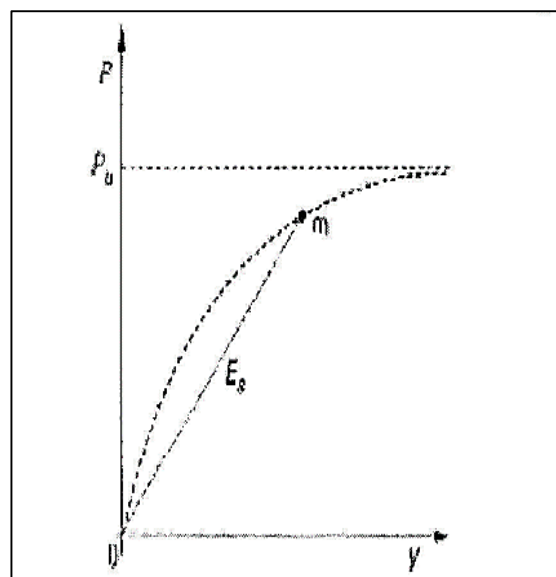


Figure B.2 : Courbe de réaction du sol.

(Tiré de Frank 1995) [1]

-Valeurs proposées pour le module de réaction du sol :

Le module de réaction du sol est supposé constant dans le cas des sols cohérents et croit linéairement avec la profondeur dans les sols pulvérulents. Les principales expressions du module de réaction du sol (ou coefficient de réaction du sol) souvent rencontrées dans la littérature sont présentées dans le tableau B.1 [1] :

Tableau B.1 :
Expressions proposées pour le module de réaction du sol (ou coefficient de réaction du sol). [1]

Sol pulvérulent	Sol cohérent	Commentaire	Source
$k = n_v \frac{z}{B}$ valeurs de k (voir tableau 4.7)	$E_s = 67 c_u$ c_u = résistance cisaillement non drainée	déconseillé pour le calcul des déplacements.	Terzaghi (1955)
	$E_s = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt{\frac{EB^3}{E_{psv} I_{psv}}}$ E = module de Young; ν = coefficient de Poisson	Valable pour $\beta_B L > 2.25$ où L = longueur de la fiche de pieu ; $\beta_B = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4E_{psv} I_{psv}}}$	Vesic (1961)
Même expression que celle de Terzaghi (1955)	$E_s = \frac{1}{m(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{B}{L}}$ m = coefficient adimensionnel en fonction de l'élanement du pieu $L/B^{(*)}$	Valable pour $\beta_B L < 2.25$ où L = longueur de la fiche de pieu; pour $\beta_B L > 2.25$ l'expression de Vesic reste valable.	Broms (1964a, 1964b)
$k = \frac{3E_m}{\left[\frac{2B_0}{3} \left(\frac{2.65B}{B_0} \right)^\alpha \right] + \frac{\alpha B}{2}} \quad (B \geq B_0 = 0.6 \text{ m})$ $k = \frac{18E_m}{B [4(2.65)^\alpha + 3\alpha]} \quad (B < B_0 = 0.6 \text{ m})$		Semi empirique. α = coeff. rhéologique dépendant de la nature du sol.	Ménard <i>et al.</i> (1969)
	$E_s = 1.8 E_{50}$ (Courbe $P-y$)	Expérience. Valable pour la profondeur $z \geq z_{critique}$; E_{50} = module mesuré à l'essai triaxial à 50 % de niveau de chargement. (***)	Matlock (1970)

Notes : les valeurs de m sont données dans le tableau B.2

Tableau B.2 :
Valeurs du coefficient adimensionnel m (D'après Broms, 1964a). [1]

Élanement du pieu L / B	1	1.5	2	3	5	10	100
m	0.95	0.94	0.92	0.88	0.82	0.71	0.37

Les expressions de Terzaghi (1955), de Vesic (1961) et de Ménard et al (1969) sont valables pour des poutres horizontales chargées verticalement. Mais le fait de considérer le pieu comme une poutre horizontale a pour effet de négliger les contraintes exercées par le sol à l'arrière du pieu. Ces contraintes s'opposent au chargement horizontal, ce qui résulte en une augmentation du déplacement du pieu. [1]

B.3. Pieu isolé sous charges latéral

a. Méthodes à la rupture

La particularité de ces méthodes est la pression ultime, valeur limite de la réaction aux grands déplacements. La plus ancienne méthode a été développée par Blum (1932) pour les sols pulvérulents, cette méthode considère la rupture du sol à partir du coin vers la surface (Figure B.3). Brinch-Hansen (1961) juge que la rupture se produit non seulement à partir du coin mais qu'elle est aussi profonde et se localise autour de pieu (Figure B.3). La méthode de Broms (1964a-b) est basée sur le même mécanisme de rupture que Brinch-Hansen sauf qu'elle s'appuie sur des hypothèses simplificatrices quant à la répartition de la pression ultime le long de pieu. [1]

b. Confrontations des méthodes à la rupture

Comme on peut le constater, il existe plusieurs méthodes pour le calcul de la force horizontale (section 1.3.3.1). Pour un calcul préliminaire, la méthode de Broms (voir tableau B.3), est la plus utilisée. Cette méthode a l'avantage d'offrir une solution rapide sous forme d'abaques tout en tenant compte des conditions limites et de la rigidité de pieu. [1]

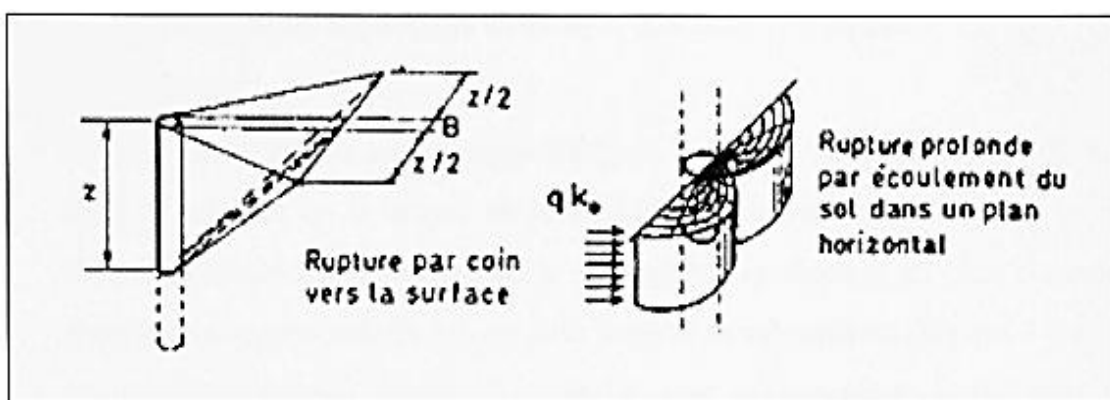


Figure B.3 : Mécanismes de rupture selon Blum et Brinch- Hansen.
(Tiré de Bague linet Gézéquel, 1972). [1]

Tableau B.3 :
Comparaison des méthodes à la rupture. [1]

Méthode	Avantage	Inconvénient
Blum (1932)		<ul style="list-style-type: none"> • sol pulvérulent • rupture par coin • uniquement pour pieu rigide
B-Hansen (1961)	<ul style="list-style-type: none"> • applicable pour les sols avec $(c-\phi)$ • applicable pour plusieurs couches 	<ul style="list-style-type: none"> • uniquement pour pieu rigide • point de rotation difficile à localiser
Broms (1964 a-b)	<ul style="list-style-type: none"> • applicable pour pieu rigide et pieu souple • analyse pour sol purement cohérent et sol purement pulvérulent analyse aux conditions limites (libre en tête, tête fixe) 	<ul style="list-style-type: none"> • n'est pas applicable pour les sols avec $(c-\phi)$ • applicable pour une seule couche de sol

B.3.1. Méthode de Brinch Hansen (1961) (méthodes théoriques)

Dans cette méthode les paramètres inconnus sont la profondeur du centre de rotation et la valeur ultime de l'effort H , qui se déterminent à partir des deux conditions d'équilibre (forces horizontales et équation des moments). [5]

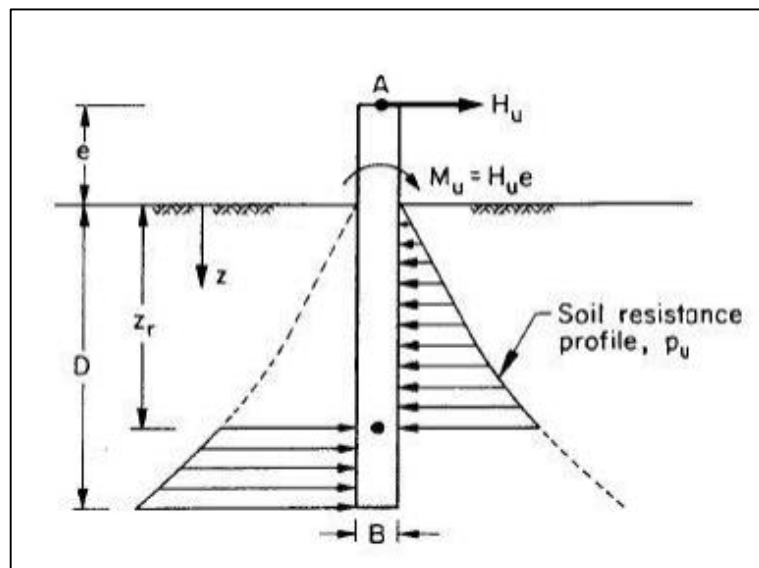


Figure B.4 : Modèle de calcul de Brinch Hansen. [5] [6]

Zr est choisi de manière que les deux surfaces de pression donnent le même moment par rapport au niveau d'application de l'effort Hu. Cet effort ultime se détermine par la différence entre les deux surfaces de pressions. [6]

$$Hu = \int_0^{Zr} pu(z) dz - \int_{Zr}^D pu(z) dz \quad (B.3)$$

$$Hu^*e = \int_0^{Zr} pu(z) z dz + \int_{Zr}^D pu(z) z dz \quad (B.4)$$

Lorsque le terrain présente à la fois de la cohésion et du frottement, l'auteur suggère la formule suivante :

$$Pu(z) = \gamma' z B kq(z) + c' B kc(z) \quad (B.5)$$

Avec :

$Pu(z)$: la réaction ultime pour une profondeur z.

γ' : Poids spécifique effectif d'un sol pulvérulent (déjaugé).

c' : Cohésion effective d'un sol cohérent.

B : Diamètre du pieu.

$Kq(z)$ et $kc(z)$: Coefficient de la résistance latérale qui dépendent de la profondeur relative z/B et de l'angle de frottement interne φ . [6]

$$K_q = \frac{K_q^0 + K_q^\infty a_q \frac{z}{B}}{1 + a_q \frac{z}{B}} \quad (B.6)$$

$$K_c = \frac{K_c^0 + K_c^\infty a_c \frac{z}{B}}{1 + a_c \frac{z}{B}} \quad (B.7)$$

Avec :

$$a_q = \frac{K_q^0 K_0 \sin \varphi}{(K_q^\infty - K_q^0) \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (B.8)$$

$$a_c = \frac{K_c^0}{K_c^\infty - K_c^0} 2 \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (B.9)$$

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos

$$K_0 = 1 - \sin\phi \quad (B.10)$$

K_q^0 : Coefficient de pression passive dû au poids du sol en surface ;

K_c^0 : Coefficient de pression passive dû à la cohésion du sol en surface ;

K_q^∞, K_c^∞ : Ce sont les mêmes coefficients que K_q^0 et K_c^0 mais à grande profondeur (B.11)

$$K_q^0 = e (1 - 2\pi + \phi) \tan\phi \cos\phi \tan(\pi/4 + \phi/2) - e \quad (B.12)$$

$$- (1 - 2\pi - \phi) \tan\phi \cos\phi \tan(\pi/4 - \phi/2)$$

$$K_c^0 = [e (1 - 2\pi + \phi) \tan\phi \cos\phi \tan(\pi/4 + \phi/2) - 1] \cot\phi$$

$$K_q^\infty = K_c^\infty K_0 \tan\phi \quad (B.13)$$

N_c : Facteur de la capacité portante ;

$$N_c = [e \pi \tan\phi \tan^2(\pi/4 + \phi/2) - 1] \cot\phi \quad (B.14)$$

$$K_c^\infty = N_c d^\infty c \quad (B.15)$$

d^∞ : Coefficient de profondeur à grande profondeur.

$$d^\infty c = 1.58 + 4.09 \tan^4\phi \quad (B.16)$$

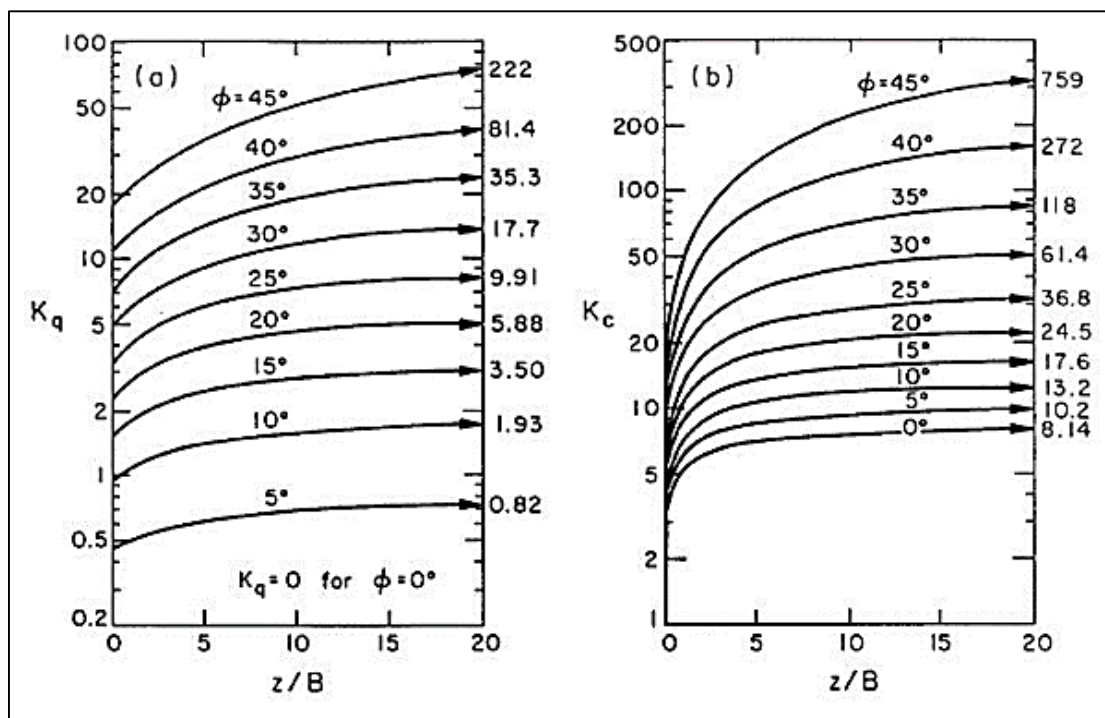


Figure B.5 : Coefficient de la résistance latéral k_q et k_c . [6]

La différence entre la résistance en surface et la résistance à grande profondeur est schématisée sur la figure B.6. [6]

Pour le cas d'une argile saturée (comportement non drainé) on a $\varphi = 0^\circ$, $k_q = 0$, $C = C_u$ et la réaction ultime du sol sera comme suit :

$$P_u = C_u k_c \quad (B.17)$$

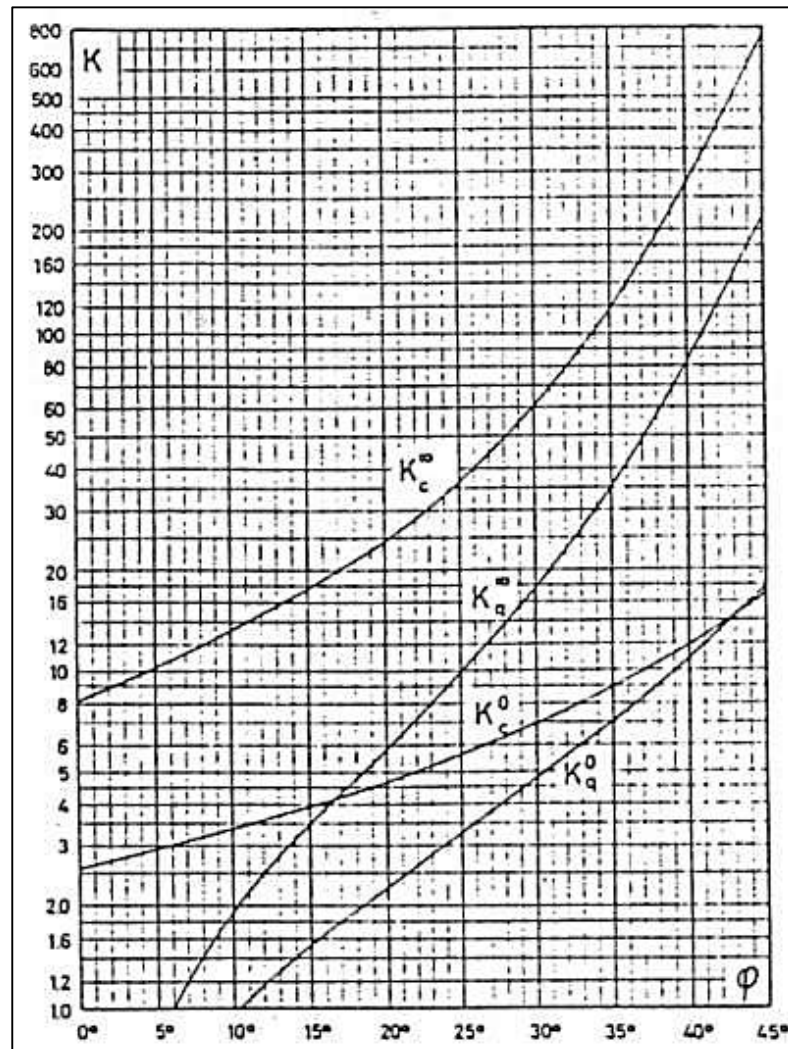


Figure B.6 : Coefficient de résistance latéral à la surface du sol (0) et à grande profondeur (∞) selon Brinch Hansen (1961). [6]

B.3.2. Méthode de Reese (1974)

Dans le modèle de Reese (cas des argiles), et comme le montre la figure B.7. Le sol se comporte comme dans un état de rupture superficielle ou bien rupture profonde. En additionnant les différentes forces dans le sens horizontal, la résistance du sol peut être calculée, si la rupture du sol se produit avec un angle $\Omega = 45^\circ$ (figure B.7.a) et sans les forces de cisaillement entre le pieu et le sol. [5] La réaction ultime du sol (P_u) sera :

$$P_u = 2 B C_u \quad (B.18)$$

Pour le mécanisme de rupture profonde ($D > 3B$) illustré à la figure B.7.b, la réaction ultime du sol se présente comme suit :

$$P_u = N_p C_u = 12 B C_u \quad (B.19)$$

Avec :

N_p : Facteur de portance latéral.

Le profil du N_p est représenté sur la figure B.8.

Remarque : Entre la surface et la profondeur $3B$, le facteur N_p est obtenu par interpolation linéaire. [5]

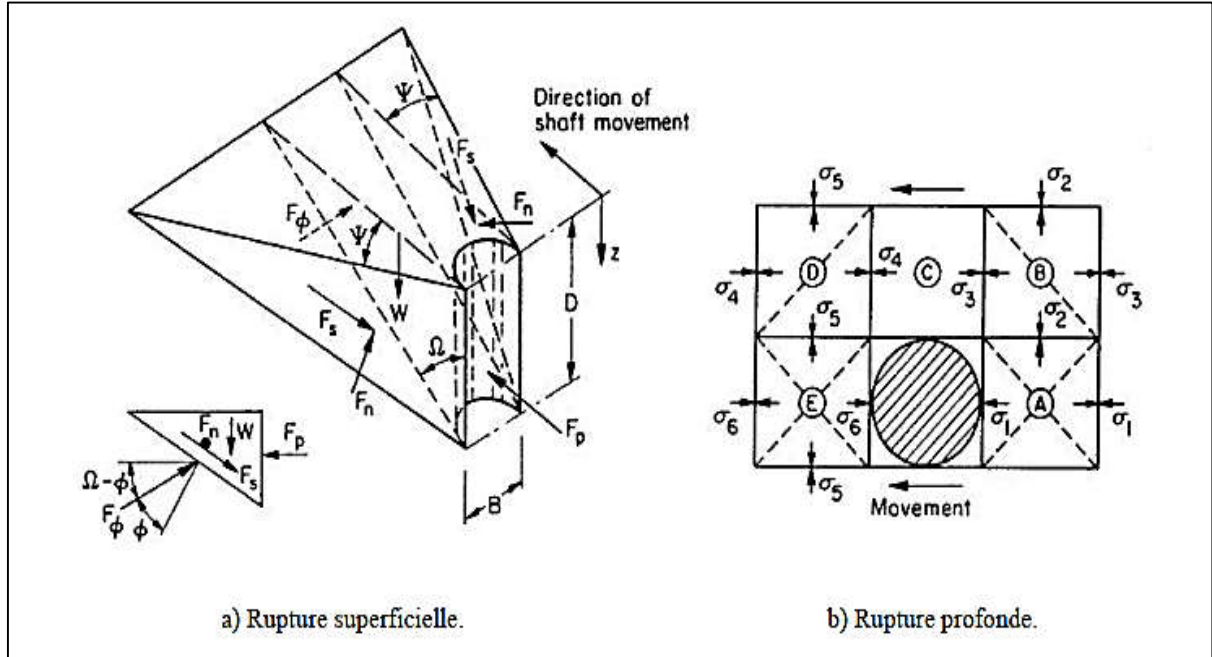


Figure B.7 : Mécanisme de rupture dans le modèle de Reese. [5]

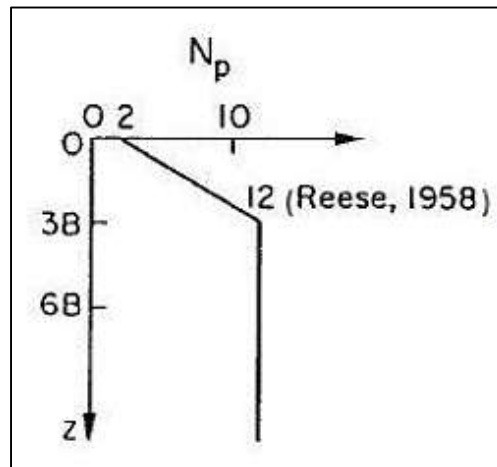


Figure B.8 : Facteur de portance latéral recommandé par Reese (1958). [5]

Pour le cas des sables (sol pulvérulent), Reese et al (1974) ont développé un modèle de distribution des réactions autour du pieu, basé sur le même modèle de la figure B.07 (sol cohérent) [5]. Pour une rupture superficielle, la réaction ultime du sol est

$$P_u = \gamma'z [k_0 z (\tan\phi' \sin\Omega) / (\tan(\Omega - \phi') \cos\Psi) + \tan\Omega (B + z \tan\Omega \tan\Psi) / \tan(\Omega - \phi') + k_0 z \tan\Omega (\tan\phi' \sin\Omega \tan\Psi) - k_a B] \quad (\text{B.20})$$

Avec :

k_0 : Coefficient de pression des terres

k_a : Coefficient de pression horizontale active des terres $[\tan^2(45^\circ - \phi'/2)]$

$$\Omega = 45^\circ + \phi'/2 \quad (\text{B.21})$$

Ψ : Angle varié de $\phi'/2$ à $\phi'/3$ pour un sable lâche et ϕ' pour un sable dense ;

Pour une rupture profonde, la réaction ultime du sol est

$$P_u = [k_a \gamma'z (\tan 8\Omega - 1) + k_0 \gamma'z \tan 4\Omega \tan\phi'] B \quad (\text{B.22})$$

Et dont tous les paramètres sont définis auparavant.

B.3.3. Méthode de Broms (méthode semi-empirique)

La méthode de Broms est basée sur la théorie classique où le sol est entièrement à l'état de rupture. Broms a posé des hypothèses simplificatrices pour développer sa méthode. [1]

Parmi celles-ci on peut citer :

- La pression ultime du sol est supposée égale à zéro à $1.5B$ de la surface du sol (B étant le diamètre ou la largeur de pieu). Cette hypothèse est justifiée par la faible résistance du sol en surface quand le pieu fléchit. En dessous de cette distance, la pression est supposée égale à $9c$ B dans le cas d'un sol cohérent (Figures B.9 et A.10). [1]

- La contrainte passive du sol en arrière du pieu est considérée négligeable et la pression ultime en avant du pieu est égale au produit de 3 fois la contrainte passive horizontale par le diamètre du pieu (ou la largeur) dans le cas d'un sol pulvérulent (Figures B.11 et B.12).

[1]

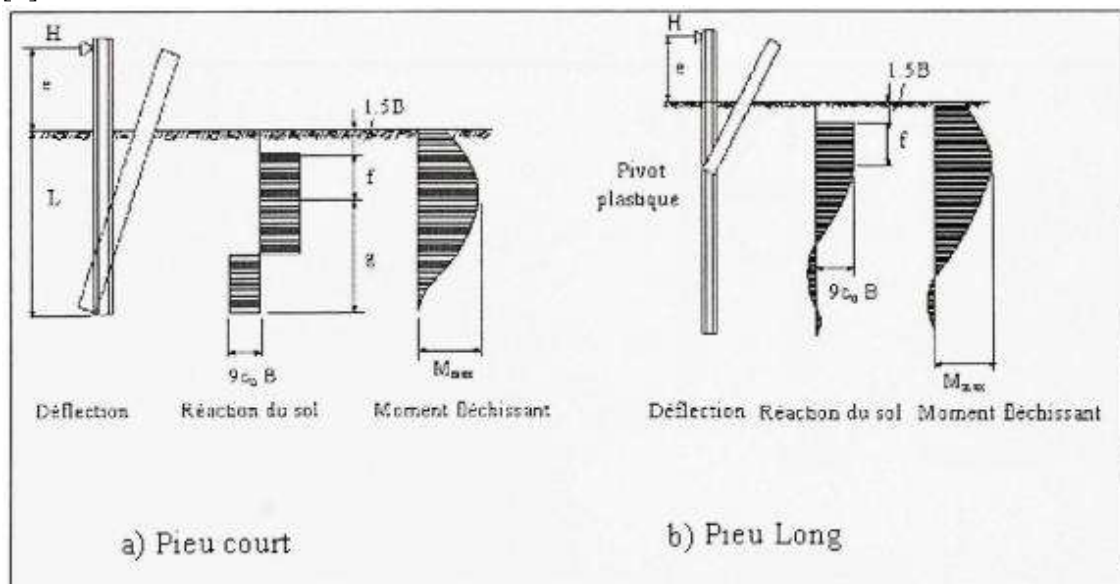


Figure B.9 : Mécanismes de rupture pour un pieu libre en tête sous charge latéral dans un sol cohérent (Adapté de Broms, 1964a). [1]

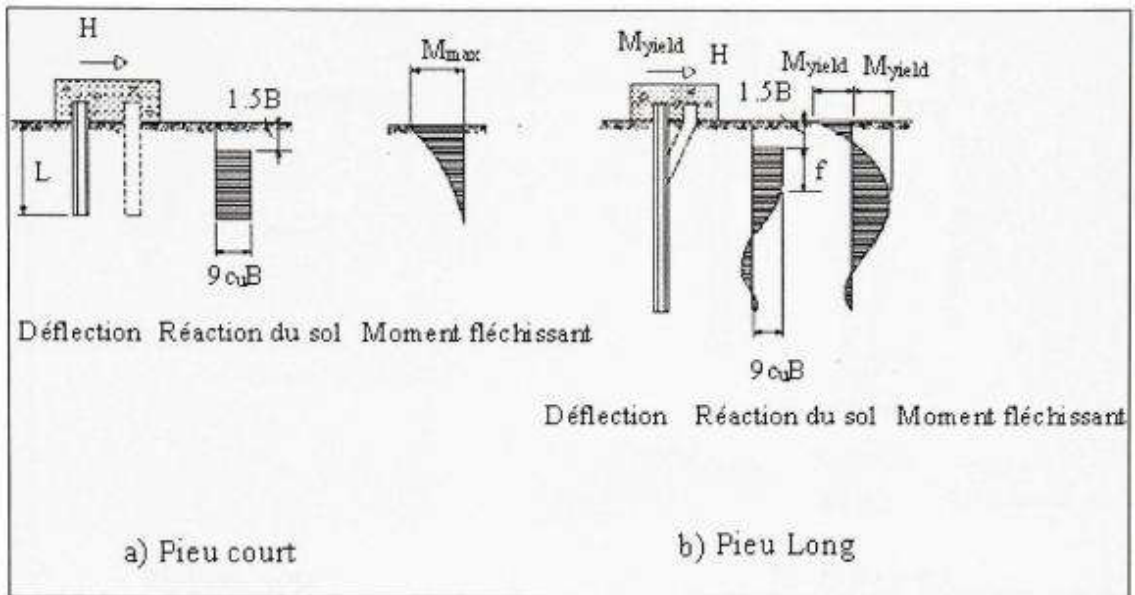


Figure B. 10 : Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latéral dans un sol cohérent (Adapté de Broms, 1964a). [1]

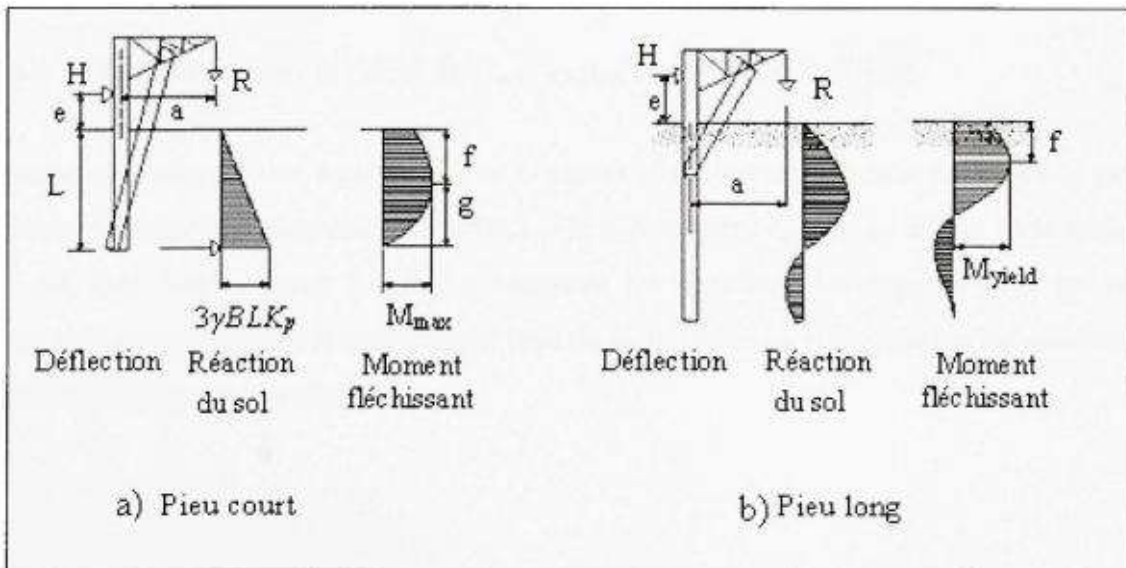


Figure B. 11 : Mécanismes de ruptures pour un pieu libre en tête sous charge latéral dans un sol pulvérulent (Adapté de Broms, 1964b). [1]

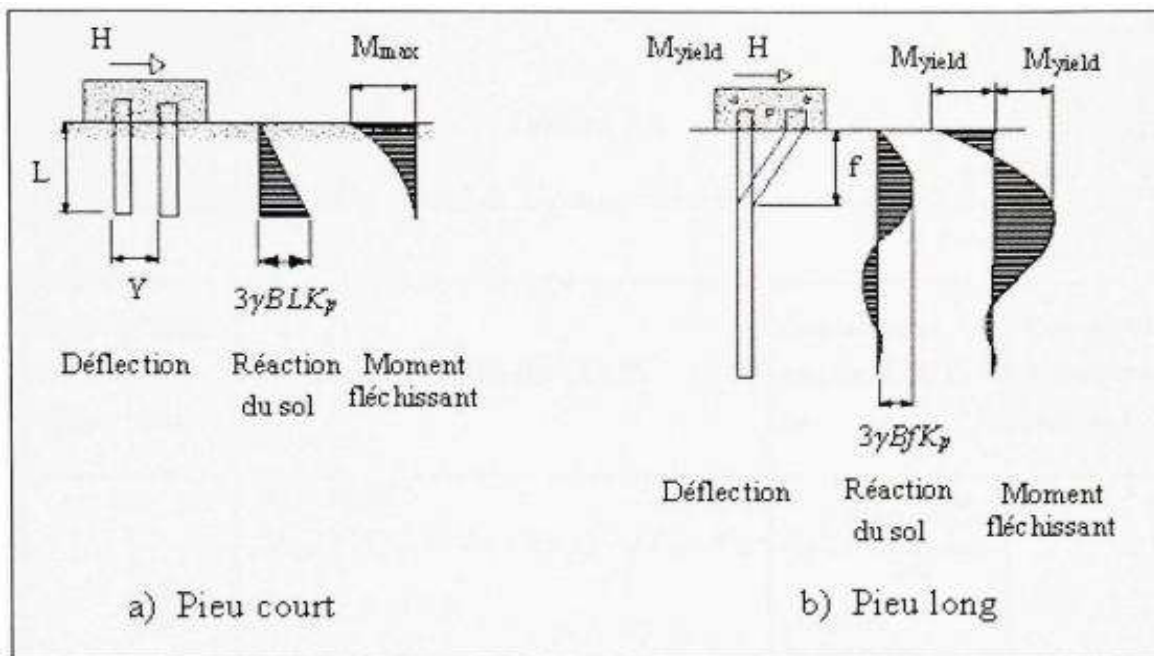


Figure B.12 : Mécanismes de ruptures pour un pieu fixe en tête sous charge latéral dans un sol pulvérulent (Adapté de Broms, 1964b). [1]

-Équations pour le calcul de H_u et y_0 par la méthode de Broms

Broms a développé des équations et a construit des abaques à l'aide de celles-ci pour calculer la capacité horizontale ultime (H_u) et le déplacement en tête, au niveau de la surface du sol, (y_0). Les tableaux B.4 et B.5 résument les équations développées pour les sols cohérents et pulvérulents et pour chaque type de pieu (rigide ou souple) selon les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre). [1]

a. Sol Cohérent

Tableau B.4 :
Équations pour le calcul de H_u et y_0 selon Broms - sols cohérent. [1]

Type de pieu	Type de tête	Capacité horizontale (ÉLUL) H_u	Déplacement en tête (ÉLUT) y_0	Conditions d'application pour y_0
Sol cohérent	Court	Libre $H_u = 9c_u Bf$ $M_{\max} = H_u(e + 1.5B + 0.5f) = 2.25c_u B^2 g$ $g = L - f - 1.5B$ Solution donne H_u ; (B = diamètre ou largeur de pieu)	$y_0 = \frac{4H(1 + \frac{1.5e}{L})}{kBL}$ (H =force horizontale spécifiée à ÉLUT)	$\beta_B L < 1.5$
		Fixe $H_u = 9c_u B(L - 1.5B)$ ($M_{\max} = H_u(0.5L + 0.75B)$)	$y_0 = \frac{H}{kBL}$	$\beta_B L < 0.5$
	Long	Libre $H_u = \frac{M_{\text{yield}}}{(e + 1.5B + 0.5f)}$	$y_0 = \frac{2H\beta_B(e\beta_B + 1)}{k_B}$	$\beta_B L > 2.5$
		Fixe $H_u = \frac{2M_{\text{yield}}}{(1.5B + 0.5f)}$	$y_0 = \frac{H\beta_B}{k_B}$	$\beta_B L > 1.5$

b. Sol pulvérulent

Tableau B.5 :
Équations pour le calcul de H_u et y_0 selon Broms - sols pulvérulents. [1]

	Type de pieu	Type de tête	Capacité horizontale (ÉLUL) H_u	Déplacement en tête (ÉLUT) y_0	Conditions d'application (y_0)
Sol pulvérulent	Court	Libre	$H_u = \frac{0.5BL^2K_p\gamma}{(e+L)}$	$y_0 = \frac{18H(1 + \frac{1.33e}{L})}{L^2k}$	$\eta_0 L < 2.0$
		Fixe	$H_u = 1.5B\gamma L^2 K_p$ $(M_{max} = 2/3 H_u L)$	$y_0 = \frac{2H}{L^2k}$	$\eta_0 L < 2.0$
	Long	Libre	$H_u = \frac{M_{yield}}{(e + 0.54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}})}$	$y_0 = \frac{2.4H(1 + 0.67e\eta)}{k^{3/5}(EI)^{2/5}}$	$\eta_0 L > 4.0$
		Fixe	$H_u = \frac{2M_{yield}}{(e + 0.54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}})}$	$y_0 = \frac{0.93H}{k^{3/5}(EI)^{2/5}}$	$\eta_0 L > 4.0$

Notes : pour le calcul de r/B ; $k_p = \tan^{(45 + (p/2))}$.

B.3.4. Méthode de Ménard (1962) (méthode empirique)

Ménard a établi une méthode pratique qui permet de déterminer en fonction des essais pressiométriques, d'une part les valeurs limites H_u et M_u des efforts tranchants et des moments de renversement applicables sur un pieu rigide, et d'autre part les déformations et les réactions correspondant à des efforts donnés inférieurs ou au plus égaux à ces valeurs limites affectées d'un coefficient de sécurité en général égal à 3. [1]

Il a adopté le schéma de rupture illustré à la figure B.13 dans lequel les trois résultantes partielles F_1 , F_2 et F_3 sont exprimées en fonction de la pression limite p_l , la pression des terres au repos p_0 et la profondeur critique D_c . [1]

Ménard recommande de prendre une profondeur critique égale à 2 diamètres pour un sol cohérent et 4 diamètres pour un sol pulvérulent. [1]

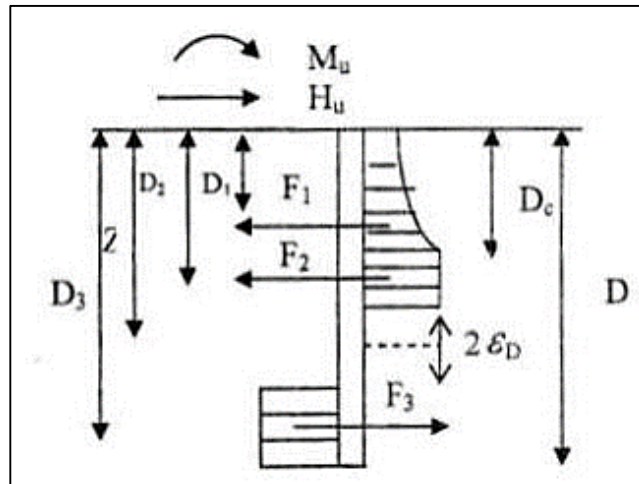


Figure B.13 : Schéma de rupture selon Ménard. [1]

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

$$F_1 = \frac{3}{4} B D_c (p_l - p_0) \quad D_1 = \frac{5}{9} D_c \quad (B.23)$$

$$F_2 = B (Z - D_c - \varepsilon D) (p_l - p_0) \quad D_2 = \frac{1}{2} (Z + D_c - \varepsilon D) \quad (B.24)$$

$$F_3 = B (Z D \varepsilon D) (p_l - p_0) \quad D_3 = \frac{1}{2} (Z + D + \varepsilon D) \quad (B.25)$$

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

$$H_u = \alpha_1 B D (p_l - p_0) \quad (\text{B.26})$$

$$M_u = \alpha_2 B D^2 (p_l - p_0) \quad (\text{B.27})$$

α_1 et α_2 sont des coefficients numériques fonction du rapport D_c/D et qui sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau B.6 : Valeurs des coefficients numériques α_1 et α_2 en fonction de D_c/D . [1]

D_c/D	α_1	α_2
0.00	0.41	0.25
0.25	0.36	0.22
0.50	0.32	0.19
0.66	0.30	0.17
∞	0.20	0.13

En cas où l'effort horizontal H et le moment M agissent simultanément, on doit s'assurer que le point représentatif (M, H) dans le diagramme de la figure B.14 est à l'intérieur du triangle limité par les axes et la droite joignant les points $(H_u, 0)$ et $(0, M_u)$. [1]

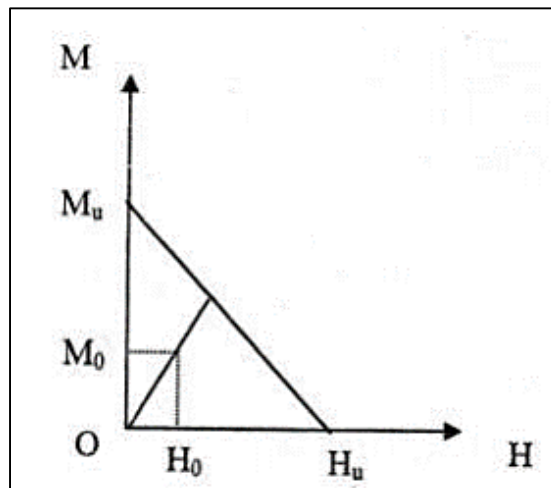


Figure B.14 : Diagramme de stabilité au chargement latéral selon Ménard. [1]

La stabilité vis-à-vis du chargement horizontal du sol est assurée si :

$$H_0 \leq H_u / F_s \text{ et } M_0 \leq M_u / F_s$$

On prend souvent un coefficient de sécurité F_s égal à 3. [1]

Partie C : Déplacement/rotation des pieux sous charges horizontales

C.1. Introduction

La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, la nature du sol et sa loi de comportement, ainsi que par la loi de chargement. Plusieurs méthodes de calcul ont été développées afin de décrire le comportement du système pieu/sol vis-à-vis du chargement latéral (figure C.1). [7]

Les méthodes de calcul des déplacements et rotations d'un pieu isolé soumis à un effort horizontal et/ ou un moment de flexion en tête peuvent se classer en trois catégories

1. Méthodes de l'élasticité linéaire.
2. Méthodes du module de réaction (théorie des courbes P-Y).
3. Méthodes des éléments finis.

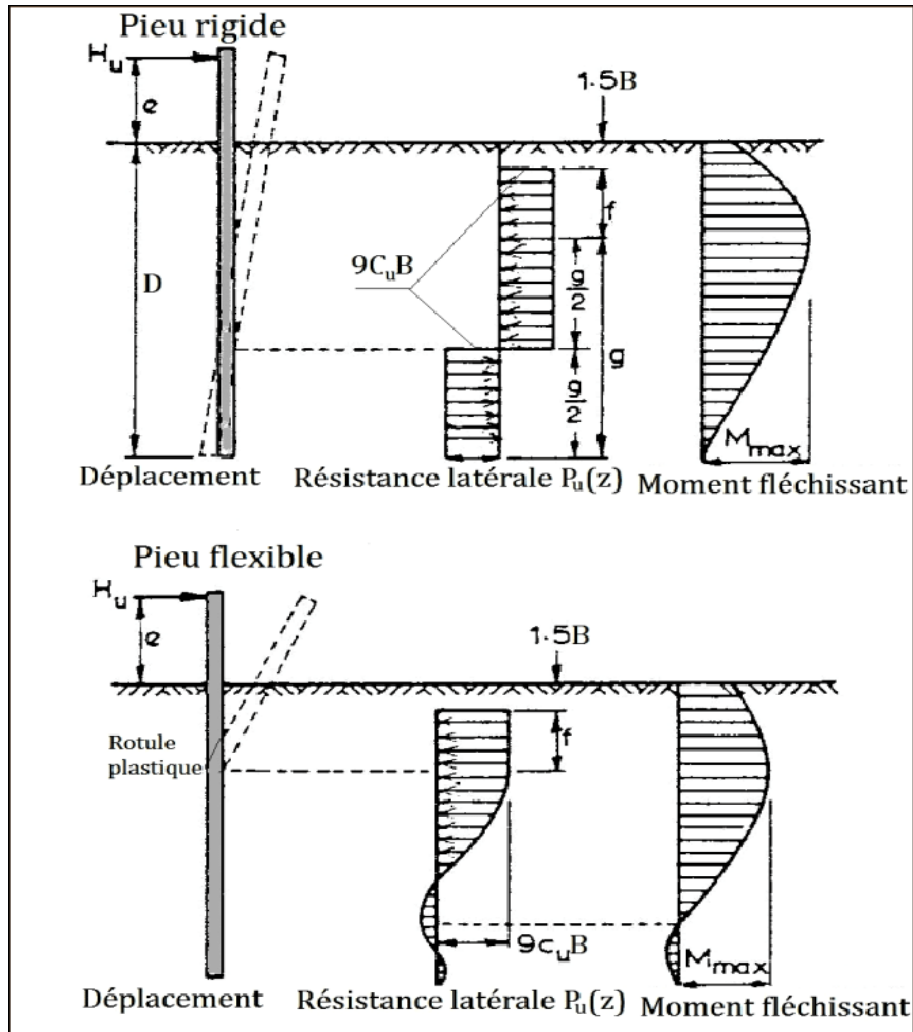


Figure C.1 : Pieux mobilisant la réaction latérale du sol. [7]

C.2. Méthodes de l'élasticité linéaire

Dans ces méthodes, le sol est considéré comme un milieu continu élastique linéaire, Il est caractérisé par le module d'élasticité E et le coefficient de Poisson ν . Ces méthodes reposent sur la solution des équations de Mindlin (1936) . [7]

C.2.1. Méthode de Poulos et Hull (1992)

La méthode de Poulos et Hull se base sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force horizontale enterrée dans un massif élastique semi-infini. Selon Poulos et Hull, sous un effort H et un moment de flexion M_0 appliqués sur le pieu en surface du sol, le déplacement Y_0 et la rotation Y'_0 du pieu à la surface du sol sont donnés sous la forme suivante [7]:

$$Y_0 = H \frac{I_{YH}}{E_s(D_e)D_e} + M_0 \frac{I_{YM}}{E_s(D_e)D_e^2} \quad (C.1)$$

$$Y'_0 = H \frac{I_{Y'H}}{E_s(D_e)D_e^2} + M_0 \frac{I_{Y'M}}{E_s(D_e)D_e^3} \quad (C.2)$$

Un pieu est dit flexible si sa fiche D est plus grande que D_c , rigide si D est inférieure à $D_c/3$, et intermédiaire ou semi-rigide si D est située entre les deux. La fiche effective ou fiche utile du pieu, soit D_e , est égale à D_c en cas d'un pieu flexible et égale à D en cas d'un pieu rigide. [7]

La fiche critique est définie dans tous les cas comme suit :

$$D_c = \begin{cases} 4.44 \left(\frac{E_p I_p}{E_s} \right)^{1/4} & \text{dans un sol homogène} \\ 3.30 \left(\frac{E_p I_p}{m} \right)^{1/5} & \text{dans un sol de Gibson} \end{cases} \quad (C.3)$$

m est la pente du profil linéaire du module $E_s(z)$ dans le sol de Gibson. Les facteurs d'influence des déplacements (I_{YH} et I_{YM}) et de rotation ($I_{Y'H}$ et $I_{Y'M}$) sont formulés et récapitulés au tableau C.1 en fonction de la distribution de la rigidité du sol, des conditions aux limites en tête du pieu, et de la rigidité relative pieu/sol. [7]

Tableau C.1 : Formules de calcul des facteurs d'influence selon la méthode de Poulos (v=0.5). [7]

	Sol homogène $E_s(z) = \text{constante}$			
	Pieu flexible		Pieu rigide	
	Tête libre	Tête encastree	Tête libre	Tête encastree
I_{YH}	$1.646 + 3.395 \text{Log}_{10} \left(\frac{D_e}{B} \right)$	$1.326 + 1.641 \text{Log}_{10} \left(\frac{D_e}{B} \right)$	$0.976 + 2.196 \text{Log}_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$	$0.539 + 0.545 \text{Log}_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$
$I_{YM} = I_{YH}$	$5.520 + 9.082 \text{Log}_{10} \left(\frac{D_e}{B} \right)$	0	$0.701 + 3.225 \text{Log}_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$	0
Γ_{YM}	$64.98 + 37.95 \text{Log}_{10} \left(\frac{D_e}{B} \right)$	0	$1.086 + 6.292 \text{Log}_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$	0

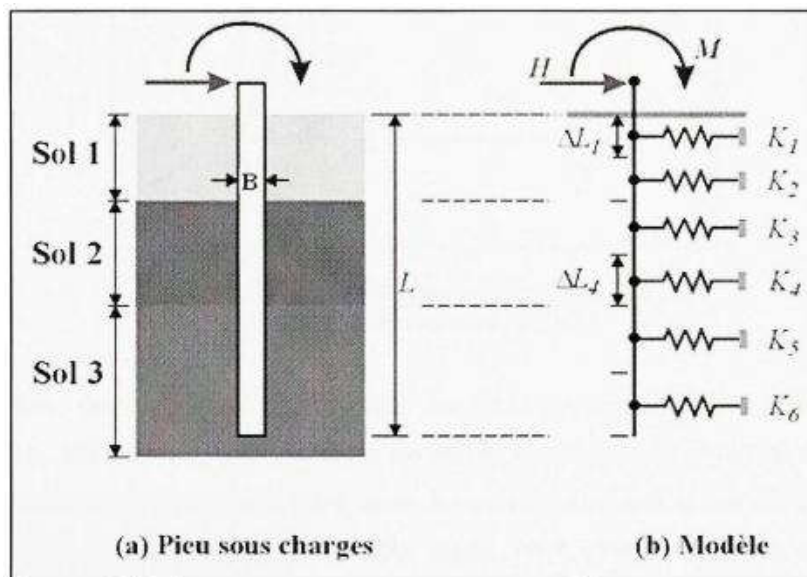
Tableau C.1(bis) : Formules de calcul des facteurs d'influence selon la méthode de Poulos (v=0.5). [7]

	Sol de Gibson $E_s(z) = mz$			
	Pieu flexible		Pieu rigide	
	Tête libre	Tête encastree	Tête libre	Tête encastree
I_{YH}	$13.10 + 11.09 \text{Log}_{10} \left(\frac{D_e}{B} \right)$	$5.659 + 4.139 \text{Log}_{10} \left(\frac{D_e}{B} \right)$	$3.181 + 9.701 \text{Log}_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$	$0.773 + 1.081 \text{Log}_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$
$I_{YM} = I_{YH}$	$34.63 + 18.03 \text{Log}_{10} \left(\frac{D_e}{B} \right)$	0	$2.409 + 12.71 \text{Log}_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$	0
Γ_{YM}	$156.1 + 37.14 \text{Log}_{10} \left(\frac{D_e}{B} \right)$	0	$1.844 + 18.65 \text{Log}_{10} \left(\frac{D}{B} \right)$	0

C.3. Méthodes du module de réaction (théorie des courbes P-Y)

C.3.1. Méthode basée sur la théorie de Winkler

La méthode de Broms (1964) est simple pour estimer la capacité latérale ultime mais ne convient pas pour évaluer les déplacements de pieux. Le recours aux ressorts élastiques pour modéliser le comportement du sol peut présenter cet avantage. La méthode des ressorts assimile le comportement d'un pieu à celui d'une poutre élastique reposant sur une série de ressorts rapprochés découplés (Figure C.2). Cette méthode relie le comportement du sol (réaction du sol (P)) au comportement du pieu (déplacement (y)) sous un chargement avec un coefficient de proportionnalité dit le module de réaction (E_s). [1]



C.3.2. Développement des courbes de réaction (P-y)

Le problème majeur pour calculer un pieu sous charges horizontales est la prévision des courbes de réaction (P-y) à chaque profondeur. Des courbes (P-y) ont été développées par de nombreux chercheurs avec plusieurs approches comme par exemple : essais sur modèle réduit ou en vraie grandeur ou par des équations empiriques (MCIF, 2006). Deux éléments importants caractérisent les courbes (P-y) : E_s et P_{ult} . (Figure C.3). En général, ces courbes sont non linéaires et varient avec la profondeur. Par ailleurs, elles sont en fonction de type du sol et des caractéristiques de pieux. Même, dans un continuum élastique linéaire, parfaitement plastique, la courbe (P-y) ne se présente pas réellement comme une droite qui représente la réponse linéaire puis à un palier (limite élastique et début de la plastification autour du pieu) (Figure C.3). [1]

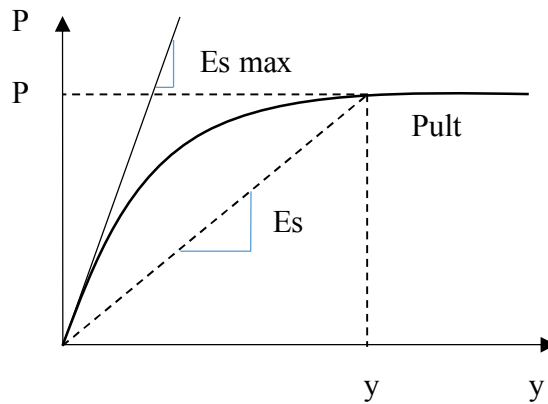


Figure C.3 : Courbe (P-y) incluant P_u , et E_s . (Adapté de Reese et al, 2006). [1]

La résolution des équations des poutres sur des appuis élastiques (Tableau C.2) (Timoshenko, 1955 ; Hetenyi, 1946) donne les efforts tranchants, les moments fléchissant, les déplacements et la réaction du sol à toutes les profondeurs dans le cas où le module de réaction (E_s) est constant (Reese et al, 2006 ; Frank, 1984 ; 1995). Par contre, dans les cas tels que le module de réaction du sol et la rigidité (EI) de pieux forés sont non linéaires, le pieu soumis à des poussées latéral du sol et pour les différentes conditions aux limites de pieu (tête et pointe), on doit avoir recours à des logiciels spécialisés (ex : LPILE).

Dans les sections suivantes, on présente les deux modélisations mentionnées ci-haut : la modélisation par ressorts élasto-plastiques et la modélisation par ressorts non linéaires qui fait appel à des logiciels de calcul. [1]

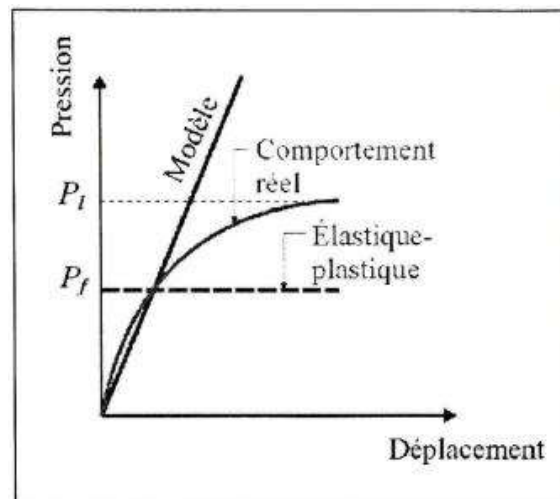


Figure C.4 : Comportement réel du sol versus comportement élasto-plastique. [1]

Tableau C.2 :
Équations des poutres sur appuis élastiques pour l'analyse
des pieux sous charges latéral,(Adapté de Reese et Van Impe, 2001). [1]

Paramètre	Équation
équation différentielle de 4 ^{ème} ordre	$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} + E_s y = 0$
rotation de la section de pieu	$S_p = \frac{dy}{dx}$
moment fléchissant	$M_p = EI \frac{d^2 y}{dx^2}$
effort tranchant	$V_p = \frac{dM_p}{dx} = EI \frac{d^3 y}{dx^3}$
réaction du sol ^(*)	$P = - \frac{dV_p}{dx} = -EI \frac{d^4 y}{dx^4}$

Note : X = coordonnée (origine en tête de pieu), y = déplacement latéral de pieu,
 Es=module du sol Px =charge axiale (compression) et EI = rigidité à la flexion du pieu.

C.3.3. Modélisation par ressorts élasto-plastiques

Cette modélisation fait appel aux équations de Ménard pour le calcul des rigidités des ressorts. [1]

a. Équations de Ménard

Ménard et al. (1969) ont fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et celui de pieu latéralement chargé. [1]

Les coefficients de réaction du sol (voir C.1) sont :

$$k_n = \frac{18E_m}{B[4(2.65)^\alpha + 3\alpha]} \quad (B_0 \leq 0.6m) \quad (C.4)$$

$$k_n = \frac{3E_m}{\left[\left(\frac{2B_0}{3} \right) \left(\frac{2.65B}{B_0} \right) \right] + \frac{\alpha B}{2}} \quad (B_0 \geq 0.6m) \quad (C.5)$$

avec : E_m = module pressiométrique de Ménard, a = coefficient rhéologique caractérisant le sol d'origine par le tableau (1.8) et B_0 = diamètre de référence égal à 0.6 m. Généralement, on considère uniquement la pression frontale exercée par le sol sur la largeur (le diamètre) B du pieu de sections carrées ou circulaires (Figure C.5). [1]

Dans le cas des fondations allongées dans le sens de déplacement (barrettes), la résistance due au frottement sur les faces latérales peut être prise en compte ; le module de réaction est pris égal à E_s (Figure C.6), mais la pression limite est calculée à partir du frottement latéral unitaire (q_s) à la profondeur considérée [1]. Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_s = 2L_s q_s \quad (C.6)$$

Avec : L_s = longueur de la section droite de la barrette diminuée de sa largeur frontale (B). Dans ce cas la pression finale est la somme des pressions frontale et tangentielle (Frank, 1995 ; Philipponnat et Hubert, 1998).

Tableau C.3 :
Coefficient rhéologique de Ménard (a) en fonction du type du sol et du rapport (E_m/P_f) obtenu au pressiomètre, (Tiré de Philipponnat et Hubert, 1999). [1]

état	argile		silt		sable		sable et gravier		roche	
	E_m/P_f	α	E_m/P_f	α	E_m/P_f	α	E_m/P_f	α	type	α
surconsolidé	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	très peu fracturé	2/3
normalement consolidé	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4	normal	1/2
altéré et/ou remanié	7 - 9	1/2		1/2		1/3		1/4	très fracturé	1/3

La pression de fluage (P_f) et la pression limite (P_L) sont données par l'essai pressiométrique. Dans la figure C.5 on voit que la pression limite est plafonnée à la pression de fluage. Dans le cas où des sollicitations de courte durée en tête dominent, la courbe de réaction (P - y) est donnée par la figure (C.5 b). [1]

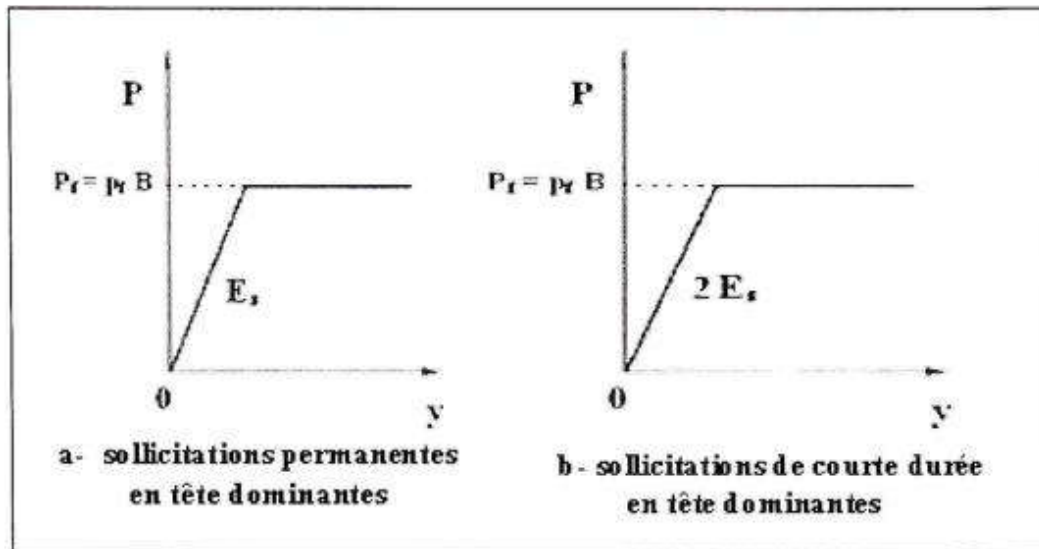


Figure C.5 : Courbe de réaction (P-y).
 (Adapté de Frank, 1995). [1]

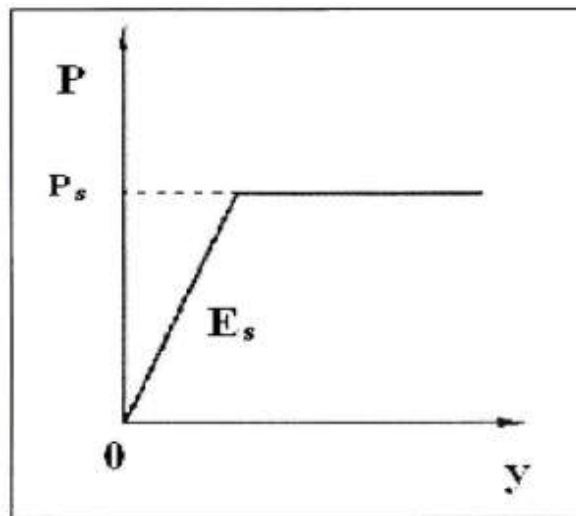


Figure C.6 : Loi de mobilisation de réaction tangentielle.
 (Adapté de Frank 1995). [1]

C.4. Méthodes des éléments finis

C.4.1. Méthode de Randolph (1981)

Vu la nature tridimensionnelle du problème de chargement latéral d'un pieu, la modélisation numérique par éléments finis a été un outil très utilisé, aussi bien dans les recherches sur ce problème que dans le calcul pratique des projets. Du fait qu'elle nécessite un logiciel puissant, et chaque fois que l'ampleur du projet la justifie, la modélisation par éléments finis est actuellement réservée aux projets nécessitant une investigation la plus réaliste possible de la réponse d'une fondation sur pieux soumise à une sollicitation latérale. [8] [9]

Certains aspects particuliers du problème, par ailleurs non encore élucidés par les méthodes de calcul, nécessitent le recours à un logiciel d'éléments finis, tel que le cas d'un groupe de pieux à proximité d'un terrain en pente. [8] [9]

En vue d'une formulation analytique simplifiée des déplacements d'un pieu isolé ou en groupe, des études paramétriques ont été menées par des chercheurs, tels que Randolph (1981). Ce dernier a discrétisé le sol en un maillage à éléments triangulaires, en supposant que le sol est considéré comme un massif semi-infini élastique isotrope, ayant un module de cisaillement G variant linéairement avec la profondeur tel que :

$$G = m.Z \quad (C.7)$$

L'étude de l'effet de la variation du coefficient de poisson a été menée selon l'auteur par l'introduction des paramètres G^* et m^* donnés par :

$$G^* = G.(1 + \frac{3}{4}\nu) \quad (C.8)$$

$$m^* = m.(1 + \frac{3}{4}\nu) \quad (C.9)$$

Pour un sol homogène l'auteur a trouvé les expressions des déformations en tête du pieu comme suit :

$$Y_0 = 0.25 \frac{H_0}{G^* r_0} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{-1/7} + 0.27 \frac{M}{G^* r_0^2} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{-3/7} \quad (C.10)$$

$$Y_0' = 0.27 \frac{H_0}{G^* r_0^2} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{-3/7} + 0.80 \frac{M}{G^* r_0^3} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{-5/7} \quad (C.11)$$

Pour un sol non homogène ayant une rigidité proportionnelle à la profondeur, l'auteur a établi les expressions suivantes :

$$Y_0 = 0.54 \frac{H}{m \cdot r_0^2} \left(\frac{E_p}{m \cdot r_0} \right)^{-3/9} + 0.60 \frac{M}{m \cdot r_0^3} \left(\frac{E_p}{m \cdot r_0} \right)^{-5/9} \quad (C.12)$$

$$Y'_0 = 0.60 \frac{H}{m \cdot r_0^3} \left(\frac{E_p}{m \cdot r_0} \right)^{-5/9} + 1.13 \frac{M}{m \cdot r_0^4} \left(\frac{E_p}{m \cdot r_0} \right)^{-7/9} \quad (C.13)$$

$$E_p = \frac{(EI)_p}{\left(\frac{\pi \cdot r_0^4}{4} \right)} \quad : \text{ est le module d'Young effectif du pieu.} \quad (C.14)$$

L'auteur a établi les expressions de la longueur critique à partir de laquelle la longueur du pieu n'a pas d'influence sur les déformations de l'extrémité chargée (tête du pieu), comme suit pour un sol homogène :

$$D_{Cr} = 2 \cdot r_0 \left(E_p / G^* \right)^{2/7} \quad (C.15)$$

Pour un sol non homogène

$$D_{Cr} = 2 \cdot r_0 \left(E_p / m^* \cdot r_0 \right)^{2/9} \quad (C.16)$$

Pour un sol de rigidité située entre celle d'un sol homogène et celle d'un sol Gibson la fiche critique est :

$$D_{Cr} = 2 \cdot r_0 \left(E_p / G_c \right)^{2/7} \quad (C.17)$$

G_{cr} Peut être prise comme la valeur de G^* à la profondeur $D_{cr}/2$.

Randolph a établi des expressions plus générales pour l'évaluation du déplacement, rotation et moment fléchissant d'un pieu fiché dans un sol ayant une rigidité quelconque :

$$Y_0 = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0.27 H \left(\frac{D_{cr}}{2} \right)^{-1} + 0.30 M_0 \left(\frac{D_{cr}}{2} \right)^{-2} \right] \quad (C.18)$$

$$Y'_0 = \frac{(E_p / G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left[0.3 H \left(\frac{D_{cr}}{2} \right)^{-2} + 0.80 (\rho_c) M_0 \left(\frac{D_{cr}}{2} \right)^{-3} \right] \quad (C.19)$$

Avec ρ_c : facteur donnant l'homogénéité relative du sol.

Le moment max dans un pieu libre en tête est calculé par l'expression suivante :

$$M_{\max} = 2HD_c/10 \quad (C.20)$$

Sa position se situe entre $D_c/4$ pour un sol homogène, et $D_c/3$ pour un sol non homogène. Enfin, la déformée du pieu et le profil des moments peuvent être déterminés en utilisant les courbes adimensionnelles de la figure C.7. [8] [9]

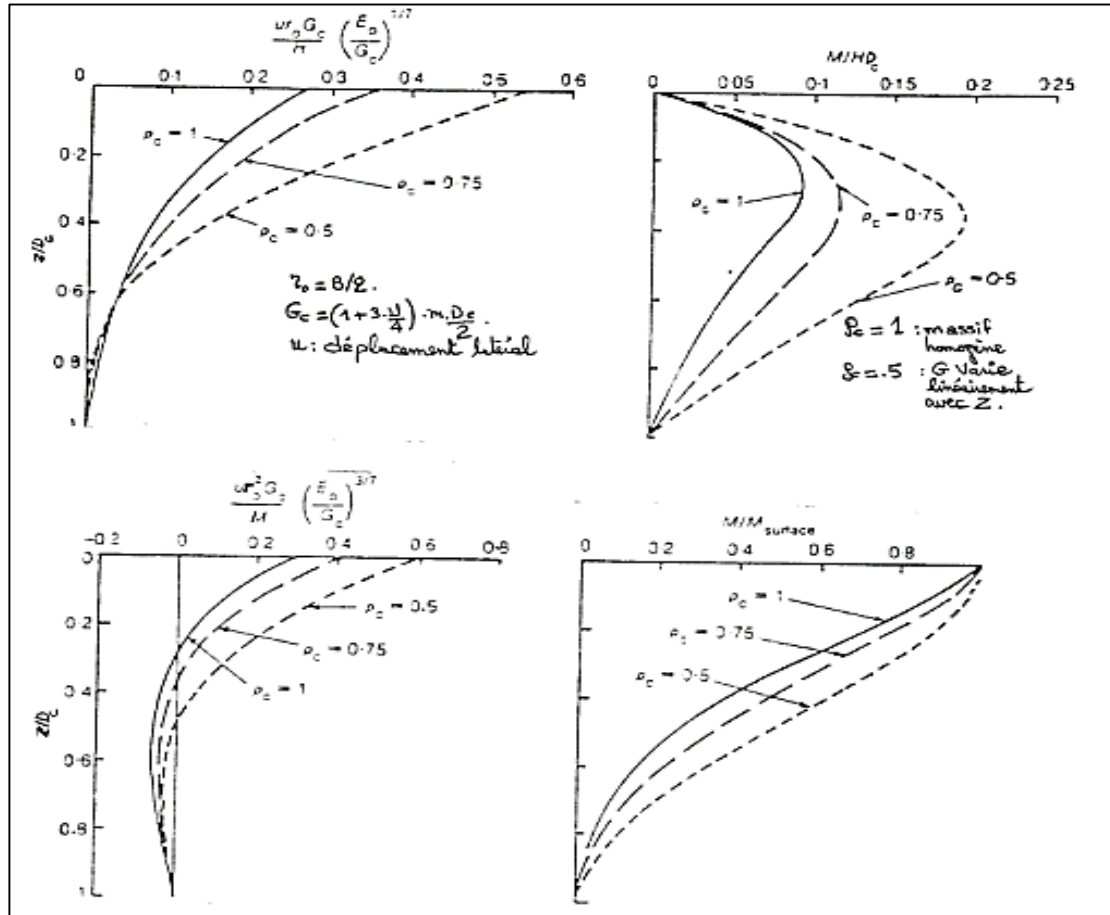


Figure C.7 :Abaques de Randolph pour la détermination des déplacements et du moment dans le pieu. [8] [9]

C.5. Conclusion

Ce chapitre a pour le but de présenter les principales notions et définitions relatives aux pieux. Le comportement du pieu isolé sous chargement horizontal est très complexe, il dépend essentiellement du comportement du sol entourant le pieu. Pour l'étude de ce comportement, la plupart des travaux de recherches se penchaient vers les mesures des déplacements en tête et des moments dans le pieu. Ces mesures permettent d'analyser le comportement du système sol structure en fonction du chargement horizontal appliqué.

Le pieu résiste au chargement en flexion : lorsque le chargement augmente, le moment aussi augmente le moment est proportionnel au chargement. Ce comportement du système sol-pieu peut être représenté à l'aide d'une fonction reliant la pression P de réaction du sol au déplacement y du pieu. Cette relation entre le sol et le pieu peut être représentée par la courbe $p-y$.

Le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement latéral peut être vu comme un problème d'interaction sol-pieu. Lorsque le pieu est installé dans un massif homogène infini il est souvent pris comme l'hypothèse de base prise pour la résolution de ce type de problème lorsque le pieu est installé dans un massif homogène infini.

Or dès qu'un autre pieu est mis en place au voisinage du premier lieu, on obtient un groupe de pieux, et si le milieu n'est pas homogène c'est-à-dire hétérogène ; par conséquent, on a un problème d'interaction pieu-sol-pieu qu'on appelle Effet du Groupe.

Chapitre 2

Description des essais de chargement latéral de pieux

2.1. Introduction

Les essais de charges latérales sur des pieux peuvent être collectés de la littérature et former une base de données dont l'interprétation permet d'éclairer beaucoup d'aspects de comportement des pieux réels.

Ce chapitre a pour objectifs de décrire une base de données d'essais de pieux qu'on a construit à partir des sources suivantes :

La première base de donnée effectuée par les chercheurs de l'université de Cornell 'New York' qui ont établi en 1994 un rapport scientifique nommé « Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts Under Axial and Lateral Loading » la deuxième base de donnée de l'université de Californie à partir d'un site web « Findapile.com » associée par « The international association of foundation drilling » (ADSC), et la dernière base de données organisée par « Texas A&M Transportation Institute The Texas A&M University System College Station » en novembre 2018 un rapport scientifique nommé « Synthesis of Load-Deflection Characteristics of Laterally Loaded Large Diameter Drilled Shafts », ces essais ont eu lieu entre 1960 et 2018 et dont leur répartition géographique est illustrée à la figure 2.1.

2.2. Présentation de la base de donnée

Concernant notre projet nous avons collecté à partir de différentes bases de données 95 essais de chargement latéral sur pieux répartis sur 14 pays comme le montre la figure 2.1 et le tableau 2.1.

Le tableau 2.2 montre que la longueur des pieux varie de 1.52 m à 42 m, et le diamètre varie de 0,3 m à 3 m.

52 essais sont effectués sur des pieux installés dans le sable et 43 essais sont effectués sur des pieux installés dans l'argile.

Tableau 2.1 : Pays des essais de charge latéral sur pieux collectés.

pays	Nombre de cas (B < 1.5 m)	Nombre de cas (B > 1.5 m)	Nombre de cas	Pourcentage des cas (%)
Etats Unis	39	3	42	44%
Singapour	4	0	4	4%
Ukraine	1	0	1	1%
Canada	11	2	13	14%
Roumanie	4	0	4	4%
Chine	1	0	1	1%
New Zélande	4	4	8	8%
Japon	0	2	2	2%
France	1	0	1	1%
Iran	0	5	5	5%
Kuwait	6	0	6	6%
Portugal	1	0	1	1%
Italie	4	0	4	4%
Brésil	0	2	2	2%
Inde	1	0	1	1%

Tableau 2.2 : Gamme de longueurs de cas et nombre de cas dans le sable et l'argile

Categories		Diamètre de pieu (m)
Gamme de diamètre de pieux		0.3 - 3
Gamme de longueur de pieux		1.52 - 42
Nombre de cas		95
Type de sol	Sable	52
	Argile	43

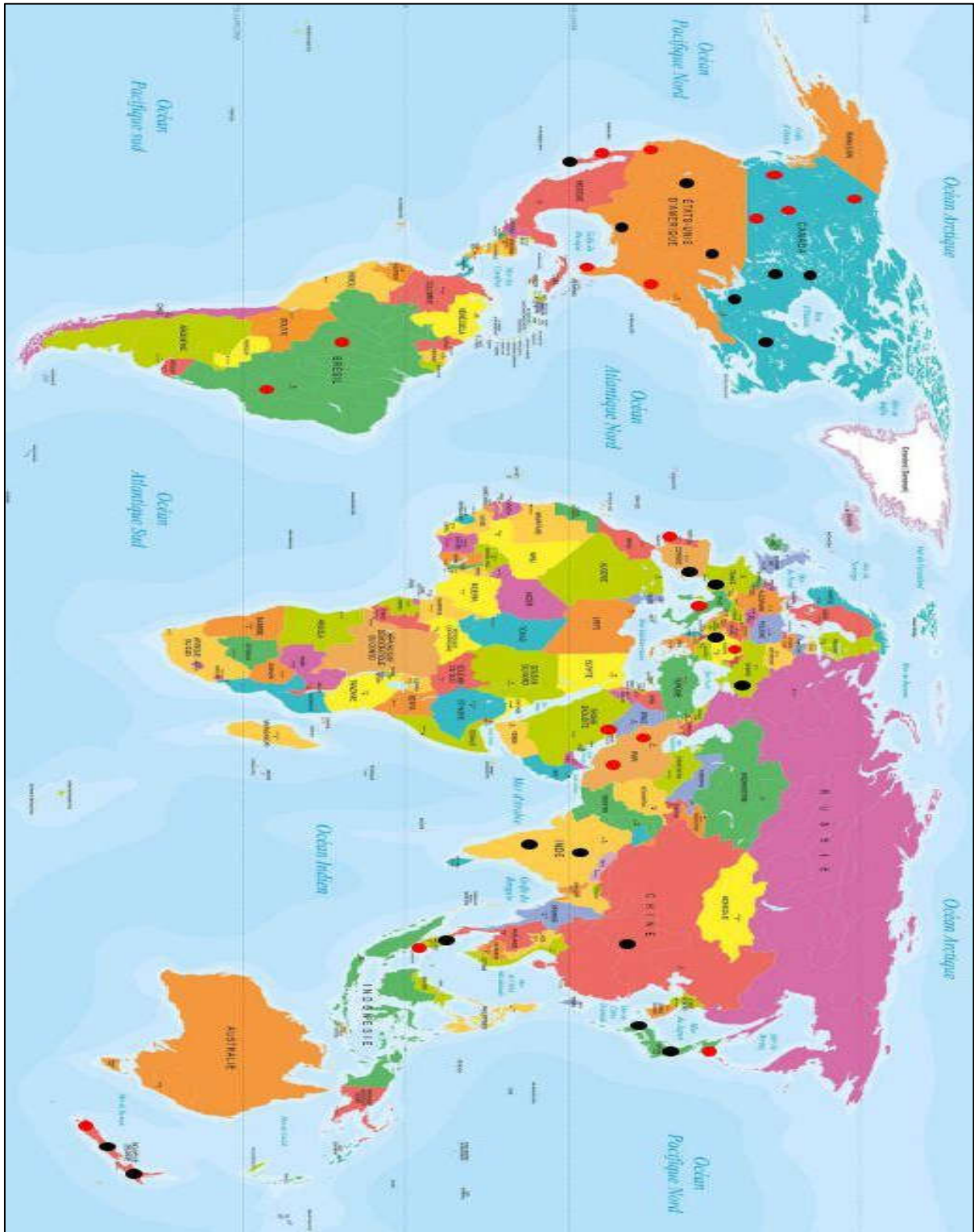


Figure 2.1 : Répartition géographique des sites expérimentaux.

Légende :

- Les points noirs : les sites du sol cohérent.
- Les points rouges : les sites du sol pulvérulent.

2.3. Etude statistique de la base de donnée

Chaque cas comporte les propriétés du pieu et les propriétés du sol.

Les propriétés du pieu sont le diamètre, la longueur, le type (pieu foré, pieu battu), l'excentricité, le module d'élasticité du matériau du pieu, moment d'inertie et épaisseur de paroi pour les pieux tubulaires en acier.

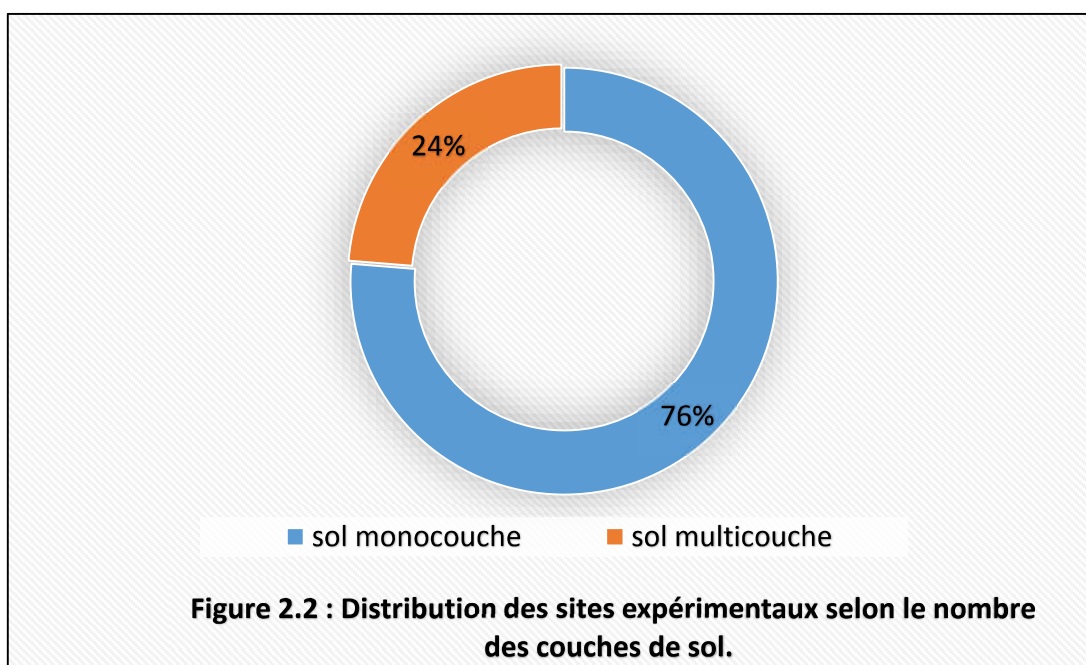
Les propriétés disponibles pour chaque cas sont : le type de sol de chaque couche de sol, poids unitaire effectif (γ), angle de frottement (φ) pour le sable, cisaillement non drainé résistance (C_u) pour l'argile.

Les 95 cas collectés ont été organisés sur une feuille de calcul Excel, chaque cas se voyant attribuer un numéro d'enregistrement.

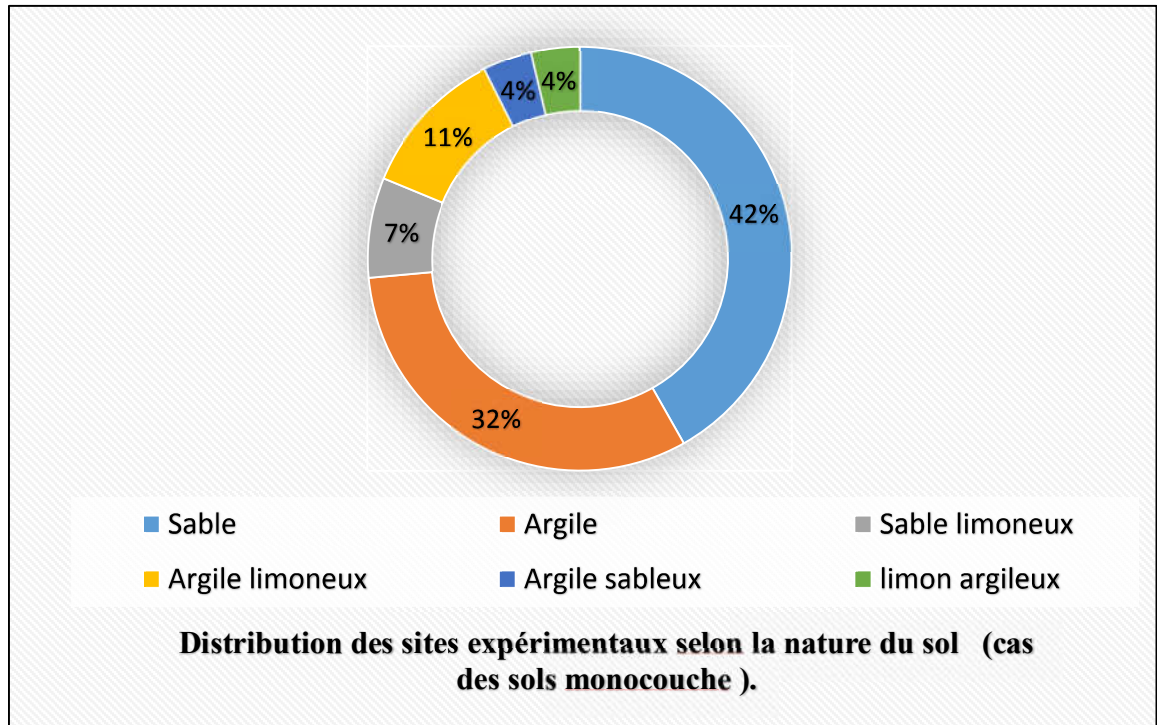
Afin de mieux comprendre les données qui constituent la base de notre recherche, certains paramètres utiles ont été statistiquement étudiés, tels que la nature du sol, l'élançement et la géométrie des pieux d'essai, et leurs modes de chargement.

2.3.1. Sites d'essais

La base de données présente 39 sites d'essai de chargement, dont 19 sont des sols pulvérulents et 20 sont des sols cohésifs. D'après la description du sol qui constitue le site d'essai, on peut voir que 76% des sites d'essai sont constitués d'un sol monocouche. Cette configuration lithologique simple est utile pour l'interprétation et le calcul des résultats dans le cadre de recherches comparatives sur les méthodes de calcul de pieux sous charges horizontales.



En termes de nature du sol (sol monocouche), la figure 2.3 montre que 42% des sols sont un sol sableux, le pourcentage appliqué pour l'argile 32% et 7% du sable limoneux, et 11% du sol est un sol argile limoneux. Le pourcentage d'argile-sableux et de limon argileux est faible (4 % pour chaque sol).



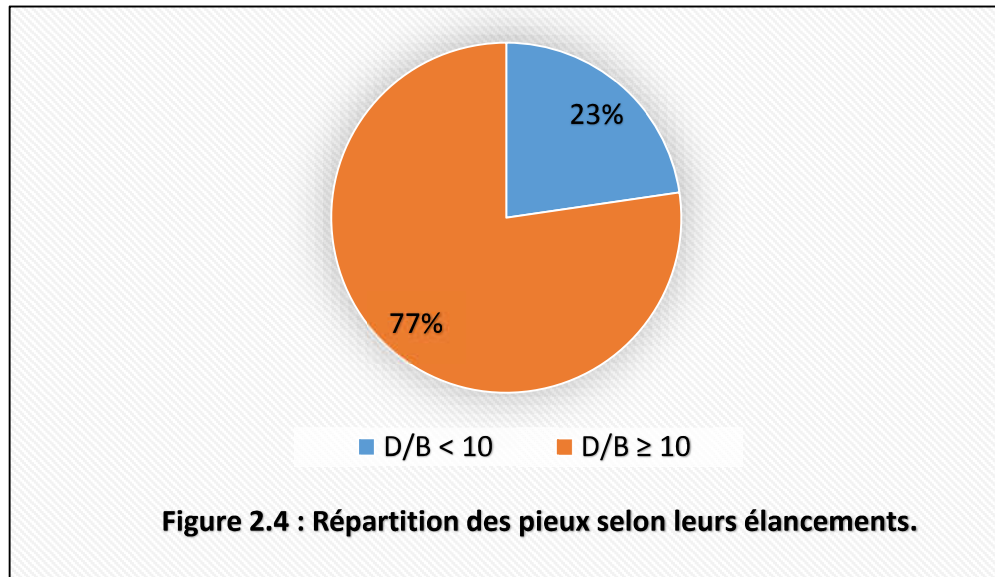
2.3.2. Pieux d'essai

a. Géométrie

Concernant la forme de la section transversale du pieu qui fait l'objet de notre recherche, on constate que 95% des pieux ont une section circulaire, et 5% des pieux ont une section en profilé H d'acier, avec des diamètres allant de 0,3 m à 3 m.

b. Elancement

L'élancement d'un pieu est défini comme étant le rapport de sa forme D à son diamètre B, qui est un paramètre géométrique sans dimension. Tous les cas que nous avons étudiés dans notre projet sont des élancements supérieurs à 5, car notre recherche ne contient que les fondations semi-profondes et profondes. La figure 2.4 montre que 23% des pieux ont un élancement inférieur à 10, et 77% aux pieux dont L'élancement est supérieur à 10. Cela nous Permet d'étudier les différents cas de pieux en fonction de L'élancement (pieux de faible élancement jusqu'aux pieux de fort élancement).



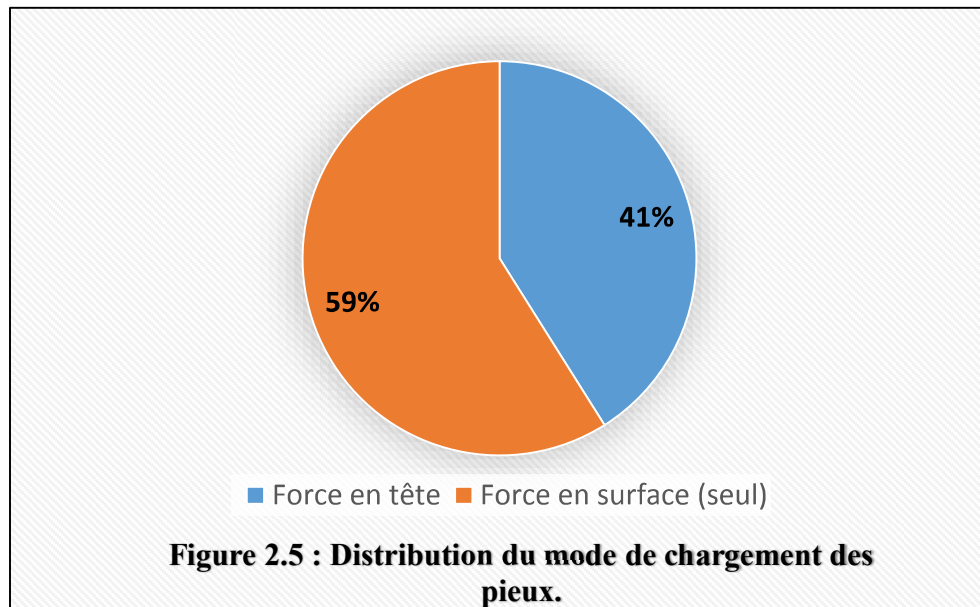
c. Mode d'installation et matériaux

Tableau 2.3 : Mode d'installation et matériaux des pieux.

Mode d'installation	Matériaux	Nombre de cas
Battu	Profilé en H	4
	Tub en acier	23
Foré	Béton armé	68

d. Mode de chargement

Il existe un total de 95 essais de chargement sur 39 sites d'essai, dont 43 essais de chargement de sol cohérent (comportement non drainé) et 52 essais de chargement de sol pulvérulent (comportement drainé). Les pieux sont chargés statiquement, 41.05% de la charge est appliquée par une force en tête, et 58.95% est appliquée par un moment sur la surface ainsi qu'une force en tête.



2.4. Conclusion

Ce chapitre présente la description de la base de données d'essais de chargement latéral de pieux. La présentation de la base des données a montré que les essais sont localisés sur 14 pays, avec 39 sites d'essai de chargement dont 19 sont des sols pulvérulents et 20 sont des sols cohésifs de différente nature à savoir argile, sable, sable limoneux, argile limoneux, limon argileux et argile sableux déterminés à partir des sondages carottés, les pieux sont soit en béton armé soit en acier, concernant la géométrie des pieux nous avons 95% des pieux de section circulaire et 5% des pieux de section en profilé H et avec un diamètre compris entre 0.3m et 3m, avec une longueur variant de 1.52 m jusqu'à 42 m. avec deux modes d'installation à savoir Foré et Battu. Notant que tous les pieux étudiés ont un élancement supérieur à 5 (fondations semi profonde et profonde) ainsi nous avons 23% des pieux avec un élancement inférieur à 10 et 77% des pieux ont un élancement supérieur à 10. Cette étude nous a permis d'avoir une idée plus claire sur les données qu'on dispose, et les paramètres définissant les essais de chargement latéral sur les pieux.

Chapitre 3

Interprétation des résultats des essais de chargement

3.1. Introduction

Afin de mieux comprendre le comportement du pieu lors d'un chargement latéral statique, une interprétation des résultats d'essais de chargement est requise. Cette interprétation comprend la détermination de la charge latérale limite (H_u), la raideur latérale initiale (K_{H0}), le déplacement de référence (y_{0R}).

3.2. Présentation des critères de la capacité portante

Dans le cas d'un pieu d'essai instrumenté seulement par des comparateurs pour la mesure du déplacement, et par un capteur de force, on obtient une seule courbe de chargement en fonction du déplacement global (en tête) du pieu, l'interprétation de cette courbe de chargement pour l'estimation globale de la résistance latérale limite des pieux se fait à l'aide de critères empiriques ou semi empiriques, nous présenterons ci-dessous quelque critères :

3.2.1. Critère parabole rectangle (parect)

3.2.1.1. Etude de la fonction parabole-rectangle

On cherche une fonction $y = f(x)$ vérifier les conditions aux limites suivantes :

- a) $y_1 = f(x_1)$
- b) $dy/dx (x=0) = a$
- c) $dy/dx (x > x_1) = 0$ (où : $y = y_1$ pour $x = x_1$)
- d) $d^2y/dx^2 < 0 \longrightarrow 0 \leq x \leq x_1$
(Courbe dirigé vers le bas)
- e) $y(0) = 0$

On propose une fonction polynôme $N=2$

$$y = a' + b'x + c'x^2 = f(x)$$

Étudions les conditions limites :

- e) $y(0) = 0 \longrightarrow a' = 0$
- b) $dy/dx = b' + 2c'x$; $dy/dx = a = b'$
- c) $dy/dx = 0 \longrightarrow b' + 2c'x_1 = 0 \longrightarrow c' = -b'/2x_1 = -a/2x_1$
- d) $d^2y/dx^2 = 2c' < 0$ car $c' < 0$
- a) $y_1 = f(x_1) = ax_1 + (-a/2x_1 x_1^2) = ax_1 - ax_1/2 = ax_1/2 = y_1 \longrightarrow x_1 = 2y_1/a$

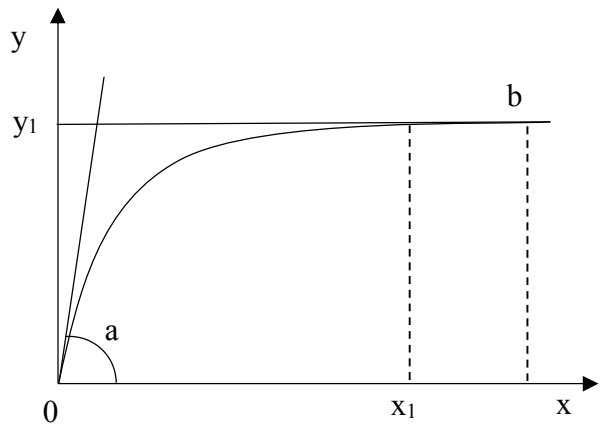


Figure 3.1 : Courbe de la fonction polynôme

On écrit la fonction $f(x)$:

$$y = f(x) = ax - (ax^2 / 2x_1) = ax (1 - x / 2x_1) \quad (3.1)$$

D'après l'expression (3.1) en obtient :

$$y = 2y_1 (x / x_1) (1 - 1/2 (x / x_1)) \quad (3.2)$$

Avec : $x_1 = 2y_1 / a$ (3.3)

Pour imposer que la fonction soit impaire, il suffit de l'écrire :

$$y = 2y_1 (x / x_1) (1 - 1/2 |x| / x_1) \quad (3.4)$$

L'avantage d'une telle formule est qu'elle permet d'atteindre l'asymptote horizontale (résistance, capacité portante, frottement latérale limite, résistance en pointe, résistance latérale du sol...etc), pour un déplacement x_1 fini (contrairement à la fonction hyperbolique ou $x_1 \longrightarrow \infty$), ce qui est plus réaliste et est conforme aux observation expérimentales.

3.2.1.2. Propriétés de la fonction parabole-rectangle

a) Charge critique

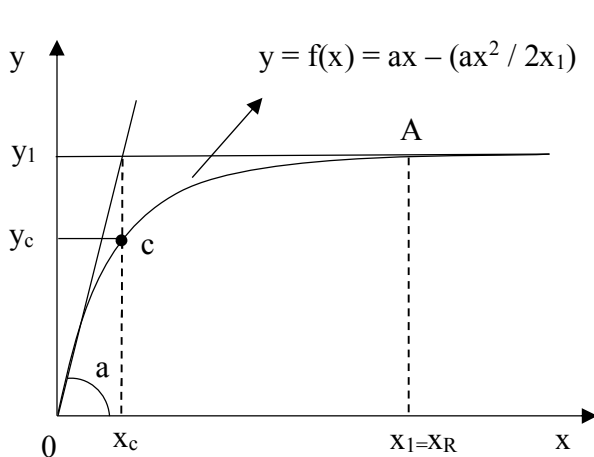


Figure 3.2 : Courbe de la fonction Parabole-rectangle

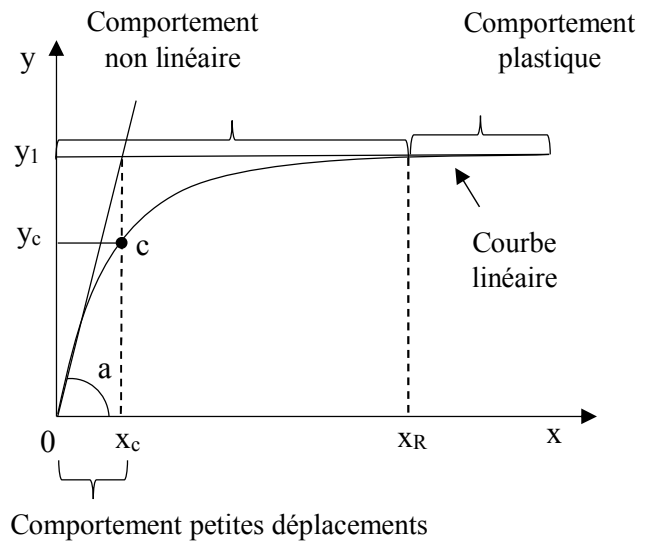


Figure 3.3 : Représentation des Comportement

On voit que :

$x_c = y_1 / a$: déplacement critique (seuil du comportement non linéaire)

Calculons la charge critique :

$$y_c = 2y_1 (x_c / x_1) (1 - 1/2 (x_c / x_1)) \quad (3.5)$$

On remplace x_c par sa formule est en obtient :

$$y_c = 3y_1 / 4 \quad (3.6)$$

y_c est la charge critique, elle correspond au déplacement critique x_c .

Le seuil du comportement plastique ($x \geq x_1$) est appelé « déplacement de référence » où « déplacement ultime ». Sa formule :

$$x_R = 2y_1 / a = x_1$$

On voit que $x_R = 2x_c$.

b) Rigidité sécante et tangente

- la rigidité tangente : $K_t = dy / dx = a - ax / x_1 = a (1 - x/x_1)$ (3.7)

- la rigidité sécante : $K_s = y / x = a - 1/2 a (x/x_1)$ (3.8)

On voit que lorsqu'on atteint le comportement plastique la rigidité diminue de la moitié

$x = x_R \longrightarrow K_s = a - (ax_1 / 2x_1) = a/2$

c) Fonction impaire

On écrit dans ce cas:

$$y = 2y_1 (x / x_1) (1 - 1/2 |x| / x_1)$$

On a bien $\forall x : y(-x) = -y(x)$

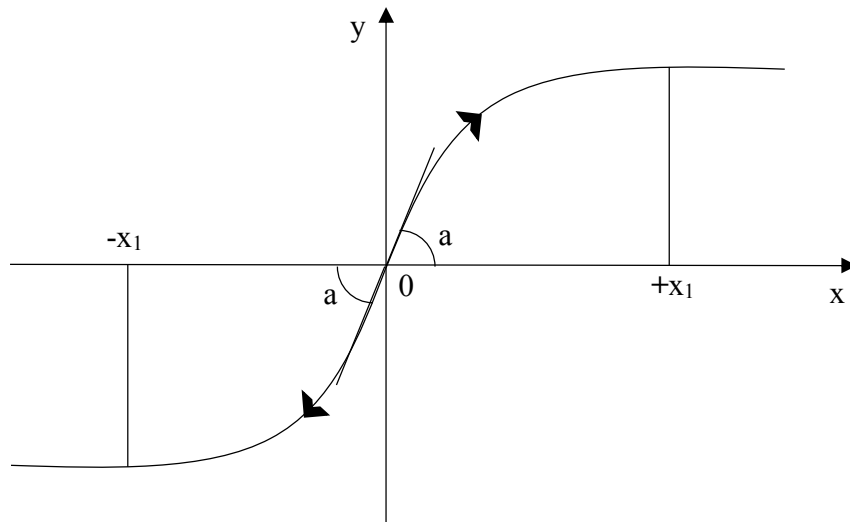


Figure 3.4 : La fonction impaire de PARECT

d) Nombre de points expérimentaux N

Pour que l'ajustement par une parabole soit possible il faut que $N_1 \geq 3$, et pour ajuster les derniers points (N_{1+1}, N) par une droite horizontale il faut que $N - N_1 \geq 3$:

$$N - N_1 \geq 3 \longrightarrow N \geq N_1 + 3 \geq 6.$$

Le nombre minimum de points expérimentaux est donc 6.

3.2.1.3. Programme Paret (parabole-rectangle)

a) Ajustement linéaire par moindres carrés avec b imposé

$$\text{Soit } y = a + bx.$$

$$\text{On doit avoir } \sum_{i=1}^N (y_i - (a + bx_i))^2 \longrightarrow \frac{\partial}{\partial a} \sum (y_i - (a + bx_i))^2 = 0$$

$$\longrightarrow \frac{\partial}{\partial a} \sum (y_i)^2 + \sum (a + bx_i)^2 - 2 \sum (a + bx_i) y_i = 0$$

$$\longrightarrow 2 \sum (a + bx_i) y_i - 2 \sum y_i = 0 \longrightarrow (a + bx_i) = \frac{2}{2} \sum y_i$$

$$\longrightarrow N a + b \sum x_i = \sum y_i \longrightarrow b = \frac{\sum y_i - Na}{\sum x_i} \quad (3.9)$$

Or on a : $y = ax - ax^2 / 2x_1$; avec $x_1 = 2y_1 / a$

$$\longrightarrow \frac{y}{x} = a - \frac{ax}{ax_1} = a - \frac{ax a}{2(2y_1)} = a - \frac{a^2 x}{4y_1} \rightarrow b = \frac{-a^2}{4y_1} \quad (3.10)$$

$$\longrightarrow b = \frac{\sum y_i - Na}{\sum x_i} = \frac{-a^2}{4y_1} \longrightarrow \frac{4y_1}{\sum x_i} - \frac{4y_1 Na}{\sum x_i} + a^2 = 0 \quad (3.11)$$

On a donc l'équation quadratique en a :

$$\frac{1}{4y_1} - \frac{N}{\sum x_i} a + \frac{\sum y_i}{\sum x_i} = 0 \longrightarrow \frac{1}{4y_1} a^2 - \frac{a}{\bar{x}} + \frac{\bar{y}}{\bar{x}} = 0 \quad (3.12)$$

$$\Delta = \left(\frac{1}{\bar{x}}\right)^2 - \frac{4}{4y_1} \frac{\bar{y}}{\bar{x}} = \left(\frac{1}{\bar{x}}\right)^2 - \frac{\bar{y}}{y_1 \bar{x}} \quad (3.13)$$

$$a_{1,2} = \frac{\frac{1}{\bar{x}} \pm \sqrt{\Delta}}{\frac{2}{4y_1}} = \frac{\frac{1}{\bar{x}} \pm \sqrt{\Delta}}{\frac{1}{2y_1}} \longrightarrow a_{1,2} = \left(\frac{1}{\bar{x}} \pm \sqrt{\Delta}\right) 2y_1 \quad (3.14)$$

b) Principe de programme

On développe un programme adopté PARECT qui se base sur la linéarisation de la fonction $y = f(x) = ax - (ax^2 / 2x_1)$ et on ajuste les points expérimentaux par la droite $y = a + bx$ avec $b = -a^2 / 4y_1$.

$y_1 = y_u$ est obtenu par l'ajustement des derniers points ($N_1 + 1 \longrightarrow N$), comme suit :

$$y = f(x) = a'$$

$$\frac{\partial \sum (y_i - a')^2}{\partial a'} = 0 \rightarrow \frac{\partial}{\partial a'} (y_i^2 - 2y_i a' + a'^2) = 0 \rightarrow$$

$$\frac{\partial}{\partial a'} (\sum y_i^2 - 2a' \sum y_i + (N - N_1) a'^2) = 0 \rightarrow -2 \sum y_i + 2(N - N_1) a' = 0$$

$$\longrightarrow a' = \frac{\sum y_i}{(N - N_1)} = \bar{y} \quad (3.15)$$

Ainsi, la meilleure droite horizontale est celle correspondant à la valeur moyenne de y dans l'intervalle ($N_1 + 1 ; N$) :

$$y = f(x) = \bar{y} = \frac{\sum y_i}{x} = y_u \quad (3.16)$$

La qualité de l'ajustement de l'ensemble des points expérimentaux (x_i, y_i) par la fonction parabole rectangle est mesurée par le coefficient de régression globale :

$$R^2 = \frac{\text{ecart expliqué}}{\text{ecart totale}} = \frac{\sum [f(x_i - \bar{y})]^2}{\sum [(y_i - f(x_i))^2 + \sum [f(x_i) - \bar{y}]^2]} \quad (3.17)$$

3.2.2. Critère de Chin (ou critère hyperbolique)

La méthode graphique est proposée par Chin (1970-1971), en appliquant les travaux de Kondner (1963) sur la fonction hyperbolique. Chin suppose que la relation entre la charge et le déplacement est hyperbolique. L'application de cette méthode est comme ce qui suit (voir figure 3.5) .

- Tracer la courbe H en fonction de y_0
- Ajuster l'allure linéaire par une droite. Par la méthode des moindres carrés. La forme générale de la fonction hyperbolique est :

$$H = y_0 / ((1/KH_0) + (y_0/H_u)) \quad (3.18)$$

Avec :

H : Effort horizontale.

y_0 : Déplacement en tête.

KH_0 : Pente initiale de la courbe de chargement.

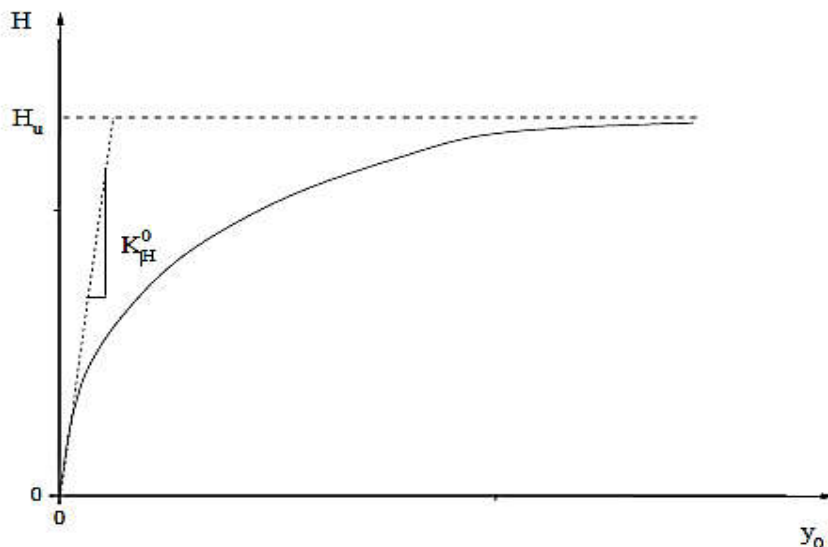


Figure 3.5 Présentation selon le critère de lissage hyperbolique.

3.2.3. Critère de Décourt (ou critère de la raideur sécante)

Décourt (1999) a proposé un critère similaire à celui de Chin- Kondner et Hansen comme le montre la figure 3.6.

La méthode consiste à tracer la courbe $Kh_0 = (H/Y_0)$, en fonction de H, K_h est la raideur sécante du pieu (force/déplacement), cette courbe présente une tendance linéaire dans sa dernière partie. La résistance latérale est caractérisée comme étant le point d'intersection du prolongement de cette droite avec l'axe des charges (Figure 3.6).

Selon ce critère, la capacité portante est atteinte lorsque le déplacement y_0 du pieu est infini alors la raideur $k_h = H/y_0$ Tend vers zéro.

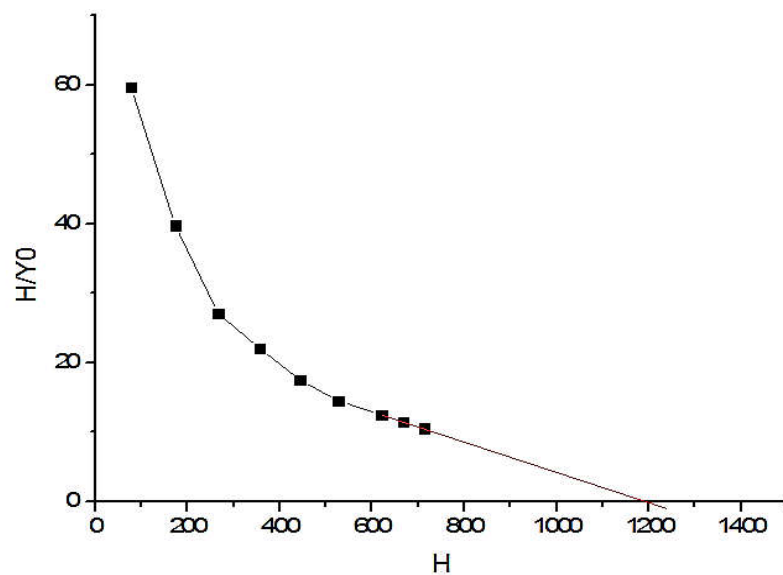


Figure 3.6: Présentation selon le critère de Décourt (1999).

3.2.4. Critère de Slack et Walker 1970 (ou critère bi-logarithmique)

Cette méthode consiste à tracer la courbe chargement-déplacement dans une échelle Bi-logarithmique. Cette courbe dégage deux lignes droites interconnectées, le point d'intersection de ces deux droites donne la résistance latéral limite (Figure3.7).

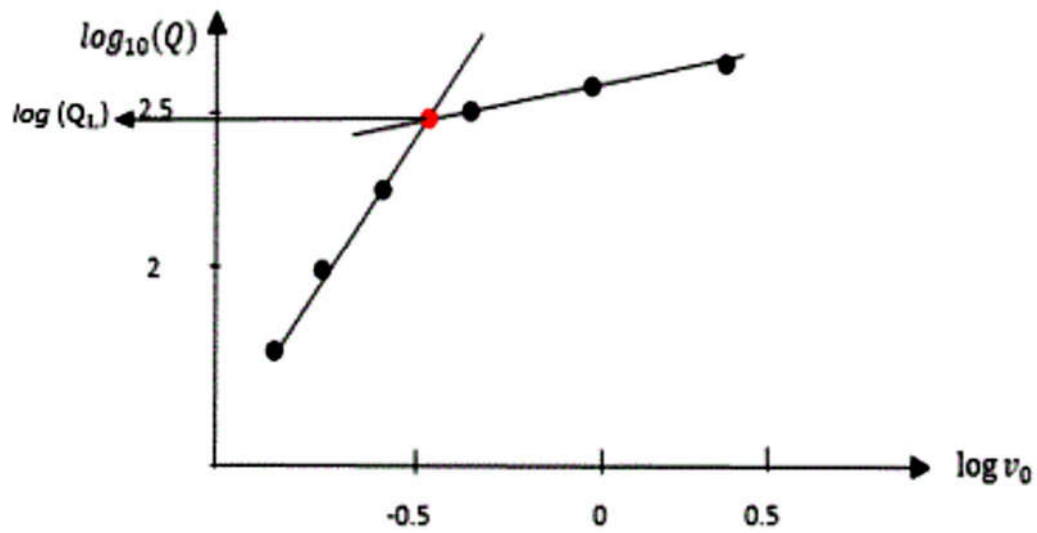


Figure 3.7 : Présentation selon le critère bi-logarithmique.

3.2.5. Critère de Van der Veen 1956 (ou critère exponentiel)

Van der Veen a proposé d'assimiler la courbe de chargement-déplacement à une fonction exponentielle telle que :

$$H = a (1 - \exp(-b Y_0)). \quad (3.19)$$

Avec :

$a = H_u$ asymptote horizontale

$b = K_{h0}/H_u = 1/Y_r$

Y_r : déplacement de référence.

K_{h0} : raideur de pieux

La courbe de chargement est comme le schématise la figure 3.8 :

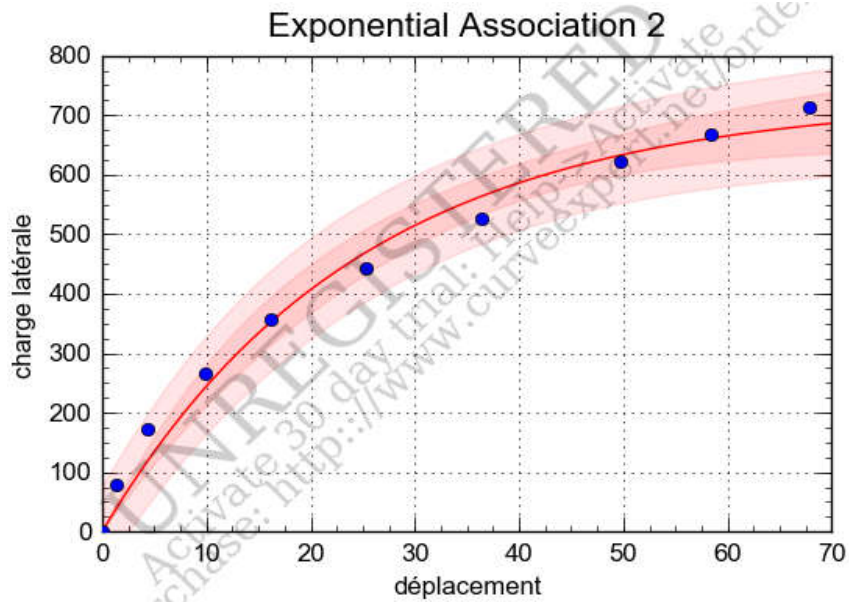


Figure 3.8 : Présentation selon le critère de Van der Veen.

3.2.6. Critère 10%B

Ce critère consiste à tracer la courbe de chargement et la faire suivre avec une droite qui a les coordonnées suivant (H, 10%B)

Hu correspond à un déplacement égale à 10%B.

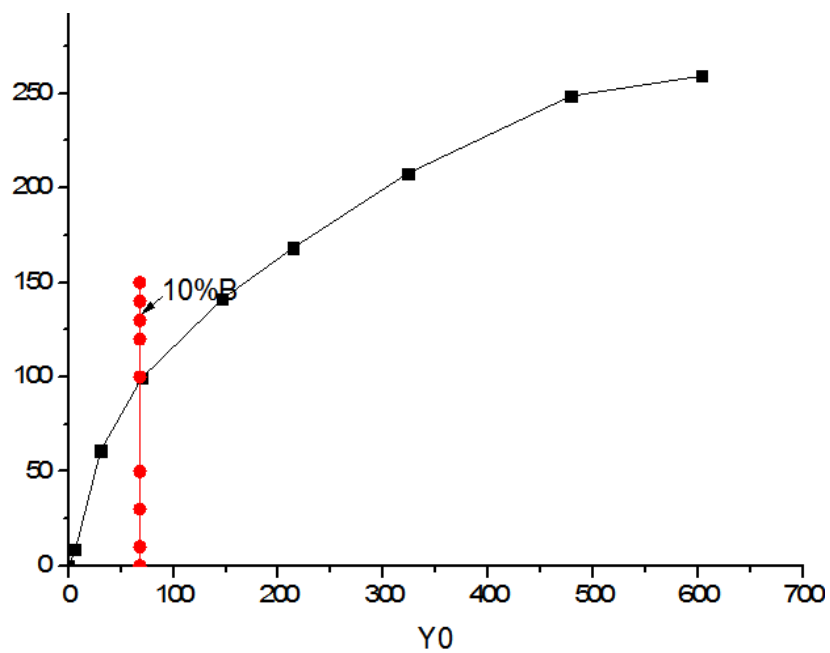


Figure 3.9: Présentation selon le critère de 10%B.

3.3. Interprétation des courbes de chargement

3.3.1. Critère PARECT (parabole-rectangle)

3.3.1.1. Charge latérale limite (Hu)

Par définition, la charge latérale limite (résistance latérale) présente la plus grande charge à laquelle le sol peut résister. Dans le cas des courbes de chargement latéral statique, cette charge latérale limite est obtenue empiriquement à partir des critères de résistance latérale vue au paragraphe précédent.

Afin d'obtenir la charge latérale ultime, la courbe de charge latéral est ajustée par le programme de calcul "PARECT" qui est basé sur la méthode d'ajustement aux moindres carrés, La qualité de l'ajustement est vérifiée par le Coefficient de régression R. Si R est proche de 1, cela veut dire que nous avons une bonne qualité d'ajustement.

On a 52 essais pour les sols pulvérulents et 43 essais pour les sol cohérent, pour l'interprétation des courbes on à prendre seulement les essais dans les sols homogènes comme suit :

Chargement drainé : c'est le cas des sols pulvérulents, dans ce cas nous avons 39 essais de chargement, numérotés de 1 à 39.

Chargement non drainé : c'est le cas des sols cohérents, où nous avons 43 essai de chargement, numérotés de 1 à 43.

Les résultats d'ajustement sont représentés aux tableaux 3.1 et 3.2 présentés ci-dessous.

Tableau 3.1 : Charge latérale limite (sols pulvérulents).

cas	Hu(kN)	R (%)		cas	Hu(kN)	R (%)
1	23.030	96.7%		21	474.206	84%
2	23.111	96.9%		22	278.911	97.2%
3	496.209	98.3%		23	534.943	99.3%
4	502.858	98.3%		24	882.600	99%
5	195.164	82%		25	135.046	77.8%
6	238.617	90.6%		26	135.046	77.8%
7	884.893	98.2%		27	144.334	92.8%
8	831.449	97.3%		28	129.717	85.1%
9	1468.500	86.2%		29	158.923	85.4%
10	820.956	92.4%		30	158.923	85.4%
11	188.610	97.6%		31	892.612	99.4%
12	20964.240	96.1%		32	898.379	99.1%
13	328.872	95.2%		33	624.224	99.5%
14	154.751	98.1%		34	618.755	98.3%
15	153.492	98.4%		35	105.892	84.9%
16	153.056	99.7%		36	94.310	82.5%
17	137.160	91.9%		37	136.473	96.2%
18	166.878	87.9%		38	713.224	90.6%
19	471.108	91.7%		39	269.926	97.4%

20	211.235	82.4%	
-----------	---------	-------	--

Cas	Hu (kN)	R (%)		Cas	Hu (kN)	R (%)
1	253.7859	92.9%		23	9253.014	93%
2	576.552	87.6%		24	210.86	94.2%
3	354.92	96.3%		25	48.35931	91.7%
4	1157.38	91.6%		26	1031.749	96.1%
5	569.57	84.3%		27	1031.749	96.1%
6	1160.71	85.3%		28	1031.749	96.1%
7	1103.72	85%		29	1.214	96.7%
8	664.48	95.2%		30	210.89	94.2%
9	720.826	90.5%		31	93.3258	90.4%
10	1434.527	96.9%		32	103.137	91%
11	1321.387	89.7%		33	93.0574	95.1%
12	337.226	83.7%		34	102.537	82.4%
13	606.97	70.2%		35	68.4805	88.9%
14	106.029	90.2%		36	99.636	99.9%
15	97.195	83.3%		37	720.026	91.2%
16	374.89	95.1%		38	121.252	89.3%
17	521.94	91.9%		39	296.956	99.2%
18	466.49	99.1%		40	61.6659	99.3%
19	310.81	94.6%		41	8.3094	89.7%
20	221.66	98.7%		42	8.17576	92.5%
21	495.05	99.4%		43	17.516	87.1%
22	494.47	98.8%				

Tableau 3.2 : Charge latérale limite (sols cohérents).

3.3.1.2. Raideur latérale initiale (K_{H0})

La raideur K_{H0} d'un matériau élastique qui et la raideur du ressort représentent ce matériau, est la propriété de ce matériau à limiter les déplacements sous une charge statique. Ces termes « raideur » et « rigidité » sont équivalents. La connaissance de cette raideur est très utile pour l'ingénieur, car elle permet d'évaluer directement le déplacement latéral y_0 du pieu (qui est donc celui de la fondation sur pieux) sous une charge latéral de service H :

$$y_0 = H / K_{H0} \quad (3.20)$$

Le programme de calcul « PARECT » donne la valeur de la raideur latérale initiale. L'ensemble des valeurs est représenté sous forme de tableaux (voir les tableaux 3.3 et 3.4 ci-dessous).

cas	KH₀ (KN /mm)	cas	KH₀ (KN /mm)
1	95.066	21	127.677
2	41.565	22	38.287
3	6.904	23	21.287
4	5.475	24	4.015
5	4.916	25	341.027
6	5.031	26	341.027
7	12.890	27	29.605
8	19.487	28	40.629
9	206.553	29	12.246
10	80.755	30	12.246
11	287.708	31	4.02
12	229.931	32	5.63
13	147.015	33	1.18
14	58.176	34	1.44
15	62.103	35	9.28
16	65.862	36	26.14
17	10.961	37	8.18
18	14.940	38	28.51
19	71.065	39	27.43
20	16.849		

Tableau 3.3 : Raideur latérale initiale (sols pulvérulents).

Cas	K_{H0}(KN/mm)	Cas	K_{H0}(KN/mm)
1	1.46	23	5.55
2	43.27	24	5.13
3	12.93	25	1.39
4	20.66	26	45.25
5	303.89	27	45.25
6	72.15	28	45.25
7	74.91	29	22.86
8	37.06	30	5.13
9	56.87	31	6.50
10	79.34	32	7.42
11	148.51	33	8.56
12	117.35	34	10.98
13	51.66	35	4.57
14	44.72	36	3.03
15	21.54	37	28.74
16	177.73	38	3.80
17	48.28	39	6.59
18	39.60	40	1.61
19	24.89	41	4.74
20	25.98	42	3.63
21	286.45	43	10.80
22	307.23		

Tableau 3.4 : Raideur latérale initiale (sols cohérents).

3.3.1.3. Déplacement de référence (y_{OR})

Le déplacement de référence est le déplacement qui correspond à la charge latérale limite (voir figure 3.10). Dans le domaine des petits déplacements $[0, y_{0R}]$, et comme le montre la figure C.2, il existe une proportionnalité entre la charge horizontale et le déplacement en tête du pieu y_0 . On a donc :

$$H = K_H y_0 \quad (3.21)$$

En schématisant la courbe de chargement $H=f(y_0)$ par une courbe élasto-plastique, le déplacement de référence correspond à la charge latérale limite et on peut ainsi écrire la relation suivante :

$$y_{0R} = H_u / K_H \quad (3.22)$$

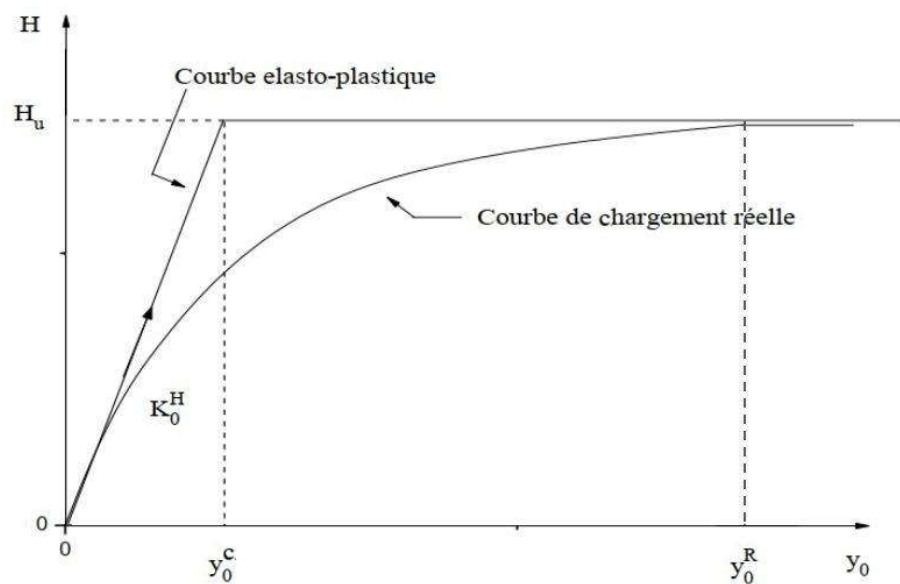


Figure 3.10 : Courbe normalisée de chargement horizontal d'un pieu.

Les valeurs de y_{0R} sont représentées dans les tableaux 3.5 et 3.6

Tableau 3.5 : Déplacement de référence (sols pulvérulents).

cas	y_0^R (mm)	y_0^R / B (%)	cas	y_0^R (mm)	y_0^R / B (%)
1	48.45	0.1%	21	742.82	1.5%
2	111.21	0.2%	22	1456.94	1.5%
3	14375.04	11.8%	23	5026.01	5.5%
4	18370.53	15.1%	24	43970.01	23.1%
5	7939.18	13.2%	25	79.20	0.2%
6	9485.98	11.9%	26	79.20	0.3%
7	13730.38	7.6%	27	975.07	3.3%
8	8533.49	4.7%	28	638.55	2.1%
9	1421.91	0.9%	29	2595.45	2.2%
10	2033.20	2.3%	30	2595.45	6.5%
11	131.11	0.1%	31	443.636	1.2%
12	18235.22	12.2%	32	318.935	0.9%
13	447.40	0.2%	33	1060.078	3.0%
14	532.01	0.4%	34	857.439	1.4%
15	494.31	0.4%	35	22.815	0.06%
16	464.78	0.4%	36	7.216	0.02%
17	2502.58	2.8%	37	33.347	0.1%
18	2233.96	2.5%	38	50.026	0.1%
19	1325.84	2.2%	39	19.682	0.1%
20	2507.33	5.0%			

Tableau 3.6 : Déplacement de référence (sols cohérents).

Cas	y_0^R (mm)	y_0^R/B (%)		Cas	y_0^R (mm)	y_0^R/B (%)
1	344.78	0.5%		23	3328.96	1.8%
2	26.66	0.03%		24	1.85	0.1%
3	52.33	0.1%		25	69.19	0.2%
4	112.07	0.1%		26	45.6	0.2%
5	3.74	0.002%		27	45.6	0.04%
6	32.18	0.04%		28	45.6	0.03%
7	29.45	0.04%		29	0.11	0.0002%
8	35.85	0.05%		30	82.15	0.3%
9	25.37	0.03%		31	28.72	0.1%
10	36.16	0.05%		32	27.81	0.1%
11	17.78	0.02%		33	21.73	0.1%
12	5.74	0.01%		34	18.67	0.1%
13	23.49	0.04%		35	29.95	0.1%
14	4.74	0.005%		36	65.85	0.2%
15	9.02	0.01%		37	50.10	0.1%
16	4.21	0.004%		38	63.84	0.2%
17	21.62	0.03%		39	90.06	0.1%
18	23.56	0.04%		40	76.53	0.2%
19	24.96	0.02%		41	3.50	0.02%
20	17.07	0.02%		42	4.50	0.03%
21	3.45	0.002%		43	3.24	0.01%
22	3.21	0.003%				

Afin de mieux comprendre l'évolution du déplacement de référence avec les propriétés du sol, une étude statistique a été réalisée, et les résultats sont représentés ci-dessous.

Tableau 3.7 : Données statistique du déplacement de référence.

	Sol Cohérent				Sol Pulvérulent			
	Moyenne	Ecart-type	Coef de variation	La marge	Moyenne	Ecart-type	Coef de variation	La marge
y_{0R} / B (%)	0.1	0.3	30	[0.0002 -1.8]	3.8	5.26	138.42	[0.02 - 23.1]

Le tableau 3.7 montre que les valeurs du déplacement de référence sont dispersées, ce qui est un signe de la dépendance d'un ou plusieurs paramètres de y_{0R} . Pour cette raison on ne peut pas trouver une relation entre le déplacement de référence et les propriétés du sol. A noter que le déplacement de référence y_{0R} a une valeur faible par rapport au diamètre B du pieu ($y_{0R} \leq 10\% B$ pour la majorité des cas).

Pour un sol pulvérulent on remarque que la marge est très inférieure à 10% dans 87.1% de cas.

Pour un sol cohérent on remarque que dans 100% des cas la marge y_{0R}/B est inférieure à 10%, c'est-à-dire que selon le critère PARECT, la résistance latérale H_u est atteinte pour un déplacement latéral y_0 tête du pieu inférieur à 10%B, contrairement au critère conventionnel 10% de B.

3.3.2. Critère de Chin (ou critère hyperbolique)

Les résultats de H_u sont représentés dans les tableaux 3.8.

Tableau 3.8 : L'effort latéral Hu de critère hyperbolique.

Sol Cohérent				Sol Pulvérulent			
Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)
1	346.684	21	1221.554	1	33.796	21	651.392
2	878.574	22	1065.136	2	36.571	22	373.332
3	493.390	23	122288.20	3	983.093	23	1010.065
4	1704.507	24	315.020	4	938.855	24	2465.400
5	828.170	25	64.620	5	265.001	25	187.710
6	1730.654	26	4652.940	6	348.246	26	187.710
7	1587.190	27	4652.940	7	1290.633	27	185.260
8	960.538	28	4652.940	8	1194.481	28	169.650
9	974.430	29	1.140	9	2018.694	29	218.210
10	2203.483	30	315.020	10	1236.175	30	218.210
11	1772.639	31	130.660	11	464.008	31	152.680
12	493.258	32	160.750	12	38034.390	32	141.733
13	880.096	33	139.710	13	529.705	33	229.353
14	127.422	34	148.139	14	349.514	34	1017.181
15	122.239	35	99.760	15	660.203	35	406.107
16	518.821	36	275.086	16	434.734	36	492.304
17	790.650	37	976.970	17	192.929	37	459.374
18	920.443	38	161.315	18	239.558	38	539.652
19	443.358	39	554.343	19	575.810	39	380.920
20	353.097	40	167.477	20	269.148		

3.3.3. Critère de Décourt

Les résultats de Hu sont représentés dans les tableaux 3.9.

Tableau 3.9 : L'effort latéral Hu de critère Décourt.

Sol Cohérent				Sol Pulvérulent			
Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)
1	308.740	21	1985.780	1	31.443	21	860.650
2	1186.520	22	2066.660	2	31.102	22	338.751
3	493.580	23	NA	3	2323.090	23	794.890
4	2774.930	24	419.430	4	1688.210	24	11460.010
5	1473.350	25	63.360	5	NA	25	228.406
6	1827.210	26	NA	6	520.410	26	228.406
7	2570.700	27	NA	7	1100.130	27	193.980
8	1049.520	28	NA	8	1248.240	28	199.400
9	1015.670	29	NA	9	3354.230	29	183.365
10	2844.510	30	419.430	10	1210.490	30	183.365
11	2213.960	31	175.005	11	368.180	31	233.530
12	515.440	32	213.160	12	62837.490	32	325.016
13	1144.320	33	170.320	13	2285.668	33	217.480
14	208.240	34	190.720	14	900.620	34	1416.510
15	157.790	35	140.000	15	577.479	35	631.328
16	531.410	36	250.000	16	436.340	36	519.385
17	1109.960	37	1130.090	17	237.040	37	750.520
18	779.460	38	270.520	18	451.800	38	481.770
19	477.740	39	568.900	19	599.680	39	383.706
20	301.350	40	170.220	20	350.520		

3.3.4. Critère de Slack et Walker 1970 (bi-logarithmique)

Le critère Bi-logarithmique est inapplicable car la courbe ne dégage pas deux lignes droites interconnectées en un point d'intersection.

3.3.5. Critère de Van der Ven (exponentiel)

Les résultats de Hu sont représentés dans les tableaux 3.10.

Tableau 3.10 : L'effort latéral Hu de critère Van der Ven (exponentiel).

Sol Cohérent				Sol Pulvérulent			
Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)
1	263.110	21	908.380	1	24.040	21	529.470
2	727.510	22	830.080	2	27.180	22	293.620
3	360.510	23	610000.000	3	730.860	23	667.450
4	1329.970	24	232.320	4	690.990	24	1823.770
5	722.749	25	51.220	5	207.590	25	157.790
6	1427.350	26	1062.900	6	281.340	26	157.790
7	1370.003	27	1062.900	7	939.820	27	147.950
8	695.950	28	1062.900	8	897.600	28	141.330
9	762.710	29	375.000	9	1623.890	29	181.810
10	1589.050	30	232.320	10	968.460	30	181.810
11	1432.400	31	107.130	11	442.890	31	133.290
12	402.080	32	130.300	12	25731.650	32	126.400
13	742.050	33	118.290	13	415.240	33	174.480
14	106.360	34	134.900	14	246.660	34	877.280
15	102.990	35	82.490	15	354.820	35	290.770
16	399.900	36	155.600	16	257.060	36	400.790
17	603.310	37	757.900	17	147.060	37	436.550
18	624.990	38	133.680	18	192.510	38	360.780
19	333.160	39	359.000	19	477.420	39	245.480
20	245.670	40	132.120	20	218.950		

3.3.6. Critère de 10% de B

Les résultats de Hu sont représentés dans les tableaux 3.11.

Tableau 3.11 : L'effort latéral Hu de Critère de 10% de B.

Sol Cohérent				Sol Pulvérulent			
Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)	Essai	Hu (KN)
1	97.550	21	NA	1	NA	21	NA
2	NA	22	NA	2	NA	22	NA
3	346.290	23	864.920	3	NA	23	NA
4	867.530	24	110.080	4	423.786	24	559.537
5	NA	25	27.490	5	142.650	25	NA
6	NA	26	746.080	6	186.500	26	NA
7	NA	27	NA	7	NA	27	NA
8	NA	28	NA	8	NA	28	156.011
9	NA	29	NA	9	NA	29	NA
10	NA	30	116.860	10	NA	30	159.711
11	NA	31	NA	11	NA	31	104.723
12	NA	32	105.620	12	19992.640	32	NA
13	640.840	33	99.450	13	NA	33	NA
14	NA	34	103.108	14	NA	34	713.760
15	NA	35	55.550	15	NA	35	NA
16	NA	36	73.890	16	NA	36	233.583
17	NA	37	NA	17	NA	37	259.540
18	NA	38	67.350	18	NA	38	257.920
19	NA	39	234.310	19	NA	39	185.090
20	NA	40	44.790	20	212.947		

3.5. Conclusion

Au niveau de ce chapitre nous avons exposé les différents critères utilisés dans notre étude à savoir le critère de Chin (Hyperbolique), critère Décourt, critère Slack et Walker 1970 (bi-logarithmique), critère Van der Ven (exponentiel) et le critère 10%B et le critère PARECT (parabole-rectangle) que nous avons exposé d'une façon détaillée.

Ces derniers nous permettent d'interpréter la courbe de chargement pour l'estimation globale de la résistance latérale limite (H_u) des pieux.

Chapitre 4

Comparaison des critères de résistance latérale

4.1. Introduction

Au niveau de ce chapitre nous allons établir une comparaison entre les différents critères de la résistance latérale.

La comparaison entre ces critères empiriques (10%B, Slack et Walker) ou théoriques (PARECT, exponentiel, Décourt, hyperbolique) se fait en les classant vis-à-vis des critères suivants :

- Exactitude
- Précision
- Sous-estimation (sécurité)
- Applicabilité (ou fréquence d'application du critère)

Ce classement nous permet ainsi de recommander « le meilleur critère » de résistance latérale qu'un ingénieur peut utiliser pour estimer H_u à partir de la courbe expérimentale de chargement.

4.2. Interprétation des courbes de chargement

L'interprétation des courbes de chargement-tassement par les différents critères précédents, Permet l'évaluation globale de la résistance latérale limite à partir d'un essai de chargement. Les courbes de chargement et tout autre résultat d'interprétation, sont tracés en utilisant le Logiciel d'analyse et de présentation graphique des données (Origine Pro version 9.0), ainsi que le Curve Expert Professional utiliser uniquement pour la méthode de Van der Ven. A titre d'exemple les figures suivante d'ajustement d'un pieu ($B=680$ mm, $D=6000$ mm, $D/B=8.8235$), installé dans un sol cohérent.

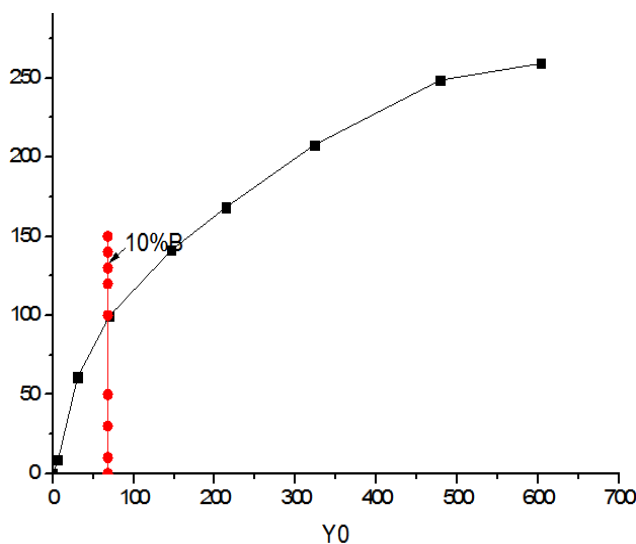


Figure 4.1 : critère 10%B.

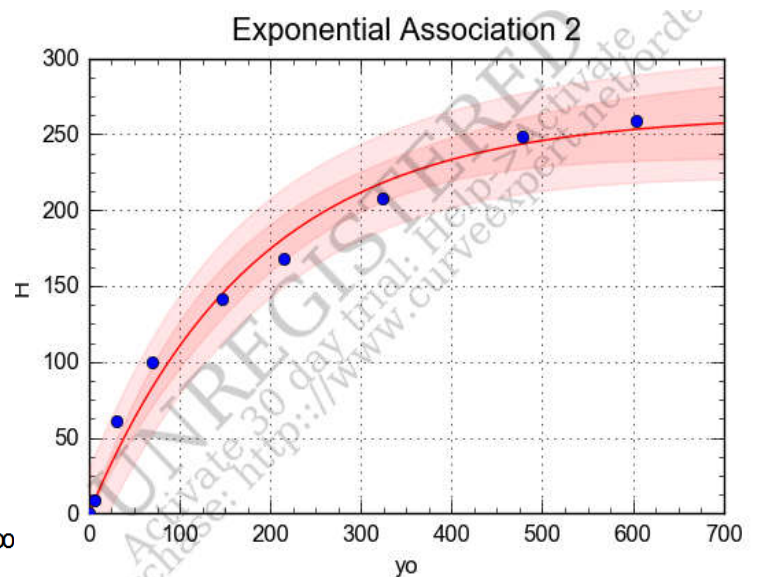


Figure 4.2 : critère van der Ven.

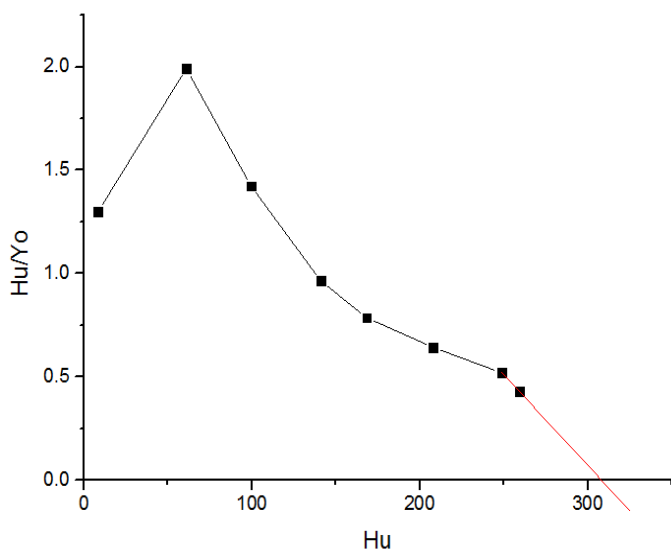


Figure 4.3 : critère Décourt

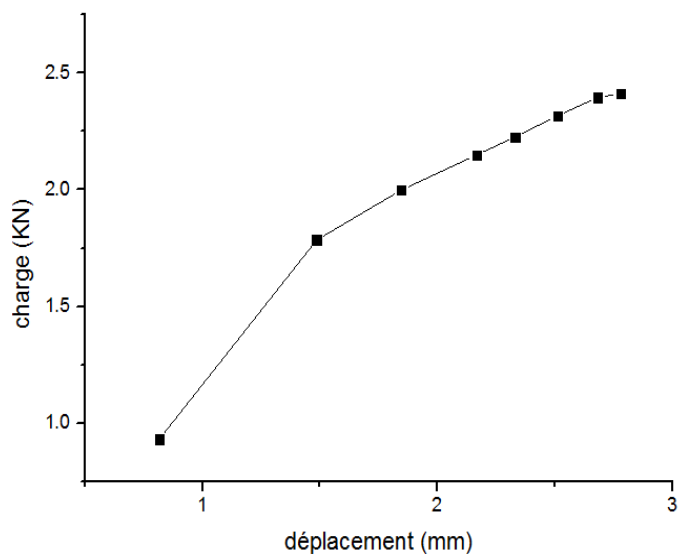


Figure 4.4 : critère bi-logarithmique.

```

initial slope a of the parabolic curve    1.462334
Curvature c' = -2.120748E-03
Horizontal line (resistance) = 252.083400
Maximum measured displacement x(N) = 322.433000
Displacement corresponding to maximum of parabola 344.768500
Reference displacement xr = 344.768500
Non linear Regression coeff. R = 9.281928E-01

```

Figure 4.5 : critère parect.

```

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 =?
3
Data to be input from file ? (0=1/N=0)
1
Name of Data file ?
.\CAS51.TXT
initial slope alpha of the curve 1.714062
Horizontal asymptote = 342.814900
Regression coeff. R = 9.875336E-01

```

Figure 4.6 : critère hyperbolique.

Nous avons résumé les valeurs de H_u pour l'essai que nous avons pris à titre d'exemple dans le tableau suivant :

4.1. Tableau des valeurs H_u des différents critères (sol cohérent)

critère	10%B	Bi-logarithmique	Parect	Exponentiel	Hyper	Décourt
Hu	97.550	NA	253.786	263.110	346.684	308.740

Et un 2ème exemple ; un pieu (B=910 mm, D=5420 mm, D/B=5.96), installé dans un sol pulvérulent.

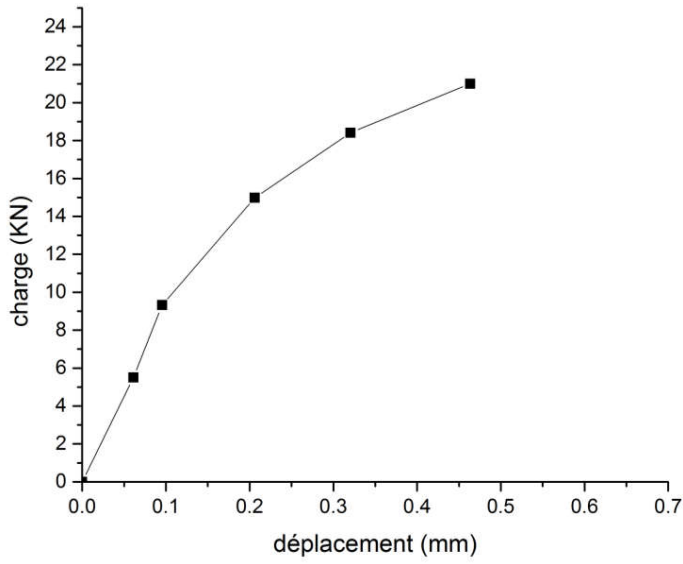


Figure 4.7 : critère 10%B.

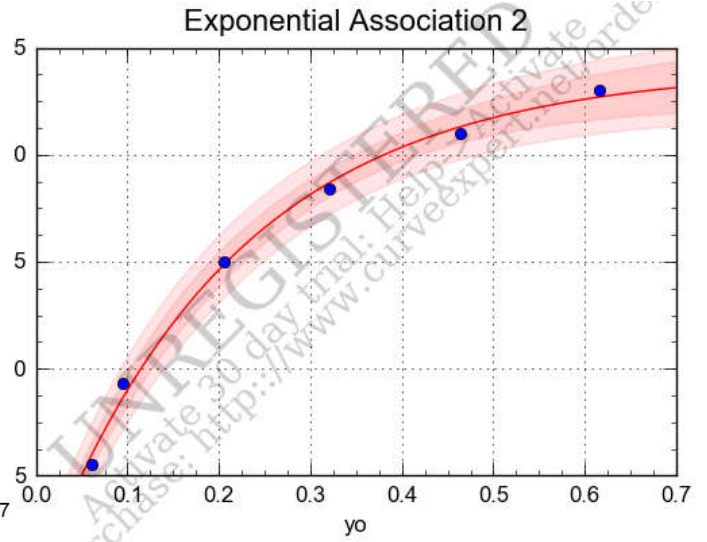


Figure 4.8 : critère van der van.

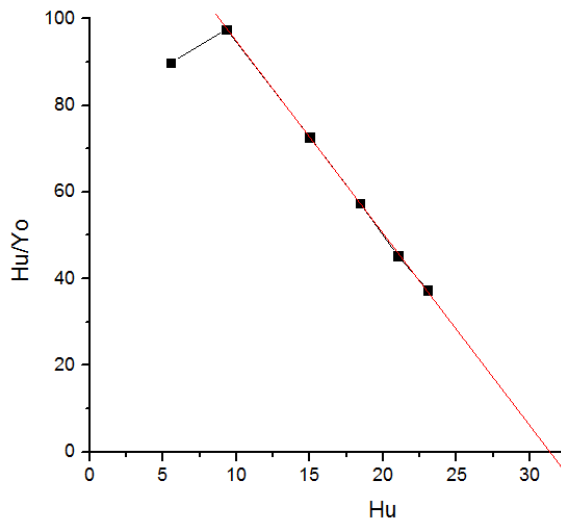


Figure 4.9 : critère Décourt.

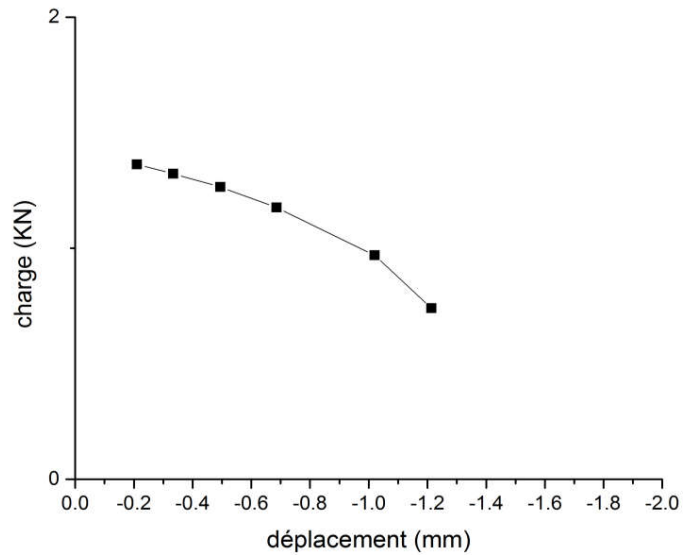


Figure 4.10 : critère Bi-logarithmique.

```

initial slope a of the parabolic curve  7.886506
Curvature c'= -1.099456E-01
Horizontal line (resistance)= 141.426700
Maximum measured displacement x(N)= 33.329500
Displacement corresponding to maximum of parabola  35.865480
Reference displacement xr= 35.865480
Non linear Regression coeff. R= 8.068640E-01

```

Figure 4.11 : critère paract.

```

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 =?
12
Data to be input from file ? (0=1/N=0)
1
Name of Data file ?
.\pieux57.txt
initial slope alpha of the curve      8.238626
Horizontal asymptote = 176.831500
Regression coeff. R= 9.975570E-01

```

Figure 4.12 : critère hyperbolique.

Nous avons résumé les valeurs de H_u pour l'essai que nous avons pris à titre d'exemple dans le tableau suivant :

4.2. Tableau des valeur H_u des différents critères (sol pulvérulent).

critère	10%B	Bi-logarithmique	Parect	Exponentiel	Hyper	Décourt
Hu	NA	NA	23.030	24.040	33.796	31.443

On constate que :

- Dans le sol pulvérulent le critère 10%B est inapplicable pour ce pieu car la valeur de 10% de B dépasse la grande valeur de déplacement.
- Dans les deux sols (pulvérulent et cohérent) le critère Bi-logarithmique est inapplicable car la courbe ne dégage pas deux lignes droites interconnectées en un point d'intersection qui donne la résistance limite, ceci est dû essentiellement au déplacement du pieu sous l'effet du chargement.

Afin que le critère Bi-logarithmique soit applicable il faut que le pieu chargé manifeste des grands déplacements.

4.3. Classement des critères de résistance latérale

Les tableaux (C.1 ; C2) en annexe de ce mémoire regroupe les résultats des valeurs de la résistance latérale (en kN), menés sur les bases de données des essais de chargement, en appliquant Les critères.

4.3.1. Classement selon l'applicabilité

On définit la « Fréquence » d'un critère par le nombre des cas ou le critère est applicable rapporté au nombre total des cas, soit 43 pour le sol cohérent et 39 pour le sol pulvérulent.

Ainsi une fréquence de 100% correspond à un critère applicable à tous les cas étudiés, alors qu'une Fréquence nulle correspond à un critère non applicable.

Tableau 4.3 : Résultats de la fréquence des critères (sol cohérent).

critère	10%B	Décourt	Bi- logarithmique	Van der Veen	Hyperbolique	parect
Fréquence (%)	39.53	81.13	0	100	100	100

Tableau 4.4 : Résultats de la fréquence des critères (sol pulvérulent).

critère	10%B	Décourt	Bi- logarithmique	Van der Veen	Hyperbolique	parect
Fréquence (%)	35.9	97.44	0	100	100	100

Les critères Lissage hyperbolique, parect et Van der Veen représentent la plus grande fréquence 100%, pour les deux sols, ensuite Décourt avec 97.44% pour le sol pulvérulent et 81.13% pour sol Cohérent, enfin le critère 10%B est au-dessus de la moyenne avec 35.9% pour le sol pulvérulent et 39.53% pour le sol cohérent.

Tableau 4.5 : Classement des critères pour les deux sols

critère	10%B	Décourt	Bi- logarithmique	Van der Veen	Hyperbolique	parect
Classement	3ème	2ème	4ème	1er	1er	1er

4.3.2. Étude statistique du rapport λ de résistance latérale

On définit le " rapport de résistance latéral " par le coefficient lambda, tel que :

$$\lambda = H_u(\text{critère})/H_u(\text{moyenne}). \quad (4.1)$$

H_u^{moy} : moyenne arithmétique de H_u pour un pieu donné.

H_u^{crit} : valeur de H_u estimée par un critère donné.

Remarque : les résultats de coefficient lambda sont regroupés en annexe C.

4.3.2.1 Étude statistique de rapport λ de résistance latérale

Tableau 4.6 : Les résultats de l'étude statistique de lambda (sol cohérent).

critère	Valeur moyenne	Marge	Écart type	COV (%)	la médiane
Hyperbolique	1.184	[0.0091:2.483]	0.369	31.153	1.126
Décourt	1.409	[1.074:1.855]	0.205	14.534	1.409
Bi-logarithmique	/	/	/	/	/
Van der veen	0.966	[0.472:3.286]	0.501	51.835	0.88
parect	0.699	[0.0097 ;0.9993]	0.197	28.163	0.755
10%B	0.54	[0.005 ; 0.85]	0.212	39.295	0.539

Tableau 4.7 : Les résultats de l'étude statistique de lambda (sol pulvérulent).

critère	Valeur moyenne	Marge	Écart type	COV (%)	la médiane
Hyperbolique	1.116	[0.595;1.512]	0.191	17.15	1.105
Décourt	1.474	[0.988;3.333]	0.477	32.36	1.325
Bi-logarithmique	/	/	/	/	/
Van der veen	0.859	[0.467;1.210]	0.146	17.03	0.888
parect	0.707	[0.257;1.057]	0.176	24.97	0.757
10%B	0.671	[0.163;1.062]	0.215	32.03	0.655

Il est remarquable, d'après l'analyse statistique résumée aux tableaux (4.6) et (4.7) que :

La valeur moyenne du rapport λ est comprise entre 0.655 et 1.325 dans les sols pulvérulents, et de 0.539 à 1.409 pour les sols cohérent.

Décourt présente la plus grande valeur moyenne dans les deux sols, et 10%B la plus faible. Le coefficient de variation Cov% paraît un pourcentage variant entre 17.03% et 32,36% pour le sol Pulvérulent, et de 14.534% à 51.835% pour le sol cohérent ce qui explique une dispersion variable d'un critère à l'autre.

Le critère van der veen donne la plus faible dispersion, et le critère de Décourt le plus grande pour le sol Pulvérulent, le contraire est constaté dans le cas du sol cohérent Décourt donne la plus faible dispersion 14.534% et van der Veen donne la plus grande 51.835%.

4.3.2.2. Analyse des histogrammes

On construit l'histogramme de la variable aléatoire λ pour tous les pieux chargés dans un sol donné.

On présente ci-après un exemple d'histogramme de λ ajusté par une fonction de probabilité de gauss :

$$\text{Prob}(\lambda) = (1 / \sigma\sqrt{2\pi}) \exp^{(-1/2(\lambda-\mu) / \sigma)} \quad (4.2)$$

μ : valeur moyenne recherchée (valeur modale).

σ : écart-type.

R : coefficient d'ajustement de l'histogramme par la fonction de gauss.

$\text{Prob}(\lambda=\mu) = \text{Fréquence relative max} (\%)$.

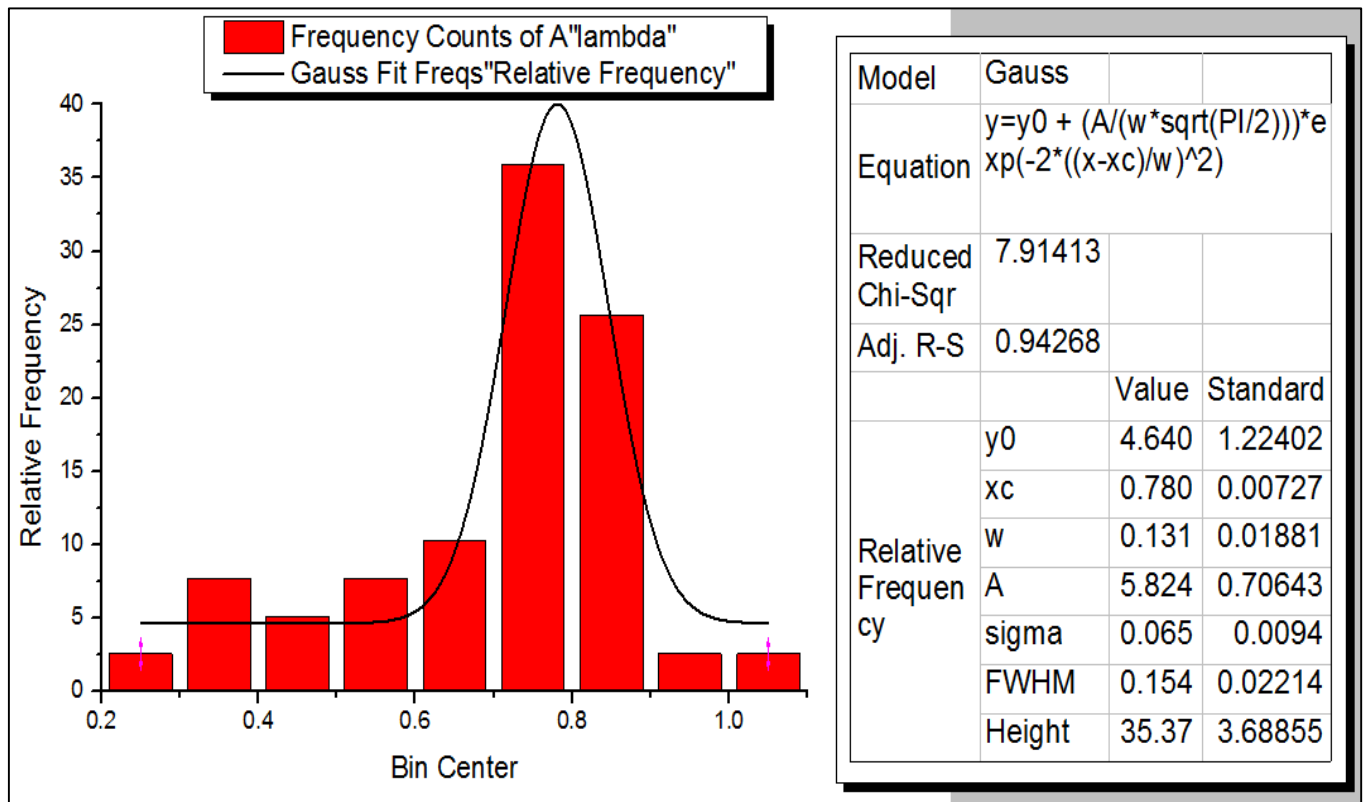


Figure 4.13 : Histogramme de λ (parect) ajusté par une fonction de Gauss (Sol pulvérulent).

Tableau 4.8: Résultats d'ajustement par la fonction de gauss (sol cohérent).

critère	valeur modale	écart - type	la fréquence relative max (%)	Coef de régression R
10%B	0.498	0.05	/	-68.7%
Bi-logarithmique	/	/	/	/
parect	0.702	0.0187	54.64	0.19%
hyperbolique	0.7729	0.107	/	99.7%
Van der veen	1.065	0.123	/	98.5%
Décourt	1.3648	0.17025	31.12	72%

Tableau 4.9: Résultats d'ajustement par la fonction de gauss (sol pulvérulent).

critère	valeur modale	écart - type	la fréquence relative max (%)	Coef de régression R
10%B	0.6	0.115	49.055	99.5%
Bi-logarithmique	/	/	/	/
parect	0.78	0.065	40.017	94.2%
hyperbolique	1.14	0.138	51.041	99.9%
Van der veen	0.86	0.068	44.819	98%
Décourt	1.46	0.12	/	78.5%

4.3.3. Classement selon l'exactitude

Tableau 4.10: classification selon μ (sol pulvérulent).

Critère	La valeur modale	Classement
Hyperbolique	1.14	1
Van der veen	0.86	2
Parect	0.78	3
10%B	0.6	4
Décourt	1.46	5
Bi-logarithmique	/	6

Tableau 4.11: classification selon μ (sol cohérent).

Critère	La valeur modale	Classement
Van der veen	1.065	1
Hyperbolique	0.7729	2
parect	0.702	3
Décourt	1.3648	4
10%B	0.498	5
Bi-logarithmique	/	6

Les premiers critères bien classé selon la valeur modale sont hyperbolique et van der veen et parect et cela pour les deux types de sols.

4.3.4. Classement selon la précision

Tableau 4.12: classification selon sigma (sol pulvérulent).

Critère	Ecart-Type	Classement
Parect	0.065	1
Van der veen	0.068	2
10%B	0.115	3
Décourt	0.12	4
Hyperbolique	0.138	5
Bi-logarithmique	/	6

Tableau 4.13: classification selon sigma (sol cohérent).

Critère	Ecart-Type	Classement
parect	0.0187	1
10%B	0.05	2
Hyperbolique	0.107	3
Van der veen	0.123	4
Décourt	0.17025	5
Bi-logarithmique	/	6

Parect est bien classé en terme de l'écart type dans les deux sols et hyperbolique et van der veen ont reculé.

4.3.5. Classement selon la sous-estimation de Hu

Tableau 4.14: pourcentage de $\lambda \leq 1$ (sol pulvérulent).

Critère	lambda > 1	lambda < 1	Classement
Décourt	100%	0%	5
Hyperbolique	82.05%	17.95%	3
de van der veen	10.25%	89.75	2
Parect	2.56%	97.44%	1
10%B	97.36%	2.64	4
Bi-logarithmique	/	/	6

Tableau 4.15: pourcentage de $\lambda \leq 1$ (sol cohérent).

critère	lambda > 1	lambda < 1	Classement
parect	0%	100%	1
10%B	0%	100%	2
hyperbolique	86.04%	13.95%	4
Van der veen	11.62%	88.38%	3
Décourt	100%	0%	5
Bi-logarithmique	\	\	6

Le critère Parect a le plus grand pourcentage de λ inférieur a 1 dans le sol pulvérulent et le sol cohérent.

Dans le sol pulvérulent les plus sécuritaire sont Parect et Van der van, et dans le sol cohérent Parect et 10%B et van der veen sont les plus sécuritaires On constate une différence dans les critères quand on change le sol.

4.4. Classement générale des critères

On procède au classement générale des critères par ordre croissant de la somme des classements partiels (précision, exactitude, applicabilité, sécurité).

Le meilleur critère idéal sera classé premier selon les critères partiels, donc il aura la plus petite somme de ces classements, et ainsi de suite.

Tableau 4.17: Classement générale (sol cohérent).

critère	exactitude	précision	sécurité	applicabilité	somme	Classement
Hyperbolique	2	3	4	1	10	3
Van der veen	1	4	3	1	9	2
parect	3	1	1	1	6	1
10%B	5	2	2	3	12	4
Décourt	4	5	5	2	16	5
Bi-logarithmique	6	6	6	4	22	6

Tableau 4.18: Classement générale (sol Pulvérulent).

critère	exactitude	précision	sécurité	applicabilité	somme	Classement
Hyperbolique	1	5	3	1	10	3
Van der veen	2	2	2	1	7	2
parect	3	1	1	1	6	1
10%B	4	3	4	3	14	4
Décourt	5	4	5	2	16	5
Bi-logarithmique	6	6	6	4	22	6

Après cette étude statistique on constate que les critères bien classé sont les mêmes quel que Soit le type de sol, comme indiqué dans les tableaux précédents.

4.5. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de constater la variété des méthodes d'estimation de la résistance latérale des pieux isolés par l'interprétation des courbes de chargement. D'après l'interprétation et l'analyse statistique des courbes de chargement, nous avons constaté que le meilleur critère est la fonction PARECT sur la base de la précision, l'exactitude, sécurité, l'applicabilité.

On recommande donc cette méthode pour estimer H_u à partir de la courbe expérimentale de chargement d'un pieu isolé.

Chapitre 5

Etude de l'effort latéral

limite

5.1.Introduction

Ce chapitre présente un autre aspect de notre travail de recherche en étudiant les différentes méthodes théoriques pour estimer la résistance latérale H_u , les plus courantes de ces méthodes sont : Broms (1964), Reese (1974) et Hansen (1961).

Du fait qu'on a constaté auparavant que le meilleur critère empirique de résistance latérale est la fonction PARECT, on entamera dans ce chapitre une comparaison entre les résultats des méthodes théoriques et ceux du critère PARECT.

A partir de cette comparaison, on sélectionnera la méthode théorique à calibrer par les résultats exposés pour proposer une méthode pratique d'estimation de la résistance latérale.

5.2. Comparaison des méthodes théoriques et des critères de résistance latérale

Comme nous l'avons vu dans le chapitre 1 (partie B), il existe plusieurs méthodes de calcul de la résistance latérale des pieux, celles que nous avons utilisées sont les suivantes : Broms (1964), Hansen (1961) et Reese (1974).

On présente ci-après les principales équations de calcul qui permettent de calculer H_u et Z_r , le profilé $P_u(z)$ est donné par chaque méthode théorique.

$$H_u = \int_0^{Z_r} P_u(z) dz - \int_{Z_r}^D P_u(z) dz \quad (5.1)$$

$$H_u * e = \int_0^{Z_r} P_u(z) z dz + \int_{Z_r}^D P_u(z) z dz \quad (5.2)$$

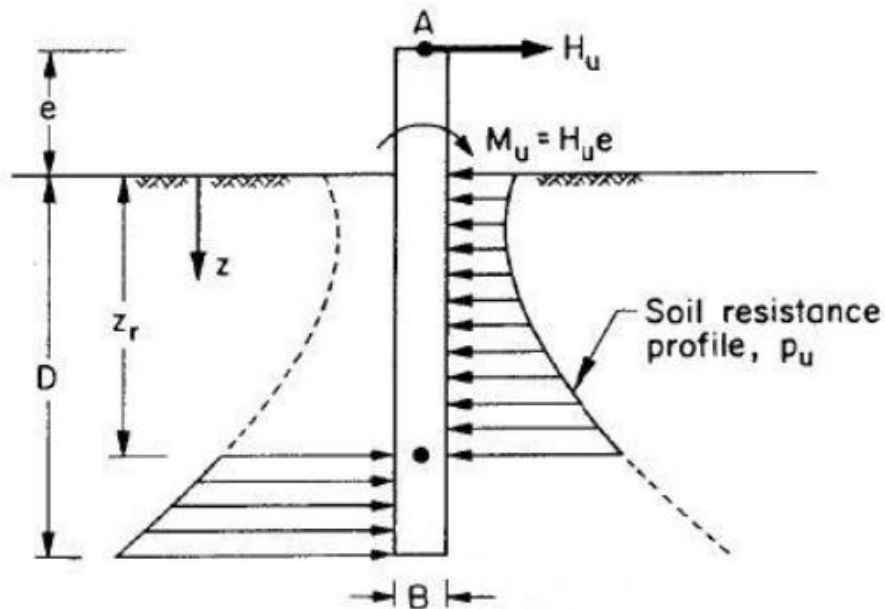


Figure 5.1 : Schéma d'équilibre d'un pieu.

En vue d'un calcul précis (évitent les erreurs de calcul manuel) et rapide, on a développé pour chaque méthode une application issue de l'environnement (VB visuel basic). Dans cette application pour résoudre une équation de type $f(x) = 0$ nous avons utilisé la méthode itérative de Newton qui effectue des itérations automatiques pour aboutir au résultat voulu.

a.Méthode de Broms

Les équations propres sont les suivantes

• Sol cohérent :

$$P_u = 9 B C_u \quad (5.3)$$

$$Z_r^2 + 2 e Z_r - [(2.25 B^2 / 2) + (1.5 B e) + (D^2 / 2) + (e D)] = 0 \quad (5.4)$$

$$H_u = P_u (2 Z_r - 1.5 B - D) \quad (5.5)$$

• Sol pulvérulent

$$P_u = 3 K_p D B \gamma \quad (5.6)$$

$$-Z_r^2 - 2 e (Z_r) - D e + (1/2) D^2 = 0 \quad (5.7)$$

$$H_u = (6 K_p D B \gamma Z_r) - (3 K_p D^2 B \gamma) \quad (5.8)$$

Application de la méthode Broms « LCB »

La figure ci-après illustre l'interface d'introduction des données et de sortie des résultats.

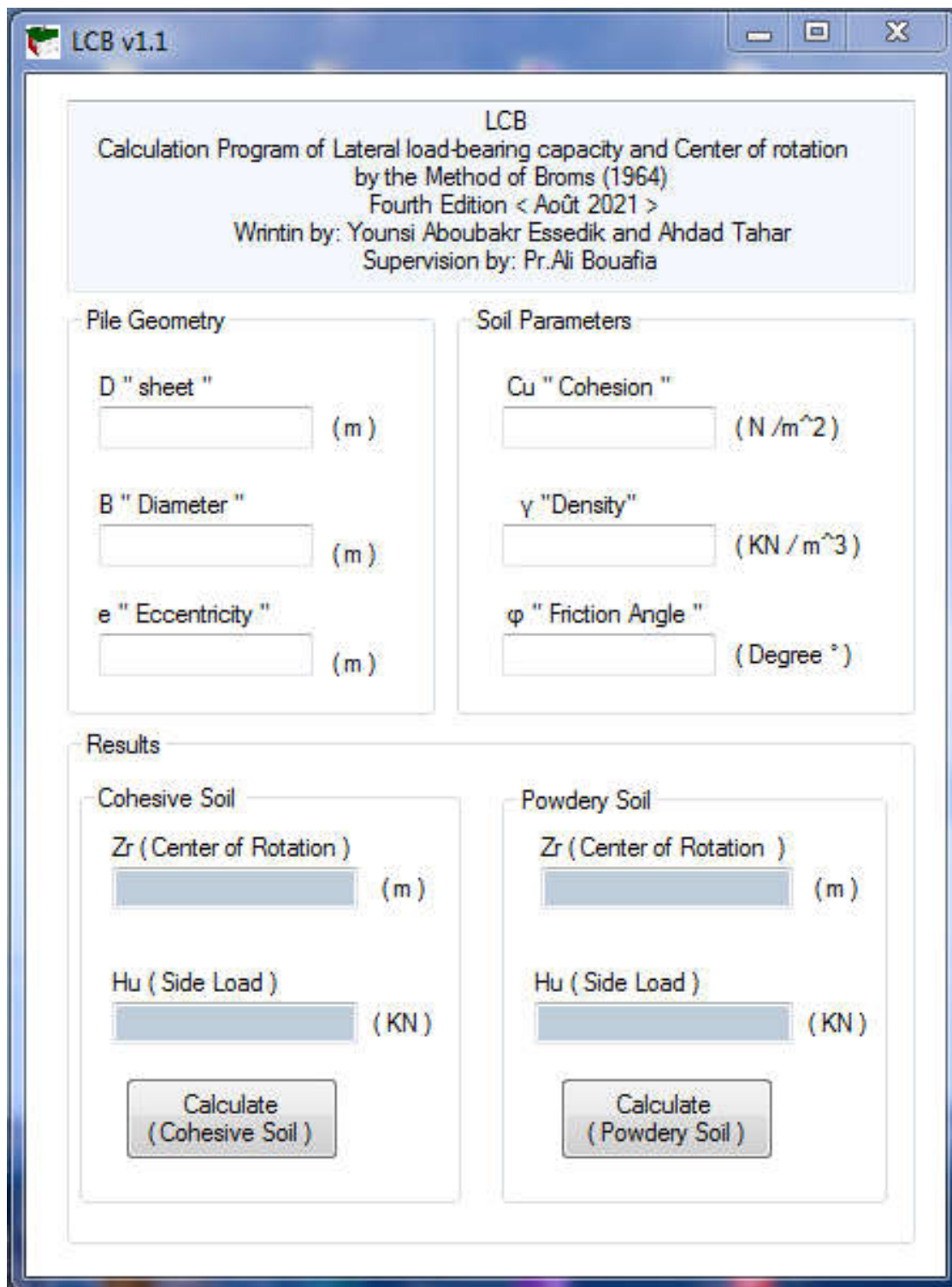


Figure 5.2 : Application LCB.

b. Méthode de Reese

Les équations propres sont les suivantes

• **Sol cohérent**

$$P_u = 12 B C_u \quad (5.9)$$

$$-Zr^2 - 2 e (Zr) - D e + (1/2) D^2 = 0 \quad (5.10)$$

$$H_u = P_u (2 Zr - D) \quad (5.11)$$

• **Sol pulvérulent**

$$P_u = \min (P_{us} ; P_{up}) \quad \left\{ \begin{array}{l} P_{us} : \text{rupture superficielle} \\ P_{up} : \text{rupture profonde} \end{array} \right.$$

$$P_{us} = (\gamma Zr) (B c_2) + (Zr c_1) \quad (5.12)$$

$$P_{up} = (\gamma B Zr) c_3 \quad (5.13)$$

$$c_1 = (K_p \text{Tag} (45 + (\varphi/2)) \text{Tag} (\varphi/2)) + (K_o \text{Tag} (\varphi) \sin (45 + (\varphi/2)) / \cos (\varphi/2) \text{Tag} (45) + (\varphi/2) - \varphi) + (\text{Tag} (45 + (\varphi/2)) \text{Tag} (\varphi) \sin (45 + (\varphi/2)) - \text{Tag} (\varphi)) \quad (5.14)$$

$$c_2 = K_p - K_a \quad (5.15)$$

$$c_3 = K_p^3 + 2 K_o \text{Tag} (\varphi) (K_p^2 + 1) - K_a \quad (5.16)$$

$$2(c_1 \gamma/4) Zr^4 + 2(((c_2 \gamma B)/3) + ((c_1 \gamma)/3) (2 e)) Zr^3 + ((c_2 \gamma B)/3) 2 e) Zr^2 - (((c_1 \gamma)/4) D^4) + (((c_2 \gamma B)/3) D^3)) + (((c_1 \gamma)/3) D^3 + ((c_2 \gamma B)/2) D^2) e = 0 \quad (5.17)$$

$$H_u = ((c_1 \gamma)/3 Zr^3 + (c_2 \gamma B)/2 Zr^2) 2 - ((c_1 \gamma)/3 D^3 + (c_2 \gamma B)/2 D^2) \quad (5.18)$$

Application de la méthode Reese « LCR »

La figure ci-après illustre l'interface d'introduction des données et de sortie des résultats.

The screenshot shows a software window titled "LCR v1.1". The main content area is titled "LCR" and contains the following text: "Calculation Program of Lateral load-bearing capacity and Center of rotation by the Method of Reese (1974) Fourth Edition < Août 2021 > Wrintin by: Younsi Aboubakr Essedik and Ahdad Tahar Supervision by: Pr.Ali Bouafia".

The interface is divided into several sections:

- Pile Geometry:** Includes input fields for "D " sheet " (m), "B " Diameter " (m), and "e " Eccentricity " (m).
- Soil Parameters:** Includes input fields for "Cu " Cohesion " (N /m²), "γ "Density" (KN /m³), and "φ " Friction Angle " (Degree °).
- Results:** Divided into two columns:
 - Cohesive Soil:** Output fields for "Zr (Center of Rotation) (m)" and "Hu (Side Load) (KN)", with a "Calculate (Cohesive Soil)" button below.
 - Powdery Soil:** Output fields for "Zr (Center of Rotation) (m)" and "Hu (Side Load) (KN)", with a "Calculate Zr" button and a "Calculate (Powdery Soil)" button below.

Figure 5.3 : Application LCR.

c. Méthode de Hansen

• Sol cohérent

$$Pu = Cu B Kc \quad (5.19)$$

$$2 L Zr^2 + 2 k Zr - 2 j \ln (1 + c Zr) + 2 e n Zr + 2 e m \ln (1 + c Zr) - e (n D) + m \ln (1 + c D) - (L D^2) + (K D) - (j \ln (1 + c D)) = 0 \quad (5.20)$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} a = Kc^0 \\ b = (Kc^\infty ac) / B \\ c = ac / B \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} j = (a - (b / c)) / c^2 \\ k = (a - (b / c)) / c \\ l = b / (2 c) \\ n = b / c \\ m = (a / c) - (b / c^2) \end{array} \right. \quad (5.21)$$

$$Kc = (a + (b Z)) / (1 + (c Z)) \quad (5.21)$$

$$Hu = (Cu B) [(2 (n Zr)) + m \ln (1 + (c Zr)) - (n D) + m \ln (1 + (c D))] \quad (5.22)$$

• Sol pulvérulent

$$Pu = \gamma Zr B Kq \quad (5.23)$$

$$Zr^2 - (D^2) / 2 ((e (b / c)) + ((c - b) / (c^2))) + (2 Zr - D) ((c - b) / (c^2)) e - ((c - b) / (c^3)) + (\ln (1 + c D) / ((1 + c Zr)^2)) ((e ((c - b) / c^3)) - ((c - b) / c^4)) - (b / (3 c)) (D^3 - (2 Zr^3)) = 0 \quad (5.24)$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} a = Kq^0 \\ b = (Kq^\infty aq) / (B Kq^0) \\ c = aq / B \end{array} \right. \quad (5.25)$$

$$Kq = (a + (b Z)) / (1 + (c Z)) \quad (5.26)$$

$$Hu = (\gamma B a) [(b / c) Zr^2 - (D^2) / 2 + (c - b) / c^2 (2 Zr - D) + (c - b) / c^3 (\ln (1 + c D) / (1 + c Zr)^2)]$$

Application de la méthode Hansen « LCH »

La figure ci-après illustre l'interface d'introduction des données et de sortie des résultats.

The screenshot shows the LCH v1.1 application window. The title bar reads "LCH v1.1". The main window contains the following text and controls:

LCH
Calculation Program of Lateral load-bearing capacity and Center of rotation
by the Method of Hansen (1961)
Fourth Edition < Août 2021 >
Wrintin by: Younsi Aboubakr Essedik and Ahdad Tahar
Supervision by: Pr.Ali Bouafia

Pile Geometry

- D " sheet " (m) [input field]
- B " Diameter " (m) [input field]
- e " Eccentricity " (m) [input field]

Soil Parameters

- Cu " Cohesion " (N /m²) [input field]
- γ "Density" (KN /m³) [input field]
- φ " Friction Angle " (Degree °) [input field]

Results

Cohesive Soil

- Zr (Center of Rotation) (m) [input field]
- Hu (Side Load) (KN) [input field]
- Calculate Zr [button]
- Calculate (Cohesive Soil) [button]

Powdery Soil

- Zr (Center of Rotation) (m) [input field]
- Hu (Side Load) (KN) [input field]
- Calculate Zr [button]
- Calculate (Powdery Soil) [button]

Figure 5.4 : Application LCH.

5.2.1. Résultats de calcul

Les résultats de calcul de la résistance horizontale sont représentés dans les tableaux 5.1 et 5.2.

Tableau 5.1 : Résistance Latérale (sols cohérents).

Résistance Latérale (KN)				Résistance Latérale (KN)			
cas	Broms	Reese	Hansen	cas	Broms	Reese	Hansen
1	1364.76	2843.50	1304.38	21	10799.97	26321.47	11418.83
2	419.61	1022.35	444.14	22	6156.03	5740.66	2776.78
3	235.96	620.56	263.87	23	1802.57	4724.02	2000.66
4	2597.72	3895.00	2175.72	24	511.78	341.10	174.22
5	858.75	1938.48	861.37	25	146.98	246.04	126.00
6	5005.21	7665.69	4199.11	26	551.38	800.61	462.05
7	5268.77	8019.99	4417.05	27	1701.04	3456.53	1598.74
8	2140.41	3615.65	1841.79	28	1947.29	4674.81	2033.00
9	2140.41	3615.65	1841.79	29	18.39	31.31	15.86
10	5268.77	8019.99	4417.05	30	540.42	362.35	183.30
11	5268.77	8019.99	4417.05	31	96.92	666.74	383.34
12	1100.61	1835.72	944.22	32	107.69	666.74	383.34
13	501.08	967.57	458.63	33	118.46	666.74	383.34
14	209.65	411.04	194.13	34	203.82	931.30	562.06
15	209.65	411.04	194.13	35	140.27	255.33	143.78
16	1949.37	3739.44	1783.01	36	164.04	282.93	161.03
17	1570.23	2929.07	1412.06	37	88.42	1849.36	798.49
18	642.82	1430.34	640.60	38	183.68	562.03	324.36
19	2538.37	3822.38	2126.20	39	227.86	1158.21	607.38
20	604.98	994.64	516.08	40	121.27	231.78	118.49

Tableau 5.2 : Résistance Latérale (sols pulvérulents).

Résistance Latérale (KN)				Résistance Latérale (KN)			
cas	Broms	Reese	Hansen	cas	Broms	Reese	Hansen
1	968.46	453.76	419.76	21	14118.51	25876.71	10554.06
2	576.06	358.22	275.35	22	22587.16	28952.89	9892.85
3	53326.12	55796.79	29884.18	23	1857.69	830.24	693.93
4	146558.74	241654.10	93850.84	24	88000.26	55235.66	35657.90
5	21625.95	52240.35	8070.95	25	1536.36	1036.52	806.43
6	35761.69	84752.19	15680.75	26	921.82	973.66	570.86
7	59235.17	75379.16	37382.04	27	921.82	973.66	570.86
8	55181.91	67694.67	34036.31	28	921.82	973.66	570.86
9	30691.20	16604.36	10665.77	29	3519.92	933.28	722.13
10	18346.96	15341.91	7071.46	30	25030.56	17984.04	14780.78
11	1284.75	847.77	672.23	31	10838.68	22431.44	3054.04
12	967.97	607.82	506.69	32	10838.68	22431.44	3054.04
13	6099.98	3110.48	2794.11	33	10838.68	22431.44	3054.04
14	12540.54	6409.02	3692.26	34	60844.19	137808.30	19305.11
15	20475.23	12625.00	6493.89	35	33242.73	73105.53	10527.43
16	30329.52	21953.96	10238.34	36	11502.71	29465.89	4755.92
17	38962.27	76928.64	22326.86	37	9755.96	21766.19	3088.78
18	38962.27	76928.64	22326.86	38	5792.01	9647.82	1796.06
19	7464.23	10791.60	5165.42	39	9871.87	23445.91	6815.73
20	14118.51	25876.71	10554.06				

5.3. Etude comparative des méthodes de calcul

Afin d'estimer la qualité de précision de la capacité portante latérale, une étude comparative des résultats de calcul s'avère nécessaire. La capacité portante parabole-rectangle (courbe de chargement, chapitre 3), représente la capacité portante réelle du sol car elle provient de la courbe expérimentale de chargement réel du pieu ; pour cela, l'étude comparative consiste à comparer les résultats obtenus par les méthodes théoriques de calcul et les valeurs de la résistance latérale données par le critère PARECT.

- Sols cohérents

a. Méthode de Broms

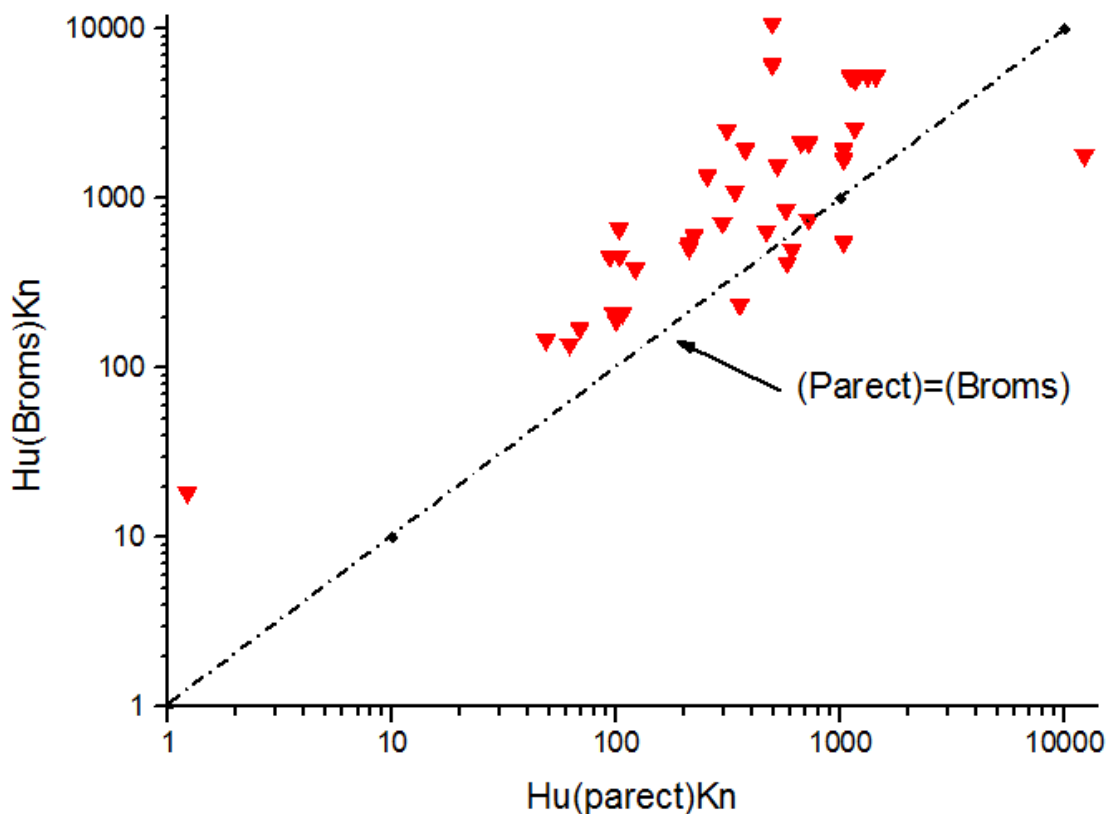


Figure 5.5 : Comparaison de la résistance latérale [$H_u(\text{Broms}) = f(H_u(\text{Parect}))$].

b. Méthode de Reese

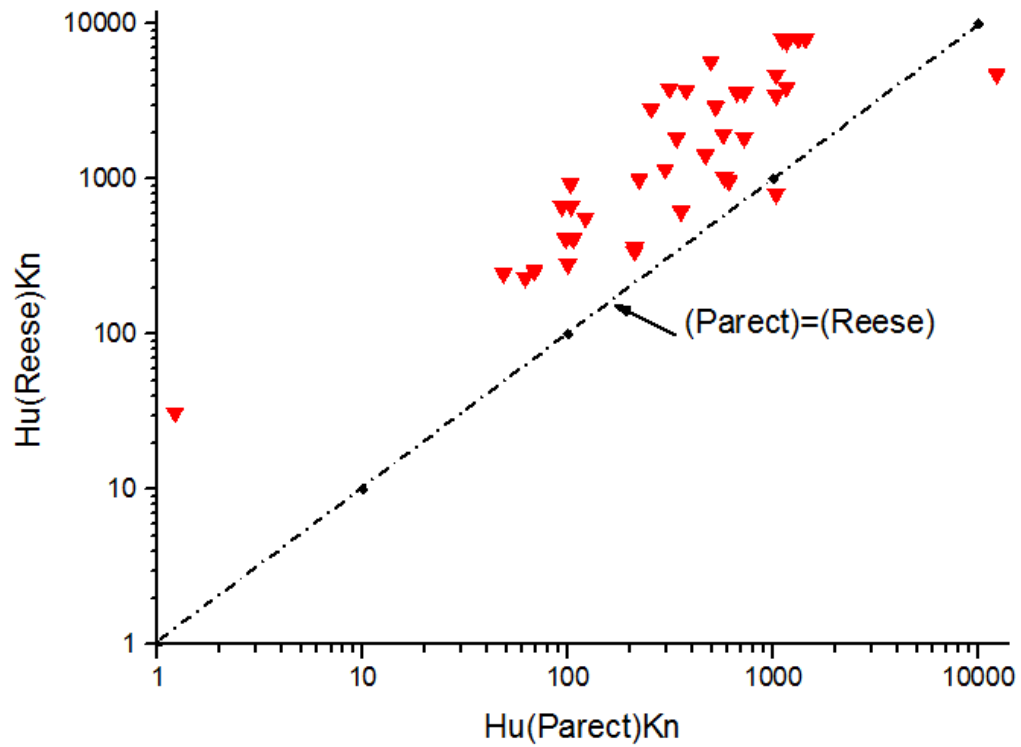


Figure 5.6 : Comparaison de la résistance latérale [$Hu(\text{Reese})=f(Hu(\text{Parect}))$].

c. Méthode de Hansen

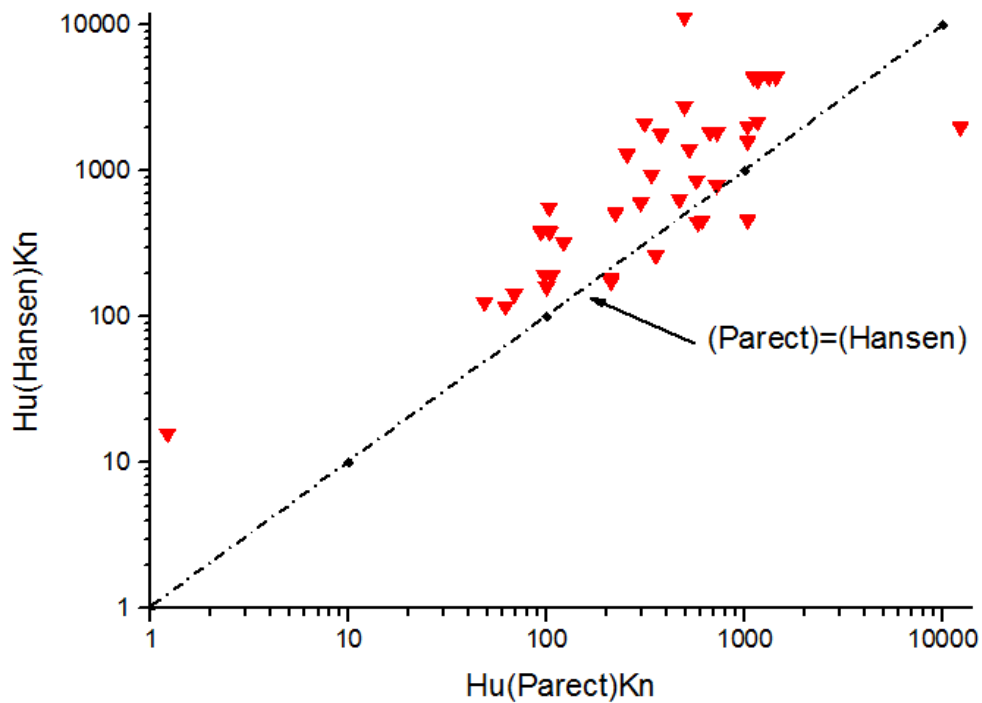


Figure 5.7 : Comparaison de la résistance latérale [$Hu(\text{Hansen})=f(Hu(\text{Parect}))$].

- Sols pulvérulents

a. Méthode de Broms

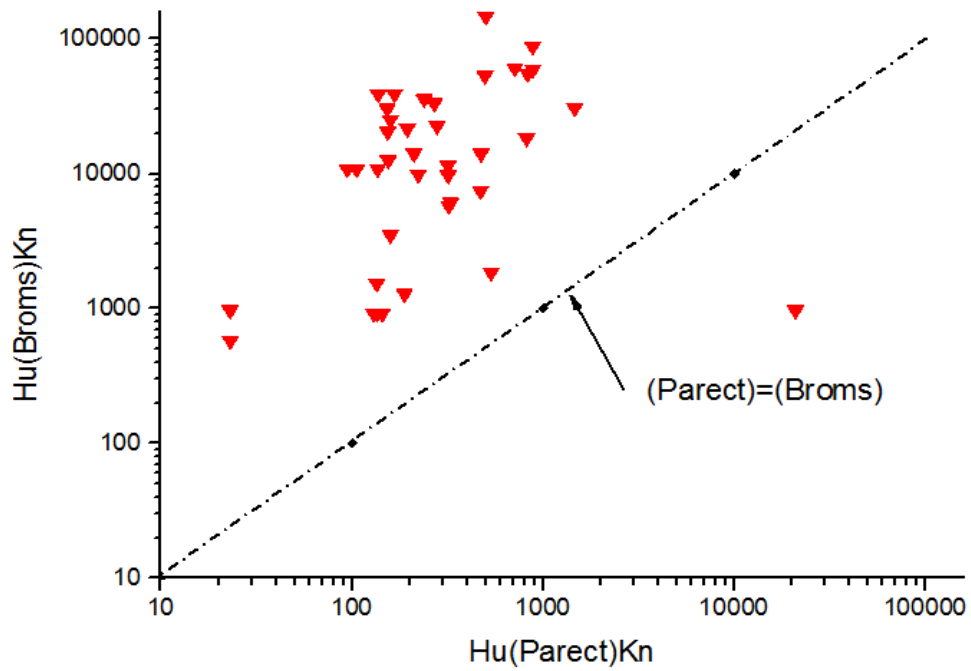


Figure 5.8: Comparaison de la résistance latérale [$Hu(Broms) = f(Hu(Parect))$].

b. Méthode de Reese

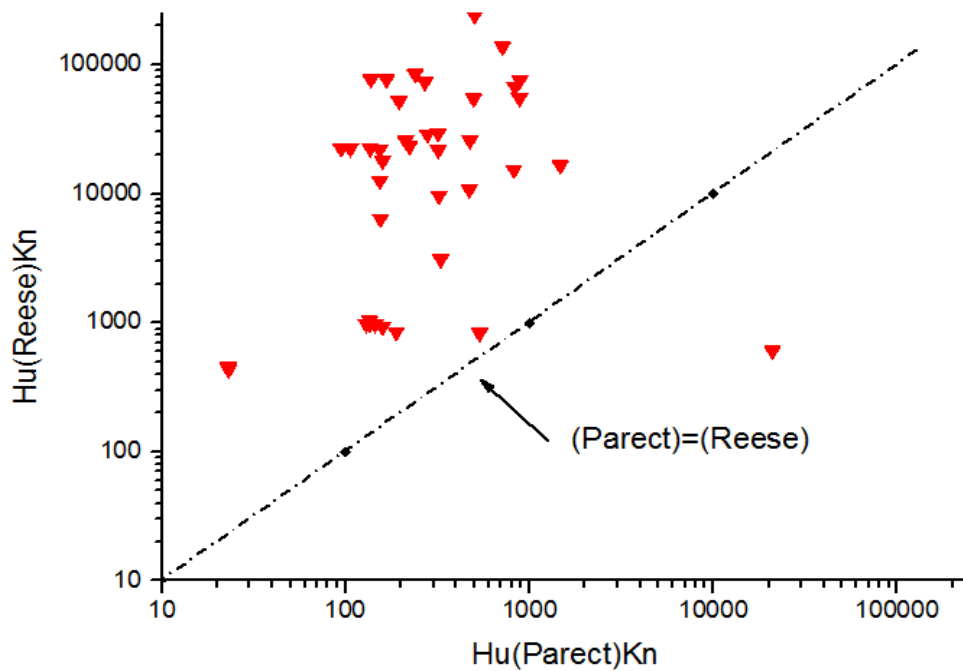


Figure 5.9 : Comparaison de la capacité portante latéral [$Hu(Reese) = f(Hu(Parect))$].

c. Méthode de Hansen

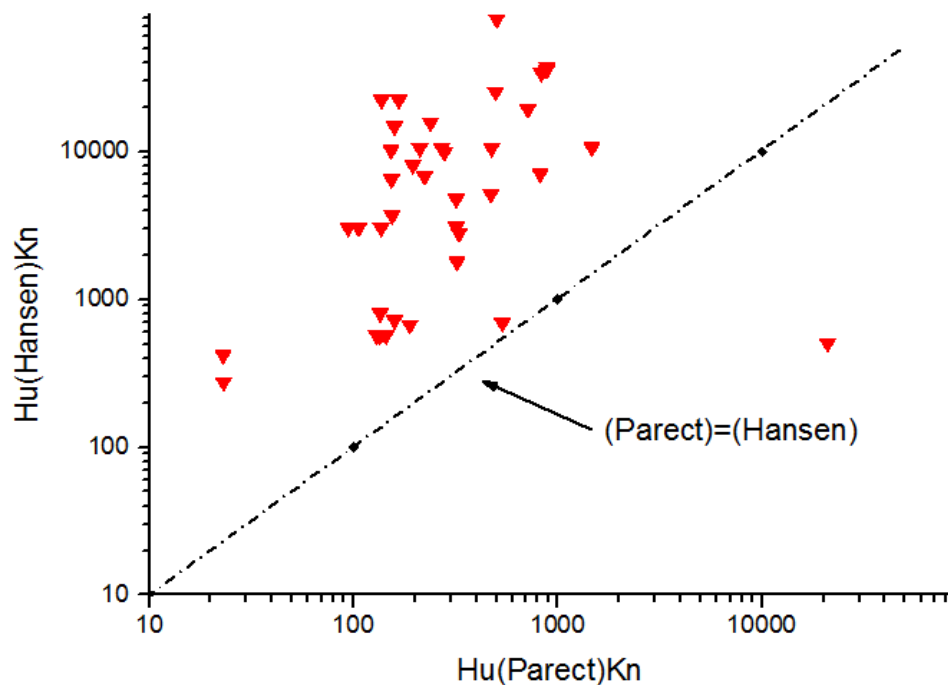


Figure 5.10 : Comparaison de la résistance latérale [$Hu(Hansen)= f(Hu(Parect))$].

Les figures (5.5 jusqu'à 5.10) montrent que les méthodes de calcul et les critères surestiment la capacité portante latéral du pieu, et pour bien apporter des éclaircissements sur cette surestimation, on a étudié statistiquement le rapport Hu (Méthode)/ Hu (Critère), les résultats sont les suivants :

- **Sol Cohérent**

Tableau 5.3 : Données statistique du rapport Hu (méthode) / Hu (Parect).

(Méthode/critère)	(Broms/parect)	(Reese/parect)	(Hansen/parect)
moyenne	3.95	6.684	3.346
écart type	4.134	8.712	3.919
Cov (%)	104.744	130.334	117.108

- **Sol Pulvérulent**

Tableau 5.4 : Données statistique du rapport Hu (méthode) / Hu (Parect).

(Méthode/critère)	(Broms/parect)	(Reese/parect)	(Hansen/parect)
moyenne	76.946	119.056	35.191
écart type	75.465	142.389	40.021
Cov (%)	98.075	119.597	113.725

L'étude comparative des méthodes de prévision de la résistance latérale, nous a permis de faire ressortir ce qui suit :

- Les méthodes de calcul de la résistance latérale (Broms, Hansen, Reese) surestiment la valeur de Hu.
- La méthode de Hansen renferme des calculs complexe qui nécessite un outil de calcul colossal, ce qui nous a obligé de créé un Programme de calcul qui nous a permis d'arriver au résultat rapidement et avec une grande précision.
- On constate que $(Hu^{\text{Hansen}} / Hu^{\text{parect}})$ présente la valeur moyenne la plus petite aussi bien dans les sols pulvérulents que dans les sols fins, ainsi que l'écart-type le plus petit.
- On retient donc la méthode de Hansen comme la méthode théorique la plus proche des valeurs expérimentales de Hu (estimées par le critères PARECT). (Moyenne la plus proche de 1 donc la plus exacte), et elle donne la meilleure précision (écart-type le plus petit).

5.4. Calibration de la méthode de calcul

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la capacité portante horizontale des pieux telles que : les méthodes théoriques, semi-empiriques et empiriques (chapitre 1). Les Méthodes théoriques ont montré une large surestimation de la valeur de H_u . Afin de rendre ces méthodes plus utiles ou plus tôt plus efficaces, il est nécessaire de se baser sur les Résultats des essais de chargement latéral des pieux en vraie grandeur, l'idée est de calibrer Ces méthodes de calcul, en se basant sur les valeurs de la capacité portante horizontale (Issue de la courbe de chargement expérimentale) et l'élancement des pieux.

5.4.1. Effet de l'élancement

Afin d'étudier les effets de l'élancement nous avons normalisé l'effort latérale H_u pour chaque type de sol par les équations suivantes :

Normalisation de l'effort latéral H_u :

Sol cohérent

$$H_u / C_u B D \quad (5.27)$$

Sol pulvérulent

$$H_u / \gamma B D^2 \quad (5.28)$$

L'élancement est un paramètre géométrique, et pour voir son influence sur les paramètres définissant la stabilité du système sol-pieu, on a étudié son effet sur la charge latérale limite.

Les figures 5.11 et 5.12 montre la variation de la charge latérale limite normalisée en fonction de l'élancement dans les sols cohérents et dans les sols pulvérulents respectivement.

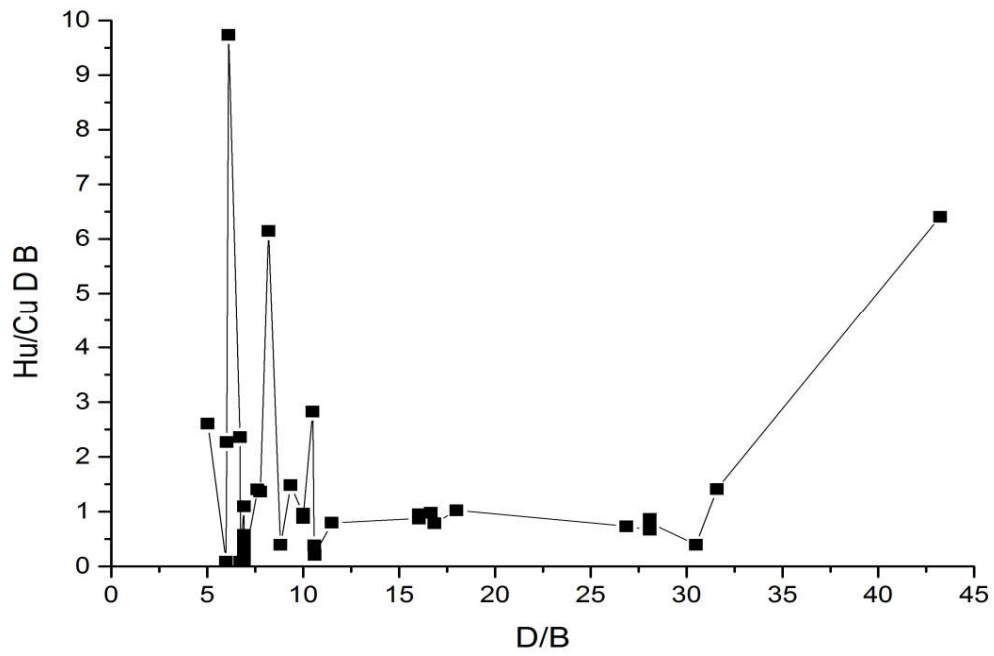


Figure 5.11 : Variation de la charge latérale limite normalisée par (Cu B D) en fonction de l'élanement (sols cohérents).

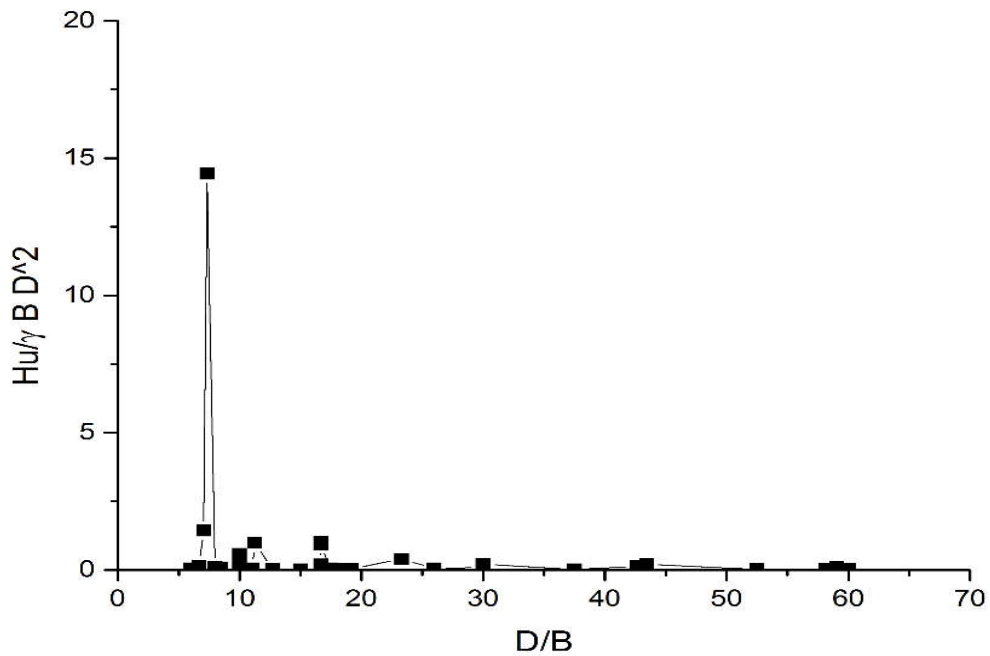


Figure 5.12 : Variation de la charge latérale limite normalisée par ($\gamma B D^2$) en fonction de l'élanement (sols pulvérulents).

Les figures 5.11, 5.12, montrent qu'il n'y a pas de corrélation évidente entre l'élanement et la charge latérale limite normalisée. Cela signifie que l'élanement n'aura probablement pas lieu dans la stabilité du système sol-pieu.

5.4.2. Choix de la méthode de Hansen de critère parect

En se basant sur l'étude comparative faite auparavant, on a choisi le critère parect comme étant le meilleur critère de la résistance latérale. Et on a choisi la méthode de Hansen car elle a l'avantage de traiter le cas des sols intermédiaire (C, phi) tel que les marnes Sableuse et sable argileux, chose qui n'est pas possible avec les deux autres méthodes (Reese, Broms), ces deux dernières sont limitées aux cas extrêmes de sol pulvérulent ou de sol fin saturé.

5.4.3. Calibration de la méthode de Hansen

Les figure 5.13 et 5.14 montre le rapport $H_u(\text{Calcul})/H_u(\text{Parect})$ en fonction de l'élanement D/B. Notons qu'on a utilisé la méthode de Hansen pour les deux types de sol cohérents, et pulvérulents.

- **Sol cohérent**

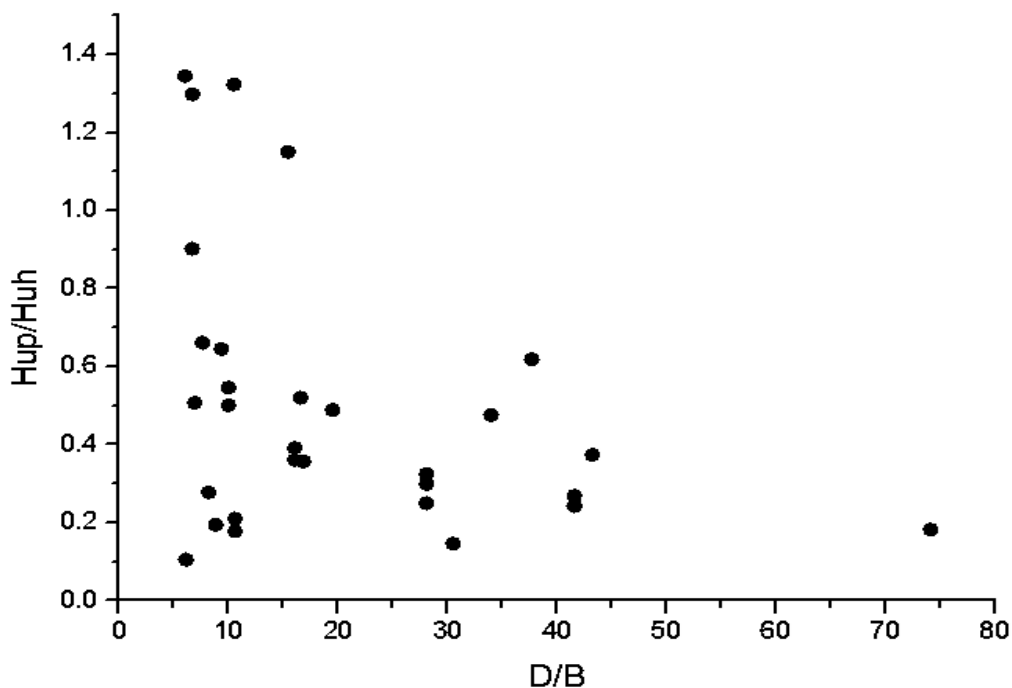


Figure 5.13 : Variation du rapport $H_u(\text{Parect})/H_u(\text{Hansen})$ en fonction de l'élanement D/B.

- Sol pulvérulent

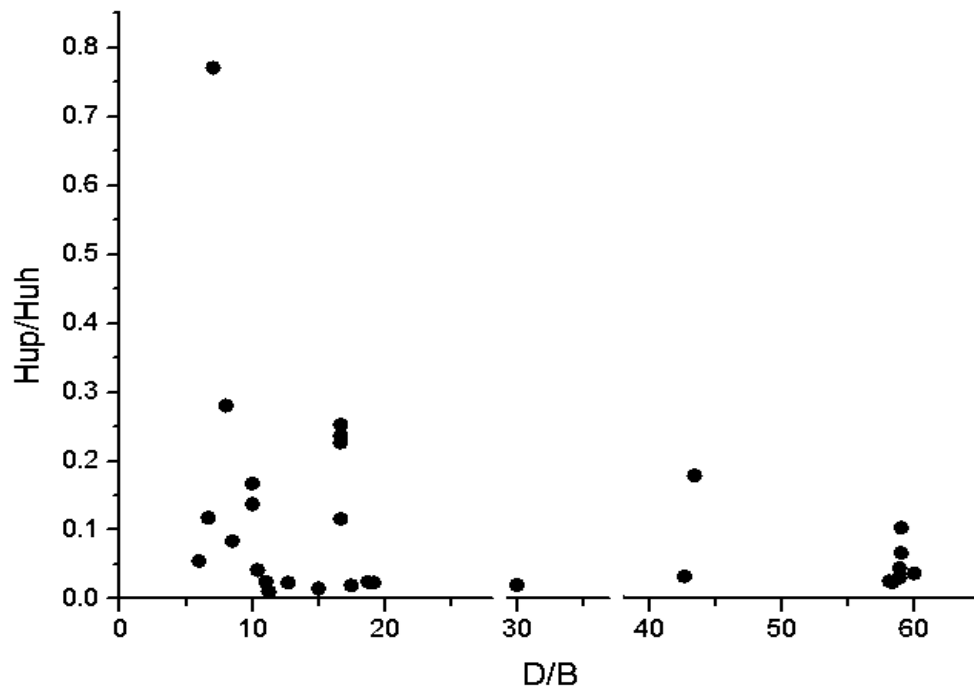


Figure 5.14 : Variation du rapport $H_u(\text{Parect})/H_u(\text{Hansen})$ en fonction de l'élançement D/B .

- Sol pulvérulent

En analysant le rapport H_uP/H_uH en fonction de l'élançement du pieu D/B , on ne constate pas de relation évidente.

Alors on a proposé de faire une calibration des valeurs de H_uH données par cette méthode théorique en les multipliant par un coefficient C afin de se rapprocher de la valeur de H_uP , et proposer une formule de la résistance latéral H_u comme suit :

$$H_u = H_uH.C \quad (5.29)$$

H_uH : valeur donnée par la méthode de Hansen et C le coefficient de calibration.

En premier lieu nous avons exclu le point correspondant à la valeur $D/B=7.33$ et $H_uP/H_uH=41.37$ du faite qu'il est singulier (loin par rapport aux autres), la valeur moyenne de H_uP/H_uH pour les autres points étant égale à 0.095. initialement nous avons adopté un coefficient de calibration égale à la valeur moyenne de H_uP/H_uH ($C=0.095$) en recalculant $H_u = H_uH.C$ et le rapport H_u/H_uP on aboutit à une valeur moyenne égale à 3.529. Du moment que la finalité c'est d'obtenir un rapport proche de 1, alors On divise H_u par 3.529, ce qui donne la nouvelle formule de H_u :

$$H_u = H_uH.C = H_uH \times (0.095/3.529) = H_uH \times 0.027 \quad (5.30)$$

- **Sol cohérent**

En premier lieu nous avons exclu le point correspondant à la valeur $D/B=16.66$ et $H_{up}/H_{uh}=73.49$ du fait qu'il est singulier (loin par rapport aux autres), on a constaté que H_{uh} est plus grand que H_{up} avec une valeur moyenne de H_{up}/H_{uh} pour les autres points étant égale à 0.514. On constate que H_{uh} est pratiquement le double de H_{up} . Initialement nous avons adopté un coefficient de calibration égale à la valeur moyenne de H_{up}/H_{uh} ($C=0.514$) en recalculant $H_u = H_{uh}.C$ et le rapport H_u/H_{up} on aboutit à une valeur moyenne égale à 1.790. On divise alors H_u par 1.790, ce qui donne la nouvelle formule de H_u :

$$H_u = H_{uh}.C = H_{uh} \times (0.514/1.790) = \boxed{H_{uh} \times 0.287} \quad (5.31)$$

5.5. Validation des formules proposées

- **Sol pulvérulent**

A titre de validation de cette calibration, on étudie statistiquement les valeurs de H_u/H_{up} . On constate que l'histogramme (figure 5.15) s'ajuste très bien par une fonction normale de Gauss caractérisée par une moyenne μ de 0.869, une probabilité $P(\mu)=99.6\%$, un écart type de 0.386 et un coefficient de régression R de 99%, ce qui est un très bon résultat, puisque H_u calculé par Hansen et multiplié par 0.027 est pratiquement égal à $0.87 \times H_{up}$ obtenu de l'étude expérimentale des essais de chargement de pieux, ce qui est proche de 1. On a adopté ainsi un coefficient C égal à 0.027.

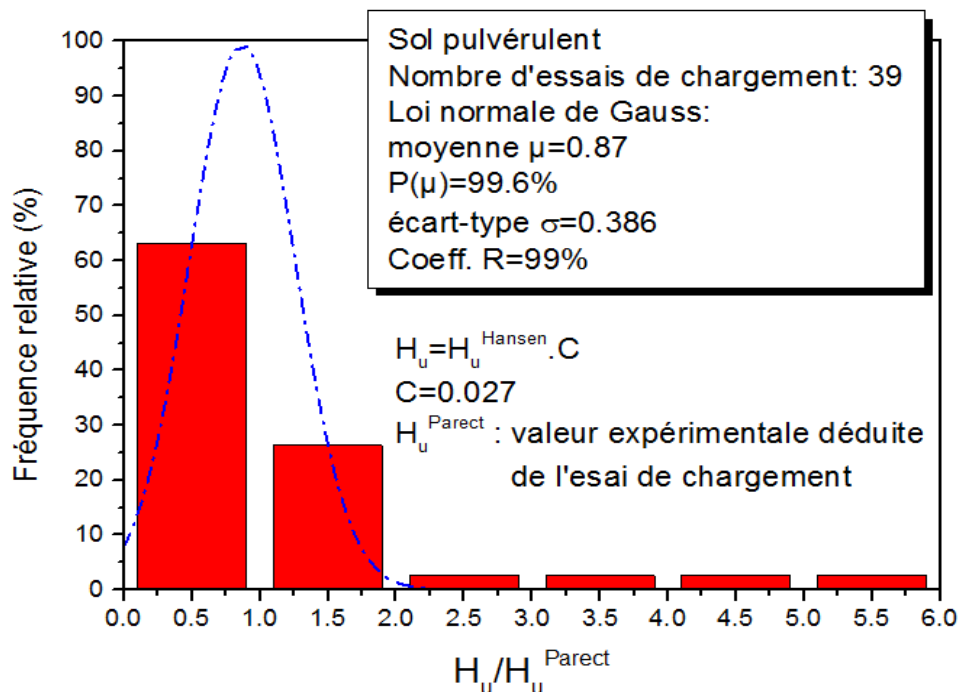


Figure 5.15 : Histogramme rapport H_u - H_{up} sol pulvérulent.

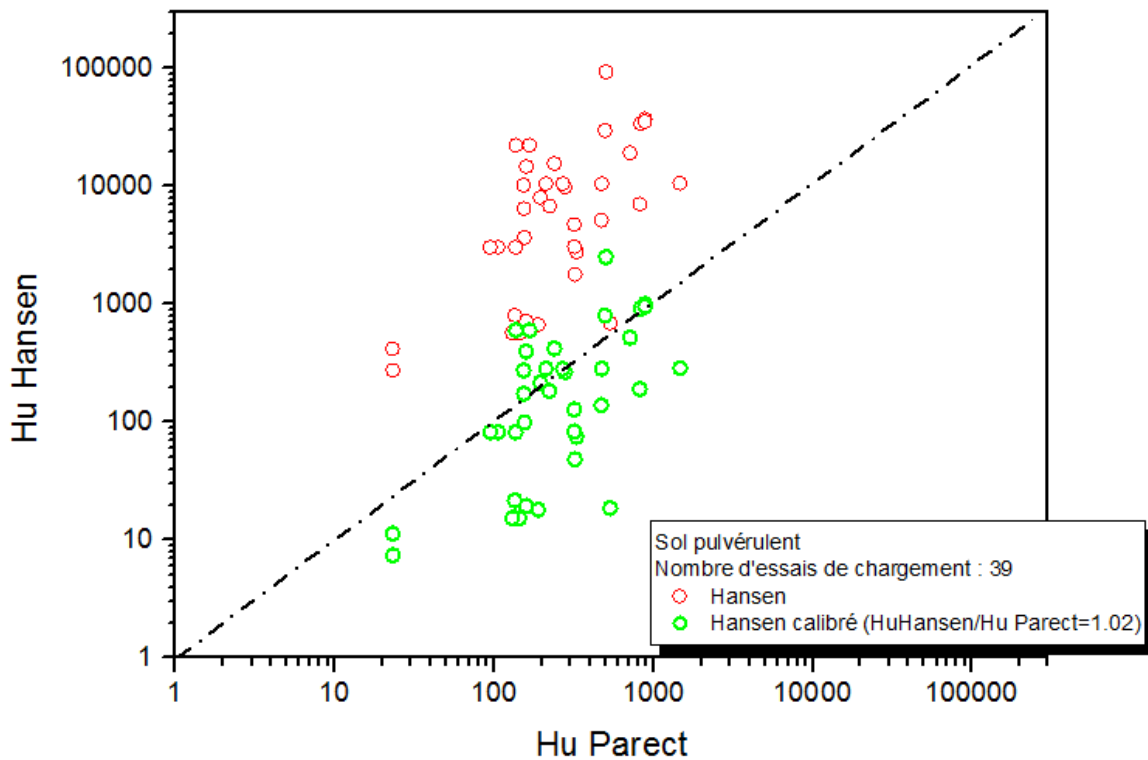


Figure 5.16 : Calibration de Hu (Hansen) sol pulvérulent.

- **Sol cohérent**

A titre de validation de cette calibration, on a étudié statistiquement les valeurs de Hu/Hup . On trouve une valeur moyenne de 1.00 et un coefficient de variation de 112%.

On a trouvé que l’histogramme (Figure 5.17) s’ajuste très bien par une fonction normale de Gauss caractérisée par une moyenne μ de 0.874, une probabilité $P(\mu)=100\%$, un écart type de 0.392 et un coefficient de régression R de 99%, ce qui est un très bon résultat, puisque Hu calculé par Hansen et multiplié par 0.287 est pratiquement égal à $0.874 \times Hup$ obtenu de l’étude expérimentale des essais de chargement de pieux, ce qui est proche de 1. On a adopté ainsi un coefficient C égal à 0.287.

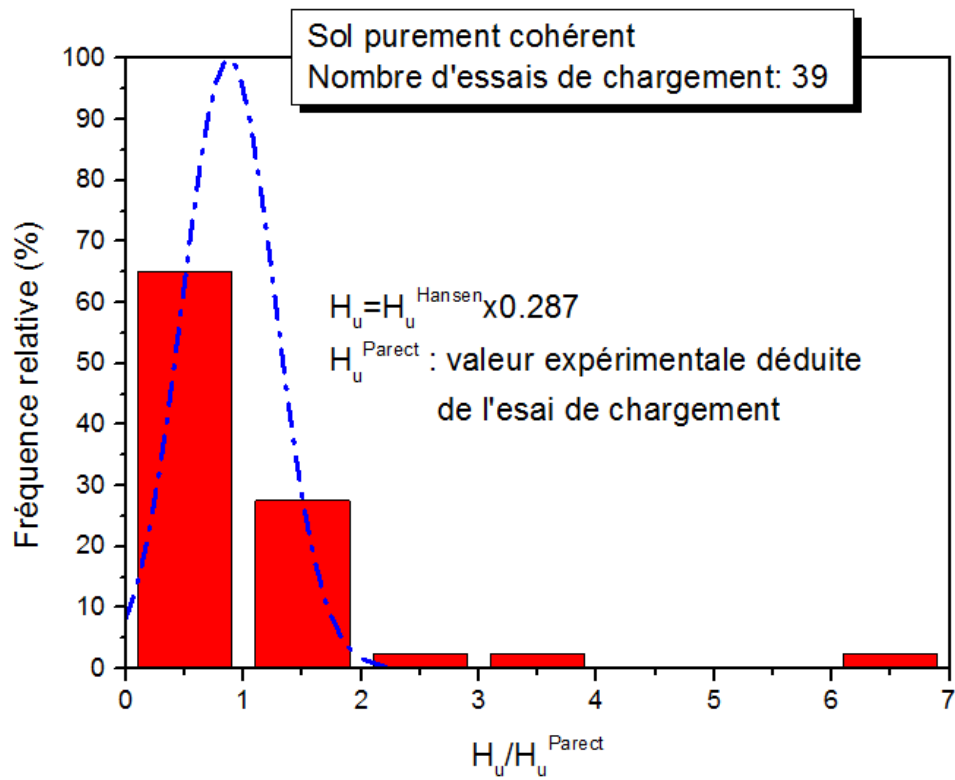


Figure 5.17 : Histogramme rapport H_u - H_{up} sol cohérent.

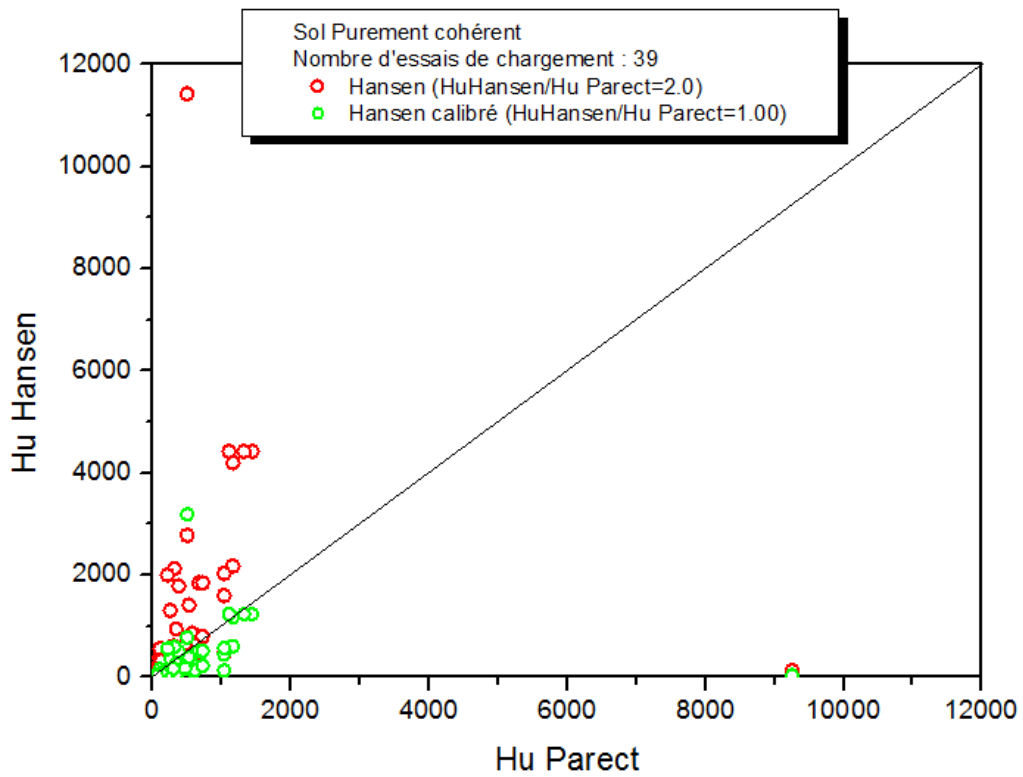


Figure 5.18 : Calibration de H_u (Hansen) sol cohérent.

Avec cette procédure de calibration de la méthode de Hansen, que ce soit en sol pulvérulent ou en sol purement cohérent, on peut retrouver les valeurs expérimentales de H_u , obtenues par interprétation de la courbe de chargement par la fonction PARECT, à l'aide d'une formule simple donnée par la formule de Hansen calibrée.

5.6. Conclusion

Au niveau de ce chapitre nous avons élaboré une comparaison entre les résultats des méthodes théoriques (Broms, Reese, Hansen) et ceux du critère Parect, ce qui nous a permis de constater que les méthodes théoriques surestiment la valeur du H_u . Le rapport de $H_u^{\text{Hansen}} / H_u^{\text{parect}}$ présente la valeur moyenne la plus petite aussi bien dans les sols pulvérulents que dans les sols fins, ainsi que l'écart-type le plus petit. Ce qui nous a permis de retenir que la méthode de Hansen est la méthode théorique la plus proche des valeurs expérimentales.

Nous avons calibré la méthode de Hansen du fait que cette dernière surestime la valeur de H_u afin de la rendre plus utile.

Cette procédure de calibration de la méthode de Hansen pour les deux types de sol, nous permet de trouver les valeurs expérimentales de H_u obtenues par l'interprétations de la courbe de chargement par la fonction parect, en utilisant une formule simple donnée par la formule de Hansen calibrée.

Chapitre 6

Etude de la raideur latérale en tête de pieu

6.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier la raideur latérale du pieu en vue de proposer une formule de la raideur latérale normalisée en fonction de la rigidité relative, en se basant sur l'interprétation des essais de chargement, une telle formule sera très utile dans la conception des fondations sur pieux soumises à un chargement latéral.

6.2. Proposition d'une formule de la raideur latérale normalisée

6.2.1. Raideur latérale normalisée

Le programme de calcul « PARECT » donne la valeur de la raideur latérale initiale. L'ensemble des valeurs est représenté aux tableaux 3.3 et 3.4 du chapitre 3.

La raideur latérale normalisée est définie par le terme : $K_{h0} / E_s B$ (6.1)

E_s : module de déformation élastique du sol.

Pour calculer la raideur latérale normalisée on a besoin de calculer E_s (module de déformation du sol), qui est une caractéristique manquante dans la base de donnée ce qui nous mène à proposer la méthode d'élasticité de Poulos (voir chapitre 1 partie C) pour faire un calcul inverse.

La formule de déplacement Poulos (sol homogène):

$$Y_0 = H \frac{I_{YH}}{E_s (D_e) D_e} + M_0 \frac{I_{YM}}{E_s (D_e) D_e^2} \quad (6.2)$$

On introduit $K_{H0} = H / y_0$ et puisque $M_0 = H e$ on obtient :

$$(I_{YH} / (E_s D_e)) + ((e I_{YM}) / (E_s D_e^2)) - (1 / K_h) = 0 \quad (6.3)$$

Vu que la résolution de l'équation (6.3) est très difficile car ses paramètres eux même sont des équations et en plus nous avons plusieurs cas à étudier (voir tableau C1, C1(bis) partie C chapitre 1), chose qui nous a conduit à créer une application VB pour résoudre cette équation.

Dans cette application nous avons utilisé la méthode de tâtonnement en effectuant des itérations manuelles pour aboutir au résultat. Notant que la fourchette de précision des résultats varie entre 10^{-6} et 10^{-13} .

Application de Poulos « SDP »

La figure ci-après illustre l'interface d'introduction des données et de sortie des résultats.

SDP v1.0

SDP
Calculation Program of the Soil Deformation Modulus by the Method of Poulos and Hull (1992)
Fourth Edition < Août 2021 >
Written by: Younsi Aboubakr Essedik and Ahdad Tahar
Supervision by: Pr. Ali Bouafia

Pile Geometry

D " sheet " (mm)

B " Diameter " (mm)

Thickness (mm)

e " Eccentricity " (mm)

Pile Parameters

Kho "Lateral Stiffness" (KN/mm)

Ep "Deformation Modulus" (KN/mm²)

Moment of Inertia Parameter

Type of Inertia

Ip " moment of inertia " (mm⁴)

Initial Input

Es "Deformation Modulus" (KN/mm²)

m " profile slope " (KN/mm³)

Calculate

Homogeneous Soil Results

Flexible Free

Flexible Recessed

Rigid Free

Rigid Recessed

Gibson Soil Results

Flexible Free

Flexible Recessed

Rigid Free

Rigid Recessed

Figure 6.1 : Application de calcul Es par la méthode de Poulos.

- Les résultats de calcul du module de déformation du sol Es sont représentés dans les tableaux 6.1, 6.2 pour les deux types du sol (pulvérulent et cohérent).

- **Sol pulvérulent**

Tableau 6.1 : module de déformation Es sol homogène (sol pulvérulent).

Poulos		Poulos	
N° Essai	Es (MPa)	N° Essai	Es (MPa)
1	3.59E+02	28	3.45E+01
2	3.03E+02	29	2.69E+00
3	1.92E+00	30	1.04E+01
4	1.43E+00	31	2.86E-01
5	3.32E+00	32	3.98E-01
6	2.36E+00	33	6.05E-02
7	1.46E+01	34	7.20E-02
8	3.06E+01	35	1.13E+01
9	9.39E+01	36	2.19E+01
10	5.96E+01	37	1.18E+01
11	1.22E+04	38	2.82E+01
12	8.98E+03	39	2.49E+01
13	1.79E+02	40	7.56E+00
14	3.51E+01	41	1.04E+01
15	3.84E+01	42	7.92E+00
16	4.15E+01	43	8.20E+00
17	5.59E+00	44	9.08E+00
18	8.32E+00	45	8.91E+00
19	9.13E+01	46	7.78E+01
20	2.07E+01	47	7.07E+01
21	2.99E+02	48	4.95E+00
22	2.45E+01	49	4.47E+00
23	1.08E+01	50	9.18E+00
24	2.61E-01	51	1.39E+01
25	4.08E+02	52	1.12E+01
26	8.37E+02		
27	2.34E+01		

- Sol cohérent

Tableau 6.2 : module de déformation Es sol homogène (sol cohérent).

Poulos		Poulos	
N° Essai	Es (N/mm2)	N° Essai	Es (N/mm2)
1	5.76E-01	24	3.53E+00
2	3.12E+01	25	1.01E+00
3	8.60E+00	26	4.81E+01
4	1.59E+01	27	4.72E+00
5	1.48E+02	28	8.31E+00
6	6.66E+01	29	2.05E+01
7	6.98E+01	30	3.10E+00
8	2.86E+01	31	3.88E+00
9	4.93E+01	32	4.60E+00
10	7.51E+01	33	5.49E+00
11	1.67E+02	34	8.74E+00
12	2.14E+02	35	2.94E+00
13	6.34E+01	36	1.76E+00
14	4.26E+01	37	8.07E-01
15	1.55E+01	38	2.79E+00
16	2.71E+02	39	3.49E+00
17	5.40E+01	40	6.59E-01
18	4.32E+01	41	1.27E+01
19	1.28E+01	42	9.21E+00
20	1.48E+01	43	1.50E+01
21	1.32E+02		
22	2.59E+03		
23	1.36E+00		

6.2.2. Calcul de la rigidité relative Kr

La rigidité relative pieu/sol K_r , dépend des caractéristiques élastiques du sol et du pieu.

K_r est définie comme suit :

$$K_r = (E_p I_p) / (E_s D^4) \quad (6.4)$$

I_p : moment d'inertie du pieu.

E_p : module de déformation élastique du pieu.

E_s : module de déformation élastique du sol.

6.2.2.1. L'effet de la rigidité relative Kr

Pour voir son influence sur les paramètres définissant la stabilité du système sol-pieu, on a étudié son effet sur la charge latérale limite et la raideur latérale initiale.

Les figures 6.2 et 6.3 montre la variation de la raideur latérale initiale normalisée en fonction de K_r dans les sols cohérents et dans les sols pulvérulents respectivement.

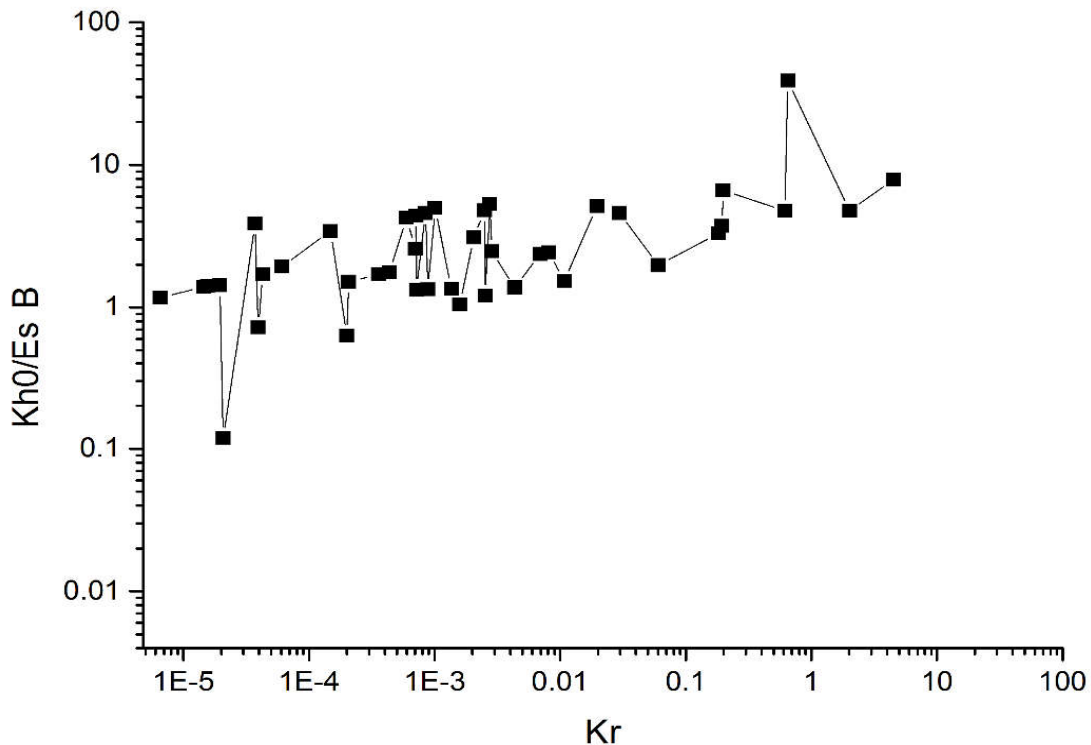


Figure 6.2 : Variation de la raideur latérale initiale normalisée par $(E_s B)$ en fonction de K_r (sols cohérents).

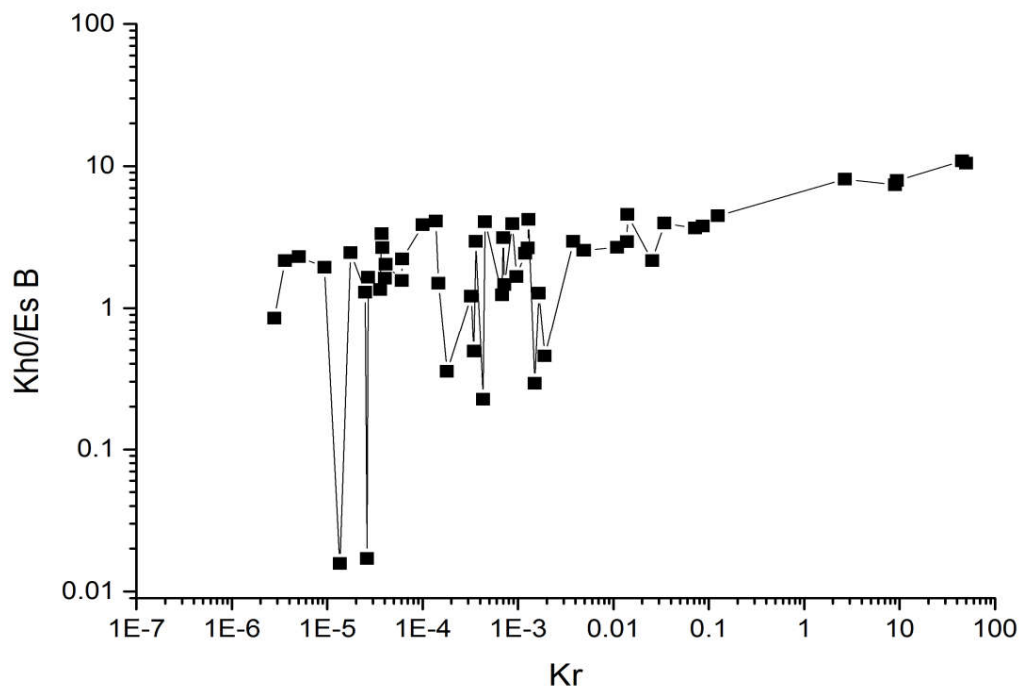


Figure 6.3 : Variation de la raideur latérale initiale normalisée par (Es B) en fonction de Kr (sols pulvérulents).

Les figures 6.2, 6.3, montrent qu'il y a une corrélation évidente entre la rigidité relative Kr et la raideur latérale initiale normalisée.

6.2.3. Récapitulation des résultats

Les résultats de calcul de la rigidité relative Kr et la raideur normalisée sont regroupés dans les tableaux 6.3, 6.4 et cela pour les deux types de sol (pulvérulent et cohérent).

Tableau 6.3 : résultats de calcul Kr et Kho normalisé (sol pulvérulent).

N° Essai	kh0/Es B	Kr	N° Essai	kh0/Es B	Kr
1	2.91E-01	1.50E-03	28	3.93E+00	8.72E-04
2	2.25E-01	4.30E-04	29	3.80E+00	8.64E-02
3	2.95E+00	3.80E-03	30	2.94E+00	1.39E-02
4	3.14E+00	6.99E-04	31	7.92E+00	9.35E+00
5	2.47E+00	1.76E-05	32	7.40E+00	8.99E+00
6	2.66E+00	3.78E-05	33	1.09E+01	4.54E+01
7	4.92E-01	3.45E-04	34	1.05E+01	4.97E+01
8	3.54E-01	1.80E-04	35	2.31E+00	5.07E-06
9	1.47E+00	7.21E-04	36	3.35E+00	3.72E-05
10	1.50E+00	1.47E-04	37	1.95E+00	9.35E-06
11	1.57E-02	1.35E-05	38	1.66E+00	2.68E-05
12	1.71E-02	2.61E-05	39	2.16E+00	3.62E-06
13	4.55E-01	1.91E-03	40	4.38E+00	1.07E-04
14	1.27E+00	1.66E-03	41	4.12E+00	7.79E-05
15	1.25E+00	6.80E-04	42	4.34E+00	3.49E-04
16	1.22E+00	3.22E-04	43	2.97E+00	3.62E-04
17	2.23E+00	6.13E-05	44	2.56E+00	4.85E-03
18	2.04E+00	4.11E-05	45	2.57E+00	4.94E-03
19	1.30E+00	2.50E-05	46	2.65E+00	1.27E-03
20	1.63E+00	4.04E-05	47	2.69E+00	1.09E-02
21	8.53E-01	2.79E-06	48	4.48E+00	1.24E-01
22	1.56E+00	6.06E-05	49	4.57E+00	1.40E-02
23	2.16E+00	2.56E-02	50	3.97E+00	3.43E-02
24	8.08E+00	2.68E+00	51	3.67E+00	7.19E-02
25	1.67E+00	9.67E-04	52	2.43E+00	1.19E-03
26	1.36E+00	3.59E-05			
27	4.22E+00	1.28E-03			

Tableau 6.4 : résultats de calcul Kr et Kho normalisé (sol cohérent).

N° Essai	kh0/Es B	Kr	N° Essai	kh0/Es B	Kr
1	3.73E+00	1.94E-01	23	4.78E+00	2.02E+00
2	1.52E+00	1.08E-02	24	4.76E+00	6.16E-01
3	1.98E+00	6.02E-02	25	4.59E+00	2.96E-02
4	1.71E+00	4.29E-05	26	3.44E+00	1.48E-04
5	1.35E+00	1.36E-03	27	7.85E+00	4.50E+00
6	1.43E+00	1.95E-05	28	3.30E+00	1.81E-01
7	1.41E+00	1.56E-05	29	2.48E+00	2.86E-03
8	1.70E+00	3.57E-04	30	5.12E+00	1.96E-02
9	1.52E+00	2.08E-04	31	4.57E+00	8.46E-04
10	1.39E+00	1.45E-05	32	4.41E+00	7.14E-04
11	1.17E+00	6.54E-06	33	4.26E+00	5.97E-04
12	7.23E-01	3.94E-05	34	3.88E+00	3.72E-05
13	1.34E+00	8.82E-04	35	4.79E+00	2.50E-03
14	1.05E+00	1.59E-03	36	5.30E+00	2.76E-03
15	1.39E+00	4.37E-03	37	3.89E+01	6.48E-01
16	6.32E-01	2.00E-04	38	4.99E+00	1.01E-03
17	1.33E+00	7.18E-04	39	3.10E+00	2.04E-03
18	1.37E+00	4.32E-03	40	6.64E+00	1.98E-01
19	1.94E+00	6.10E-05	41	2.44E+00	8.10E-03
20	1.76E+00	4.37E-04	42	2.59E+00	7.01E-04
21	1.21E+00	2.52E-03	43	2.37E+00	6.90E-03
22	1.19E-01	2.07E-05			

Les figure suivante 6.4 et 6.5 représente les graphes de la raideur latéral normalisée en fonction de la rigidité relative K_r pour les deux types du sol (sol pulvérulent et sol cohérent).

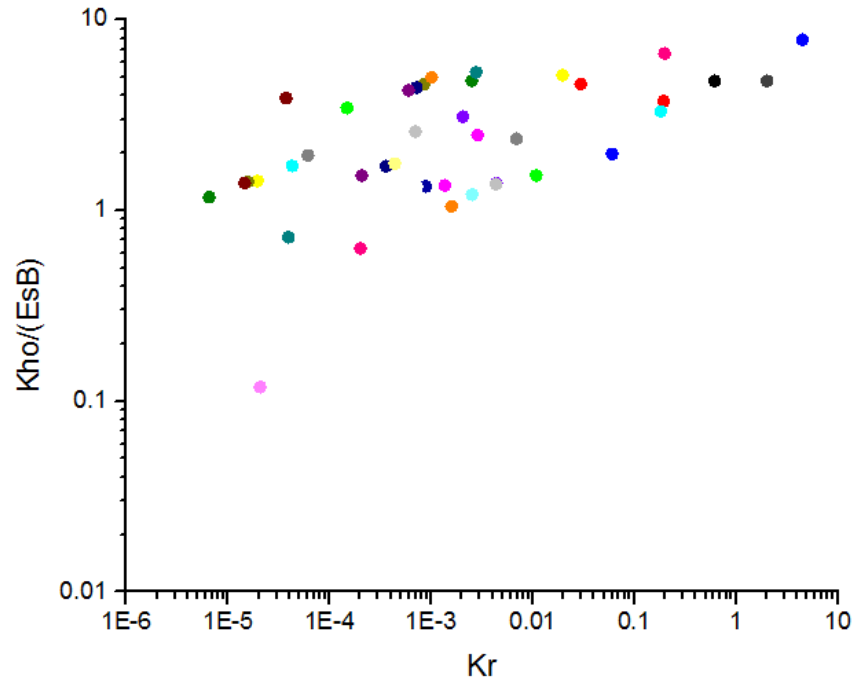


Figure 6.4 : la variation de K_h normalisé en fonction de K_r (sol cohérent).

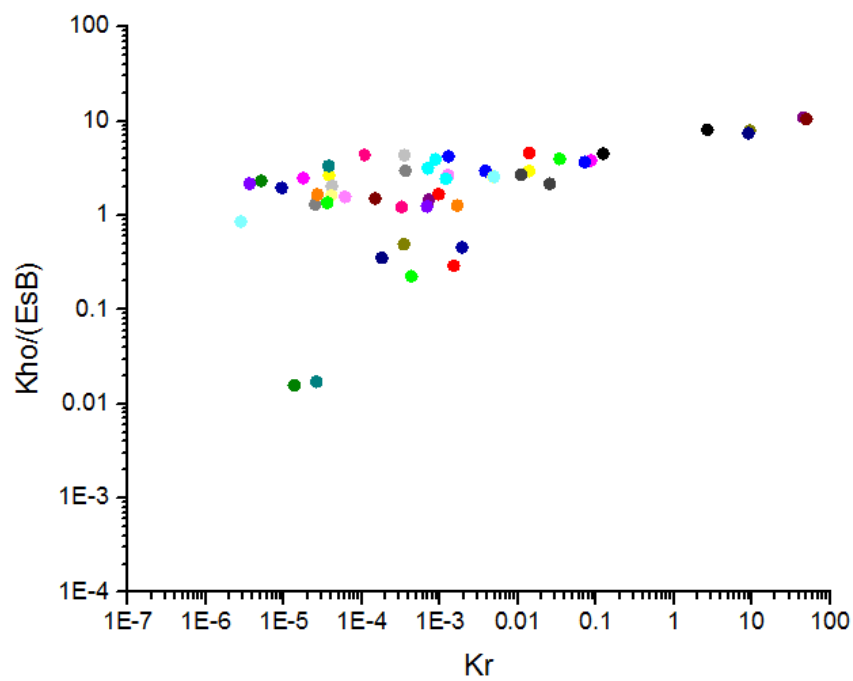


Figure 6.5 : la variation de K_h normalisé en fonction de K_r (sol pulvérulent).

L'analyse des résultats montre qu'il existe une relation entre la raideur latérale normalisée et la rigidité relative du pieu. Comme le confirme les graphes précédant.

L'ajustement se fait pour les deux types de sol par le programme HYPER avec une fonction hyperbolique « OPTION 2 » de la forme :

$$K_{ho} = K_r / (a + b K_r) \quad (6.7)$$

Avec un très bon coefficient de régression R.

- **Sol pulvérulent**

Les résultats obtenus sont :

a=1/ 72.332 ; b=1/10.547 ; R=99.7%

```
#####
#                                     #
#           # # # #   #####   #####   #####   # # # # #
#           # #   # #   # #   # #   # #   # #   # #   #
#           #####   #   #####   #####   #####   #
#           # #   #   #   #   #   #   #   #   #   #
#           # #   #   #   #   #####   #   #
#           #                                     #
#           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 =?
52
Data to be input from file ? (0=1/N=0)
1
Name of Data file ?
.\pieux1.txt
initial slope alpha of the curve      72.212820
Horizontal asymptote =                10.547470
Regression coeff. R=                   9.971154E-01
Do you want to compare this function with
a set of data ? (Y=1, N=0)
```

Figure 6.6 : L'ajustement par Hyper (sol pulvérulent).

- Sol cohérent

Les résultats obtenus sont :

$a=1/266.198$; $b=1/7.174$; $R=96.7\%$.

```

#####
#                                     #
#           # # # # # ##### ##### ##### #
#           # # # # # # # # # # # # # # #
#           ##### # ##### ##### ##### #
#           # # # # # # # # # # # # # # #
#           # # # # # # # ##### # # # # #
#                                     #
#           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 =?
43
Data to be input from file ? (0=1/N=0)
1
Name of Data file ?
.\pieux.txt
initial slope alpha of the curve      266.198100
Horizontal asymptote =                 7.174229
Regression coeff. R=                   9.670757E-01
Do you want to compare this function with
a set of data ? (Y=1, N=0)

```

Figure 6.7 : L'ajustement par Hyper (sol cohérent).

6.3. Validation de la formule proposée

A titre de validation de cette formule proposée, nous avons étudié la variation de la raideur latérale normalisée calculée en fonction de la raideur latérale normalisée expérimentale pour les deux types de sol (sol pulvérulent et sol cohérent).

Au niveau des graphes (figure 6.8 et 6.9) on constate que les points se regroupent sur la droite de la forme K_{ho} calculée égale à K_{ho} mesurée, ce que veut dire qu'il y a une bonne corrélation entre ses points.

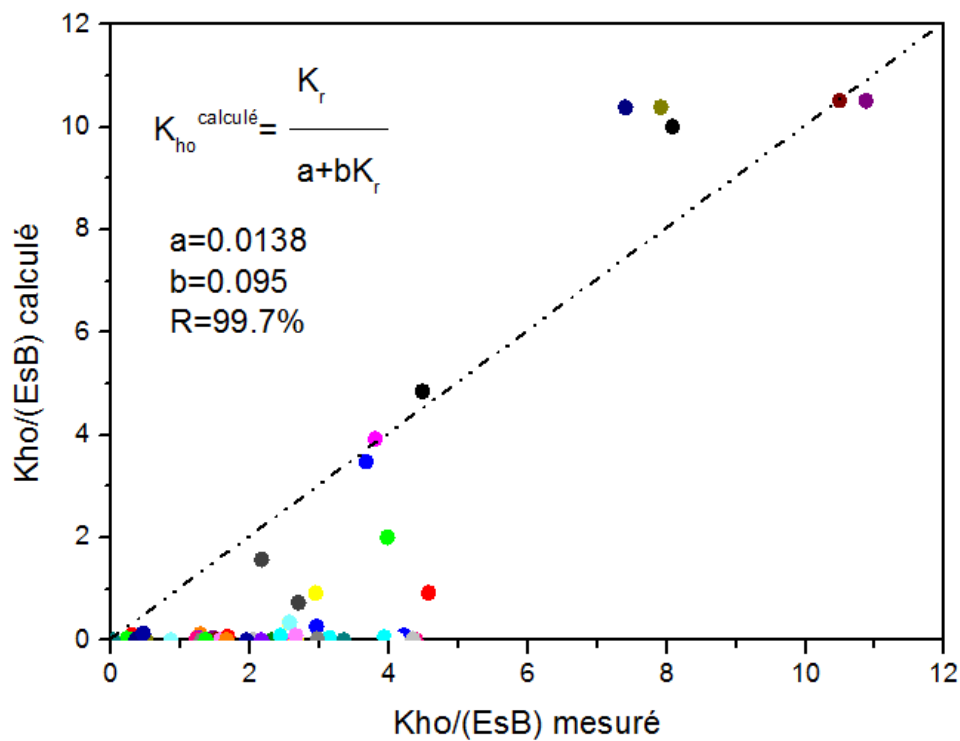


Figure 6.8 : Variation de la raideur normalisée calculé en fonction de la raideur normalisée mesuré (sol pulvérulent).

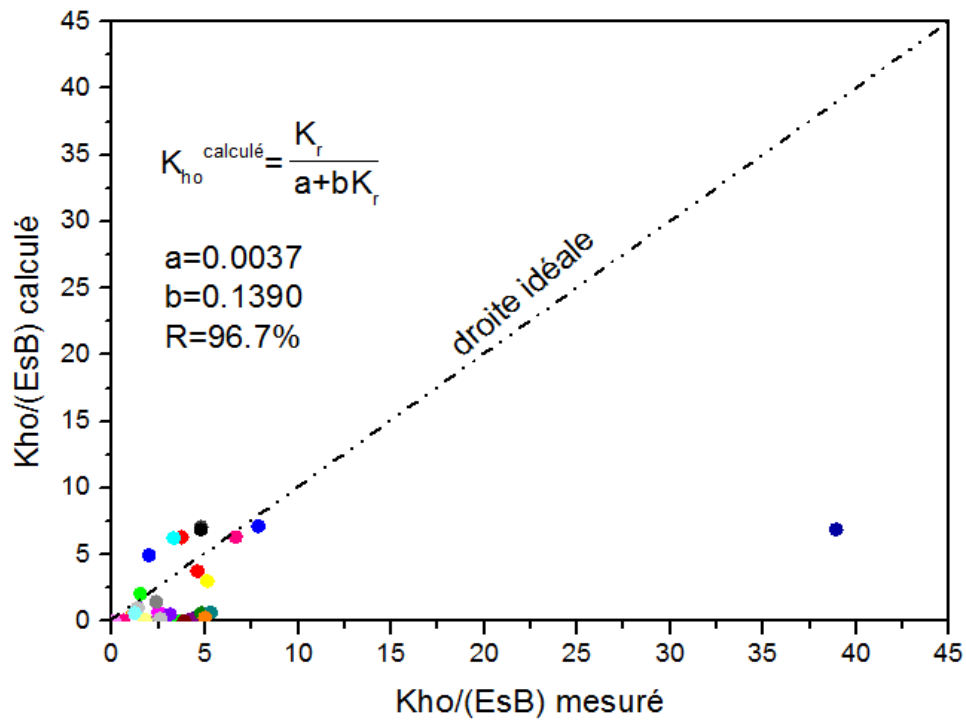


Figure 6.9 : Variation de la raideur normalisée calculé en fonction de la raideur normalisée mesuré (sol cohérent).

6.4. Conclusion

On a proposé dans ce chapitre une formule pratique et simple qui permet d'estimer la raideur latérale K_{H0} du pieu, à partir de la rigidité relative pieu/sol.

Cette formule proposée est utile dans la pratique car elle permet à l'ingénieur de calculer manuellement la raideur latérale d'un pieu d'une manière simple sans faire l'essai de chargement latéral du fait qu'il est très coûteux. Dans la pratique, le module de déformation élastique E_s peut-être estimer à partir des essais géotechniques comme par exemple la résistance pénétrométrique (q_c) ou le module pressiométrique (E_M).

Chapitre 7

Proposition d'une méthode pratique de construction de la courbe de chargement latéral

7.1. Introduction

Dans ce chapitre on a proposé une méthode pratique pour la construction d'une courbe de chargement latéral représentée par une fonction parabole-rectangle comme ci-indiqué sur la figure 7.1, l'avantage d'une telle formule est qu'elle permet d'atteindre l'asymptote horizontale (capacité portante latéral du sol) pour un déplacement y_R bien déterminé ce qui est plus réaliste et est conforme aux observations expérimentales, contrairement à la fonction hyperbolique qui donne un déplacement indéterminé (infini).

7.2. Définition de la courbe de chargement

La courbe de chargement latéral est décrite par la fonction PARECT, qui se base sur la linéarisation de la fonction suivante :

$$H = f(y_0) = K_{H0} y_0 (1 - (y_0 / 2 y_0^R)) \quad (7.1)$$

Avec :

H : Effort horizontal.

y_0 : Déplacement en tête.

K_{H0} : Pente initiale de la courbe de chargement.

H_u : Asymptote horizontale.

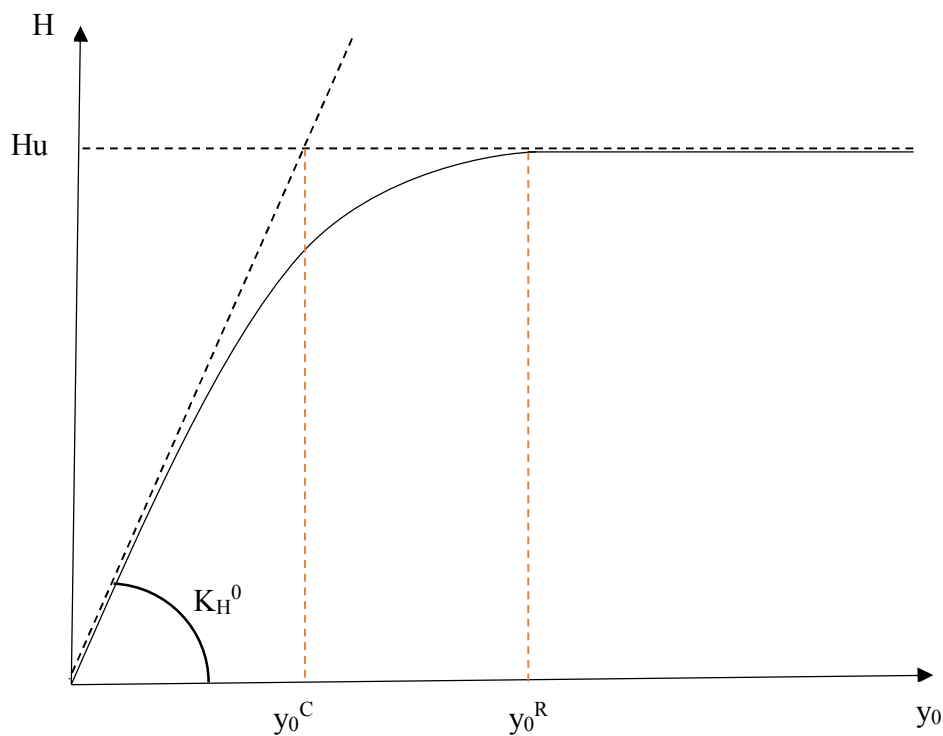


Figure 7.1 : Courbe typique de chargement horizontal d'un pieu.

7.3. Proposition de construction de la courbe de chargement

En premier lieu on calcule la résistance latéral H_u par la méthode de Hansen, ensuite on calibre cette résistance par un coefficient alpha (sol fin alpha égal à 0.28 et sol pulvérulent égal à 0.027). Après on calcule la raideur latéral K_{H0} qui est en fonction de la rigidité relative K_r .

Ensuite on calcule le déplacement de référence y_{0R} :

$$Y_0^R = 2 (H_u \text{ calibré} / K_{H0}) \quad (7.2)$$

Enfin on résout l'équation du 2 ème degré (d'après l'expression 7.1) suivante :

$$H = K_{H0} y_0 (1 - (y_0 / 2 y_0^R)) \longrightarrow H/K_{H0} = y_0 - y_0^2/2 y_0^R \quad (7.3)$$

La solution à prendre en compte est la plus petite valeur par rapport à Y_{0R} (déplacement de référence)

7.4. Application numérique

Pile d'un pont reposant sur un groupe de pieux forés en béton armé dans une couche d'argile non consolidé (NC) sous une rivière. $D = 10$ m; $B = 0.5$ m; $E_p I_p = 50$ MN.m².

L'essai PMT a donné un profile $E_M(z)$ variant faiblement avec la profondeur et caractérisé par $(E_M)^{moy} = 10$ MPa et $COV = 15\%$.

Essais UU de laboratoire : $C_u = 200$ Kpa ; $\phi_u = 0^\circ$; $\gamma_{sat} = 18$ KN/m³.

La Pile de pont transmet à chaque pieu un effort vertical Q et un effort horizontal $H = 50$ KN et un moment $M_0 = 5$ KN.m ; ($e = M_0 / H = 0.1$ m).

a) Calcul de K_r

$$K_r = E_p I_p / E_s D^4$$

E_s : module de déformation élastique du sol supposé homogène équivalent, il peut être estimé par corrélation pratique avec les essais géotechniques.

A partir du PMT :

$$E_s / E_M \left\{ \begin{array}{l} 4.5 \text{ dans sable lâche.} \\ 3.0 \text{ dans sable dense.} \\ 4.5 \text{ dans l'argile NC.} \\ 3.0 \text{ dans l'argile sur consolidée.} \end{array} \right.$$

A partir du CPT :

$$E_s / q_c \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ pour les sables.} \\ 7.5 \text{ pour les argiles} \end{array} \right.$$

- Selon la norme française NF P94-261.

D'après notre exemple :

$$E_s = 4.5 E_M = 4.5 * 10 = 45 \text{ MPa (pour l'argile NC).}$$

Donc :

$$K_r = E_p I_p / E_s D^4 = 50 / (45 * 10^4) = 1.11 * 10^{-4}$$

b) Calcul de K_{H0}

$$K_{H0} / E_s B = K_r / a + b K_r = 1.11 * 10^{-4} / (0.0037 + 0.139 * 1.11 * 10^{-4}) = 0.0298$$

Donc :

$$K_{H0} = 0.0298 * 45 * 0.5 = 0.6705 \text{ MN / m} = 670.5 \text{ KN / m.}$$

c) Calcul de H_u

$$H_u = 0.28 H_u^{\text{Hansen}}$$

D'après l'application VB « LCH » :

$$Z_r = 7.15 \text{ m} ; H_u^{\text{Hansen}} = 2580.039 \text{ KN}$$

Donc :

$$H_u = 0.28 * 2580.039 = 722.41 \text{ KN}$$

$$\text{On a } y_0^R = 2 (H_u / K_{H0}) = 2(2.154 \text{ m}) ;$$

Et $y_0^R = 4.31$ il faut donc un grand déplacement latéral, soit environ 400% du diamètre pour que le sol rentre en rupture sous la charge latérale limite $H_u = 722.4 \text{ KN}$.

d) Calcul de y_0

D'après l'expression (7.1) :

$$H = K_{H0} y_0 (1 - (y_0 / 2 y_0^R)) \longrightarrow H/K_{H0} = y_0 - y_0^2/2 y_0^R$$

On résout l'équation du 2^{ème} degré précédente et nous obtient les solutions suivant :

$$X_1 = y_0 = 4.232 \text{ m et } X_2 = y_0 = 0.0759 \text{ m}$$

On retient la valeur la plus petite car la plus grande est supérieur à $y_0^R = 2.154 \text{ m}$, elle correspond donc à $H = 722.41 \text{ KN}$ et non pas à $H = 50 \text{ KN}$.

$$y_0 = 75.9 \text{ mm} \approx 76 \text{ mm soit } 15.2\% \text{ du diamètre du pieu.}$$

7.5. Conclusion

Dans le cadre d'une synthèse de récapitulation de ce chapitre on résume la méthode de construction de la courbe de chargement en se limitant aux données géotechnique (rapport du sol et celui des pieux), en premier lieu on calcule la résistance latérale H_u par la méthode de Hansen, ensuite on calibre cette résistance par un coefficient alpha (sol fin alpha égal à 0.28 et sol pulvérulent égal à 0.027) ; après on calcule la raideur latérale K_{H0} par la fonction déterminée auparavant puis on calcule le déplacement de référence y_0^R , et enfin on résout l'équation du 2ème degré .

La solution à prendre en compte est la plus petite valeur par rapport à y_0^R (déplacement de référence)

Cette méthode sera utilisée de plus en plus dans ce domaine car elle réduit le facteur temps et le facteur coût du moment que la réalisation d'un essai de chargement est très coûteux.

Conclusion générale et recommandations

En premier lieu nous avons présenté les principales notions et définitions relatives aux pieux et la dépendance du comportement du pieu isolé sous chargement horizontal par rapport au comportement du sol entourant ce dernier. Ensuite nous sommes passés à la description de la base de donnée d'essais de chargement latéral de pieux ; cette dernière nous a permis d'avoir une idée plus claire sur les données qu'on dispose, et les paramètres définissant les essais de chargement latéral sur les pieux. En troisième lieu nous avons exposé les différents critères utilisés dans notre étude, Ces derniers nous permettent d'interpréter la courbe de chargement pour l'estimation globale de la résistance latérale limite (H_u) des pieux. Pour arriver ensuite à l'interprétation des courbes de chargement latéral qui nous a permis de constater d'une part la variété des méthodes d'estimation de la résistance latérale des pieux isolés et d'autre part de constater que le meilleur critère est la fonction PARECT sur la base de la précision, l'exactitude, sécurité, l'applicabilité. On a recommandé donc cette méthode pour estimer H_u à partir de la courbe expérimentale de chargement d'un pieu isolé.

En cinquième lieu nous avons élaboré une comparaison entre les résultats des méthodes théoriques (Broms, Reese, Hansen) et ceux du critère Parect, Ce qui nous a permis de retenir que la méthode de Hansen est la méthode théorique la plus proche des valeurs expérimentales. Nous avons calibré la méthode de Hansen afin de la rendre plus utile car cette dernière surestime la valeur de H_u . Cette procédure de calibration de la méthode de Hansen pour les deux types de sol, nous a permis de trouver les valeurs expérimentales de H_u obtenus par l'interprétations de la courbe de chargement par la fonction parect en utilisant une formule simple donnée par la formule de Hansen calibrée.

Par la suite nous avons proposé une formule pratique et simple qui permet d'estimer la raideur latérale KH_0 du pieu, à partir de la rigidité relative pieu/sol.

Cette formule proposée est utile dans la pratique du fait qu'elle permet à l'ingénieur de calculer manuellement la raideur latérale d'un pieu d'une manière simple sans faire l'essai de chargement latéral. Nous avons terminé notre travail par la proposition de la méthode pratique de construction de la courbe de chargement latéral qui nous permet de calculer le déplacement réel du pieu. Cette méthode sera utilisée de plus en plus dans ce domaine car elle réduit le facteur temps et le facteur coût .sa validation sera un sujet de recherche futur qui doit être réaliser par la comparaison avec d'autre essais de chargement latéral de pieu et qui doit être améliorée éventuellement.

Références bibliographiques

- [1] BAKOUR, AZZEDDINE. « Comportement des fondations profondes sous charges : Aspects structuraux et géotechniques », École supérieure de technologie université de Québec, Montréal, (2008).
- [2] Melle HAMDIDI TAOUS. « Étude de comportement d'une fondation sur un groupe de pieux », université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou(UMMTO) faculté de génie civile de la construction, (2019).
- [3] CHEKROUN Lokmane El-Hakim « Ingénieur d'Etat en Génie Civil, Université Aboubekr BELKAID -Tlemcen-, Juillet 2001.
- [4] BOUAFIA, ALI. « Conception et Calcul des ouvrages géotechniques », (2018), pages , Algérie.
- [5] « Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts under Axial and Lateral loading », University de Cornell, Editions EPRI (Electric Power Research Institute) TR-104601s, 393 p.
- [6] HANSEN JB (1961), «The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces» Bulletin N° 12, Danish geotechnical institute.
- [7] BOUAFIA A (2010),« Génie civil : Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques » Editions Pages Bleues, ISBN : 978.9947.850.53.4, 386 p.
- [8] LACHENANI A (2003), « Contribution à l'étude des pieux chargés horizontalement modélisation par éléments finis et analyse d'une base de données », Thèse de magister, Université SAAD Dahleb, Blida.
- [9] ROSQUOËT F (2004), « Pieux sous charge latéral cyclique », Thèse de doctorat, ECN.
- [10] l'université de Californie, site web « findapile.com » associée par « The international association of foundation drilling » (ADSC).
- [11] Texas A&M Transportation Institute The Texas A&M University System College Station, en November 2018, rapport « Synthesis of Load-Deflection Characteristics of Laterally Loaded Large Diameter Drilled Shafts».
- [12] la norme française P94-151 « Sols: reconnaissance et essais (essai statique de pieu isolé sous effort transversal) »

LES ANNEXES

ANNEXE A

CARACTERISTIQUES

GEOTECHNIQUES DES

SITES EXPERIMENTAUX

Sols Pulvérulents

cas	Sites d'essais				Pieux d'essais		
	Site	Description	γ_d (kN/m ³)	ϕ (deg)	D (m)	B (m)	e (m)
1	Daggett,CA	Sable fin à grossier	16.20	40.00	5.420	0.910	5.430
2	Daggett,CA	Sable fin à grossier	16.20	40.00	5.180	0.610	5.430
3	Tampa bay,FL	Sable dense, surmonte une argile	16.70	41.20	21.300	1.220	0.700
4	Tampa bay,FL	Sable dense, surmonte une argile	16.70	41.20	35.000	1.220	0.700
5	Italie	Sable lâche	7.30	32.50	35.000	0.600	0.600
6	Portugal	Sable limoneux	5.70	34.90	42.000	0.800	0.800
7	Brésil	Limon, sable, argile	9.70	41.20	34.500	1.800	25.180
8	Brésil	Limon, sable, argile	9.70	41.20	33.700	1.800	26.680
9	Canada	Sable dense, surmonte un limon argileux	20.00	35.50	15.000	1.500	0.320
10	Canada	Sable dense, surmonte un limon argileux	20.00	35.50	15.000	0.900	0.360
11	New Zélande	Gravier fin,surmonte un sable, limon sableux	8.00	40.50	12.000	1.500	50.800
12	New Zélande	Gravier fin,surmonte un sable, limon sableux	8.00	40.70	11.000	1.500	52.600
13	New Zélande	Gravier fin,surmonte un sable, limon sableux	8.00	41.00	12.000	1.800	8.120
14	New Zélande	Argile organique, surmonte un sable	16.10	31.70	13.500	1.300	2.000
15	New Zélande	Argile organique, surmonte un sable	16.40	32.60	16.500	1.300	2.000
16	New Zélande	Argile organique, surmonte un sable	16.50	33.30	19.500	1.300	2.000
17	Romania	Sable limoneux	7.70	39.00	33.000	0.880	0.800
18	Romania	Sable limoneux	7.70	39.00	33.000	0.880	0.800
19	Italie	Sable volcanique	10.00	43.00	14.000	0.600	0.350
20	Italie	Sable volcanique	20.00	43.00	15.000	0.500	0.500
21	Italie	Sable volcanique	20.00	43.00	15.000	0.500	0.500
22	Sangapour	Sable,sable limoneux,limon	7.30	36.20	26.000	1.000	1.000

23	Canada	Sable fin, surmente un limon	10.00	38.40	6.400	0.910	0.300
24	Asalouyeh, IRAN	Sable	20.00	38.00	21.000	1.905	0.000
25	Jleeb Al-Shuyoukh, Kuwait	Sable	18.70	43.00	5.000	0.500	0.000
26	Jleeb Al-Shuyoukh, Kuwait	Sable	18.70	43.00	5.000	0.300	0.000
27	South Surra, Kuwait	Sable	18.70	43.00	5.000	0.300	0.000
28	Jleeb Al-Shuyoukh, Kuwait	Sable	18.70	43.00	5.000	0.300	0.000
29	San Diego, USA	Sable	20.00	45.00	4.500	0.400	0.000
30	San Diego, USA	Sable	20.00	45.00	12.000	1.200	0.000
31	Asalouyeh, IRAN	Sable	/	/	13.999	1.777	0.085
32	Asalouyeh, IRAN	Sable	/	/	13.999	1.911	0.085
33	Asalouyeh, IRAN	Sable	/	/	13.999	1.789	0.085
34	Asalouyeh, IRAN	Sable	/	/	13.999	1.911	0.085
35	New Orleans, LA	Sable	20.00	28.00	21.001	0.357	0.000
36	New Orleans, LA	Sable	20.00	28.00	21.001	0.357	0.000
37	New Orleans, LA	Sable	20.00	28.00	21.001	0.357	0.000
38	Baytown, Texas	Sable	20.00	30.00	36.576	0.610	0.000
39	Baytown, Texas	Sable	20.00	30.00	29.596	0.509	0.000
40	Lock and Dam, IL (3-12)	Sable	18.22	34.00	20.391	0.345	0.000
41	Lock and Dam, IL (3-13)	Sable	18.22	30.00	20.391	0.345	0.000
42	Lock and Dam, TX (T3)	Sable	20.00	30.00	14.996	0.345	0.000
43	Lock and Dam, TX (T4)	Sable	20.00	41.00	15.210	0.357	0.000
44	Stuart, FL (a)	Sable	/	/	16.490	0.759	0.000
45	Stuart, FL (b)	Sable	/	/	16.490	0.759	0.000
46	Jleeb Al-Shuyoukh, Kuwait	Sable	/	/	5.304	0.299	0.000

47	Jleeb Al-Shuyoukh, Kuwait	Sable	/	/	5.304	0.500	0.000
48	San Diego, USA	Sable	/	/	4.511	0.399	0.000
49	San Diego, USA	Sable	/	/	12.009	0.600	0.000
50	San Diego, USA	Sable	/	/	12.009	0.899	0.000
51	San Diego, USA	Sable	/	/	12.009	1.201	0.000
52	Japan, test (C site)	Sable	/	/	35.997	1.219	0.000

Sols Cohérents

cas	Sites d'essais				Pieux d'essais		
	Site	Description	γ_{sat} (kN/m ³)	Cu(kPa)	D (m)	B(m)	e(m)
1	Singapour	Limon argileux, argile limoneuse	20.00	157.00	6.00	0.68	0.50
2	Texas , état unit	argile raide	19.70	44.00	6.10	0.91	0.79
3	Texas , état unit	argile raide	20.00	45.00	4.57	0.76	0.79
4	Ukraine	argile limoneuse	18.10	45.00	24.00	0.76	0.80
5	Canada	argile limoneuse	19.70	23.00	11.58	1.52	0.31
6	nord de Halawa,HI	Limon argileux, surmonte du basalte	16.50	102.00	20.42	0.76	0.38
7	nord de Halawa,HI	Limon argileux, surmonte du basalte	16.50	102.00	21.34	0.76	0.38
8	nord de Halawa,HI	Limon argileux, surmonte du basalte	16.50	82.00	12.19	0.76	0.38
9	nord de Halawa,HI	Limon argileux, surmonte du basalte	16.50	82.00	12.19	0.76	0.38
10	nord de Halawa,HI	Limon argileux, surmonte du basalte	16.50	102.00	21.34	0.76	0.38
11	nord de Halawa,HI	Limon argileux, surmonte du basalte	16.50	102.00	21.34	0.76	0.38
12	Houston, état unit	argile raide surmonte une argile limoneuse	21.00	44.00	12.80	0.76	1.41
13	Canada	Argile fissurée	20.00	55.00	6.40	0.61	0.46
14	Roumanie	Argile limoneuse	15.70	11.00	10.00	1.00	2.25
15	Roumanie	Argile limoneuse	15.70	11.00	10.00	1.00	2.25
16	Chine	Argile sableuse	20.70	85.00	11.00	1.04	0.60
17	Canada	Argile	22.00	127.00	7.70	0.67	0.67
18	Canada	Argile	21.00	98.00	5.20	0.67	0.67
19	Sangapour	Argile limoneuse raide	19.70	26.00	30.50	1.00	1.00
20	Sangapour	Argile limoneuse raide	18.10	12.00	18.00	1.00	1.00
21	New Zélande	argile, Limon, sable	19.60	272.00	12.10	1.80	7.83

22	New Zélande	argile, Limon, sable	19.60	225.00	10.60	1.00	9.33
23	Californie, état unit	Argile	\	48.00	11.00	1.80	0.00
24	Utah, état unit	Argile	\	45.00	5.00	0.31	0.00
25	Saitama, Japon	Argile	15.70	33.00	5.00	0.30	0.00
26	Texas, état unit	Argile	19.50	50.00	11.80	0.27	0.00
27	Texas, état unit	Argile	19.50	50.00	11.40	1.22	0.00
28	Texas, état unit	Argile	19.50	50.00	11.40	1.65	0.00
29	Gujarat, India	Argile	18.00	2.00	7.00	0.45	0.00
30	Utah, état unit	Argile	\	45.00	5.00	0.33	0.00
31	canada	Argile	20.00	24.08	15.22	0.37	0.00
32	canada	Argile	20.00	24.08	15.22	0.37	0.00
33	canada	Argile	20.00	24.08	15.22	0.37	0.00
34	canada	Argile	20.00	24.08	24.02	0.32	0.00
35	Texas, état unit	Argile	20.00	14.40	11.01	0.32	0.00
36	Texas, état unit	Argile	20.00	14.40	12.20	0.32	0.00
37	Texas, état unit	Argile	20.00	66.66	6.10	0.92	0.00
38	Houston, état unit	Argile	20.00	35.10	11.80	0.27	0.00
39	Texas, état unit	Argile	20.00	32.10	11.90	0.61	0.00
40	France	Argile	20.00	20.66	6.10	0.37	0.00
41	New York, état unit	Argile	\	\	1.52	0.15	0.00
42	New York, état unit	Argile	\	\	3.05	0.15	0.00
43	New York, état unit	Argile	\	\	3.05	0.31	0.00

ANNEXE B
RESULTATS DE PARECT
ET COURBE DE
CHARGEMENT

**Tableau B.1 Interprétation des courbes de chargement par PARECT
(Sol Pulvérulent)**

cas	Raideur latérale initial KH0	Charge latéral ultime Hu(kN)	Coefficient de regression R (%)	Déplacement critique y_0^C (mm)	Déplacement de référence y_0^R (mm)
1	95.066	23.030	96.7	0.485	0.970
2	41.565	23.111	96.9	1.112	2.224
3	6.904	496.209	98.3	143.750	287.500
4	5.475	502.858	98.3	183.705	367.410
5	4.916	195.164	82	79.392	158.784
6	5.031	238.617	90.6	94.859	189.718
7	12.890	884.893	98.2	137.303	274.606
8	19.487	831.449	97.3	85.335	170.670
9	206.553	1468.500	86.2	14.219	28.438
10	80.755	820.956	92.4	20.332	40.664
11	287.708	188.610	97.6	1.331	2.662
12	229.931	20964.240	96.1	182.352	364.704
13	147.015	328.872	95.2	4.473	8.946
14	58.176	154.751	98.1	5.320	10.640
15	62.103	153.492	98.4	4.943	9.886
16	65.862	153.056	99.7	4.647	9.294
17	10.961	137.160	91.9	25.025	50.050
18	14.940	166.878	87.9	22.339	44.678
19	71.065	471.108	91.7	13.258	26.516
20	16.849	211.235	82.4	25.073	50.146
21	127.677	474.206	84	7.428	14.856
22	38.287	278.911	97.2	14.569	29.138
23	21.287	534.943	99.3	50.260	100.520
24	4.015	882.600	99	439.700	879.400
25	341.027	135.046	77.8	0.792	1.584
26	341.027	135.046	77.8	0.792	1.584
27	29.605	144.334	92.8	9.750	19.500
28	40.629	129.717	85.1	6.386	12.772
29	12.246	158.923	85.4	25.954	51.908
30	12.246	158.923	85.4	25.954	51.908
31	4.024	892.612	99.4	443.611	887.222
32	5.634	898.379	99.1	318.922	637.845
33	1.178	624.224	99.5	1060.069	2120.138
34	1.443	618.755	98.3	857.428	1714.856
35	9.283	105.892	84.9	22.657	45.314

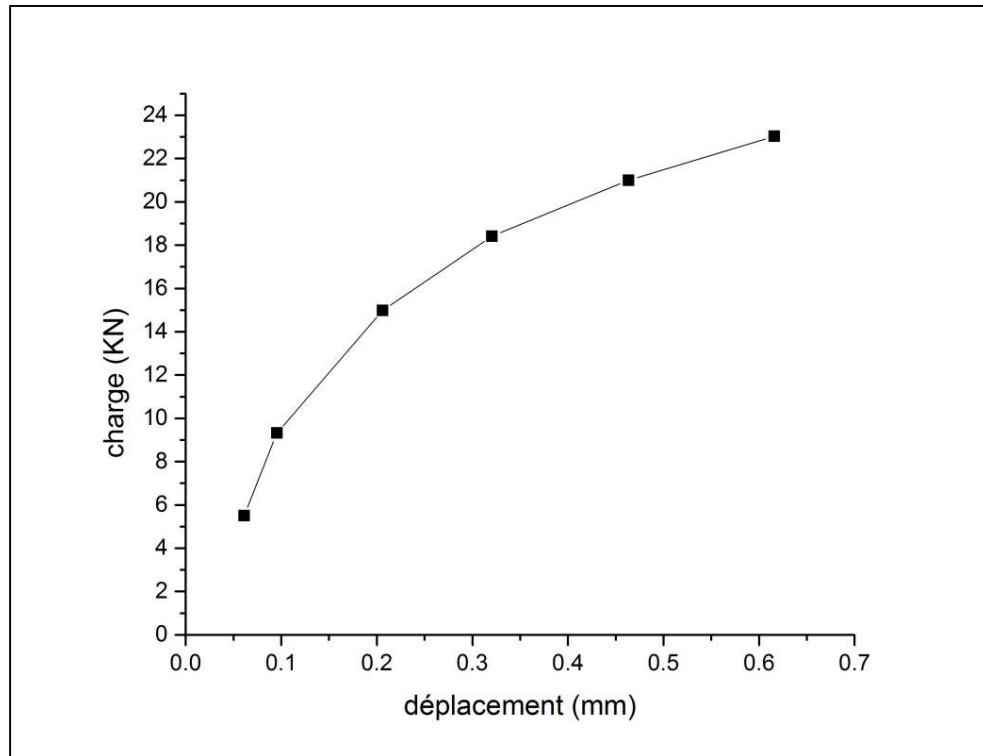
36	26.140	94.310	82.5	7.214	14.427
37	8.185	136.473	96.2	33.325	66.650
38	28.514	713.224	90.6	50.013	100.025
39	27.428	269.926	97.4	19.660	39.319
40	11.438	318.156	92.6	55.626	111.252
41	14.771	318.832	87.8	43.155	86.309
42	11.873	321.628	98.9	54.153	108.306
43	8.671	222.576	98.5	51.333	102.667
44	17.622	283.834	85	32.207	64.414
45	17.348	303.859	88.6	35.027	70.053
46	61.662	137.332	87	4.445	8.890
47	95.160	217.669	93.5	4.572	9.144
48	8.850	172.601	91.5	38.989	77.978
49	12.263	376.620	99.8	61.417	122.834
50	32.791	1170.546	96.8	71.374	142.748
51	61.343	2325.000	94.2	75.794	151.587
52	33.080	780.063	99.7	47.142	94.285

**Tableau B.2 Interprétation des courbes de chargement par PARECT
(Sol Cohérent)**

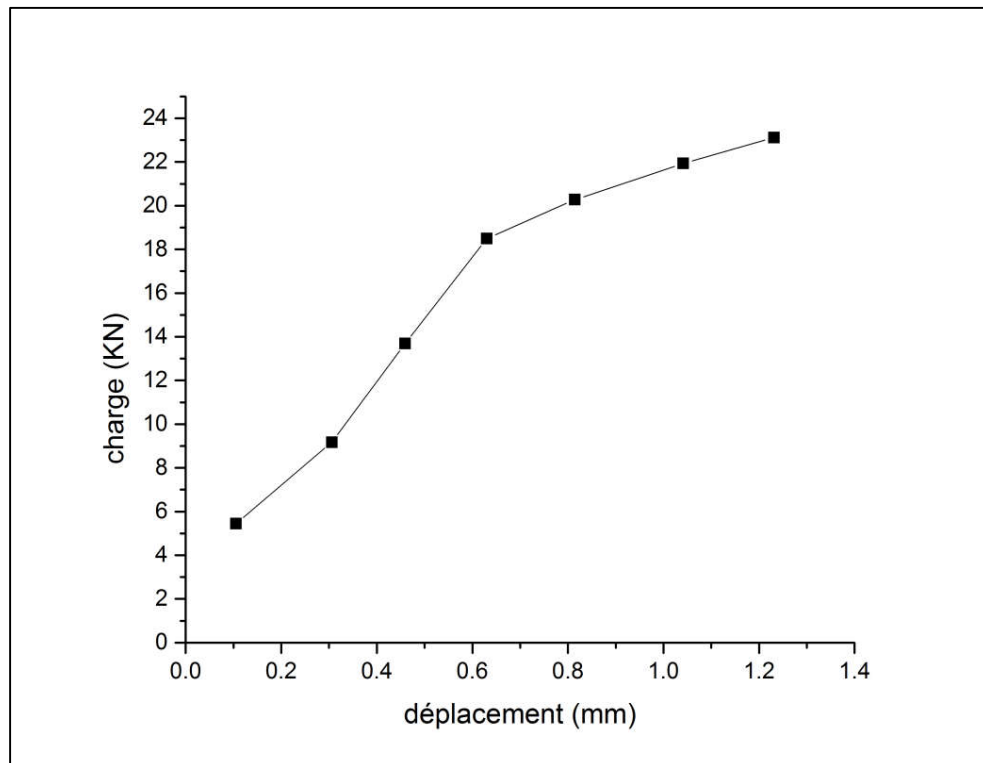
cas	Raideur latérale initial KH0	Charge latéral ultime Hu(kN)	Coefficient de regression R (%)	Déplacement critique y_0^C (mm)	Déplacement de référence y_0^R (mm)
1	1.461	253.786	92.9	344.780	689.560
2	43.269	576.552	87.6	26.660	53.320
3	12.930	354.920	96.3	52.330	104.660
4	20.664	1157.380	91.6	112.070	224.140
5	303.890	569.570	84.3	3.740	7.480
6	72.151	1160.710	85.3	32.177	64.354
7	74.910	1103.720	85	29.450	58.900
8	37.059	664.480	95.2	35.850	71.700
9	56.870	720.826	90.5	25.366	50.732
10	79.339	1434.527	96.9	36.160	72.320
11	148.514	1321.387	89.7	17.780	35.560
12	117.346	337.226	83.7	5.740	11.480
13	51.660	606.970	70.2	23.490	46.980
14	44.720	106.029	90.2	4.740	9.480
15	21.540	97.195	83.3	9.020	18.040
16	177.733	374.890	95.1	4.210	8.420
17	48.280	521.940	91.9	21.620	43.240
18	39.596	466.490	99.1	23.560	47.120
19	24.894	310.810	94.6	24.960	49.920
20	25.975	221.660	98.7	17.070	34.140
21	286.450	495.050	99.4	3.450	6.900
22	307.230	494.470	98.8	3.210	6.420
23	5.550	9253.014	93	3328.960	6657.920
24	5.133	210.890	94.1	1.850	3.710
25	1.390	48.350	91.7	69.190	138.380
26	45.250	1031.740	96.1	45.600	91.200
27	45.250	1031.740	96.1	45.600	91.200
28	45.250	1031.740	96.1	45.600	91.200
29	22.857	1.214	96.6	0.106	0.212
30	5.133	210.890	94.1	82.151	164.302
31	6.497	93.325	90.4	28.720	57.450
32	7.417	103.137	91	27.812	55.625
33	8.563	93.057	85.1	21.735	43.470
34	10.983	102.537	82.4	18.671	37.343
35	4.572	68.480	88.9	29.954	59.907
36	3.026	99.636	99.9	65.854	131.707

37	28.741	720.026	91.2	50.104	100.210
38	3.798	121.252	89.3	63.845	127.690
39	6.594	296.956	99.2	90.063	180.126
40	1.611	61.666	99.3	76.537	153.074
41	4.739	8.309	89.7	3.507	7.014
42	3.633	8.176	92.5	4.501	9.001
43	10.800	17.516	87.1	3.244	6.488

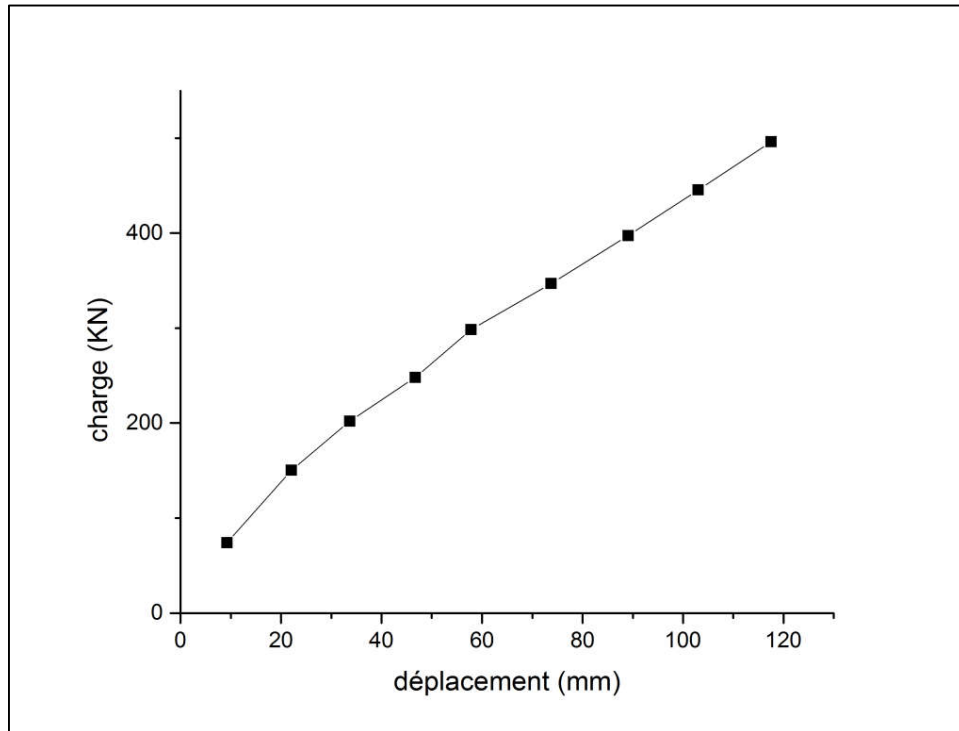
Les courbes de chargement (sol pulvérulent)



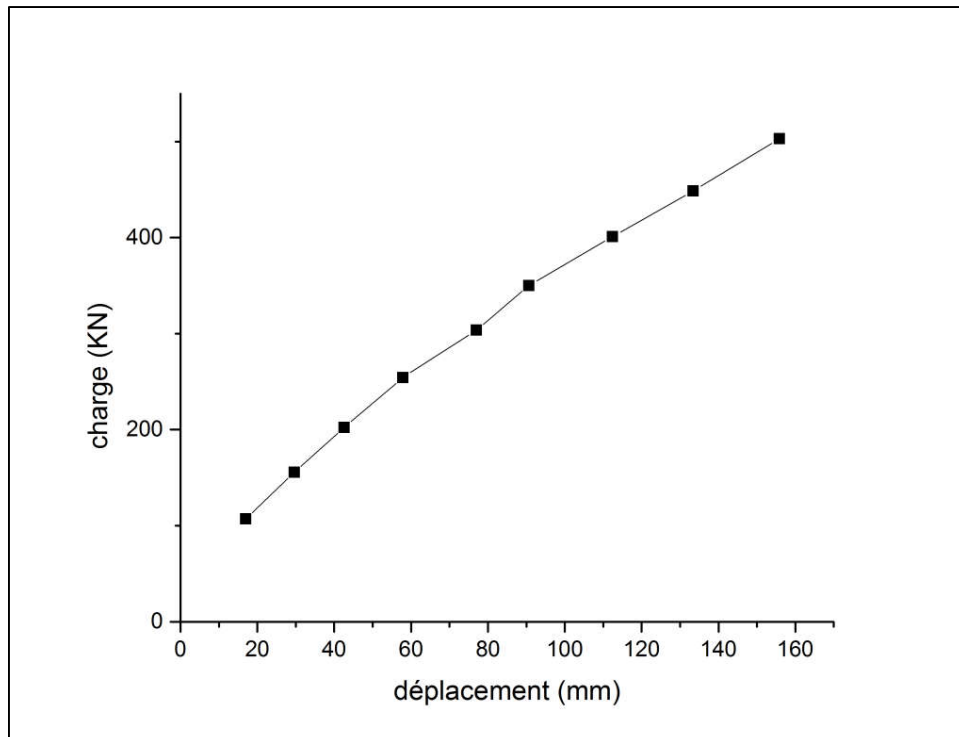
Courbe de chargement cas n°1



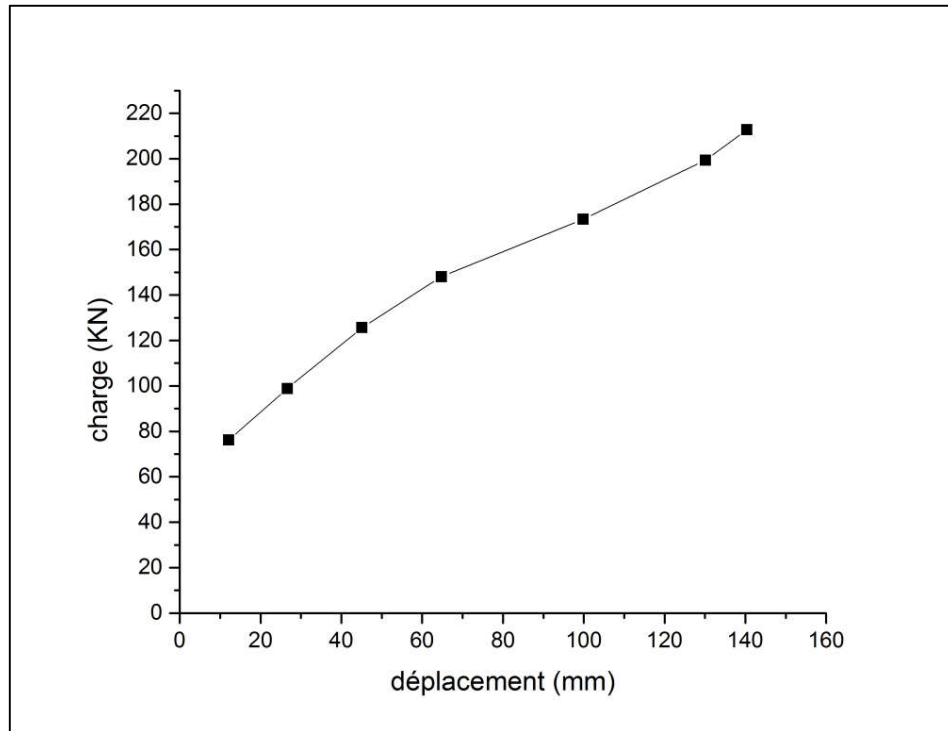
Courbe de chargement cas n°2



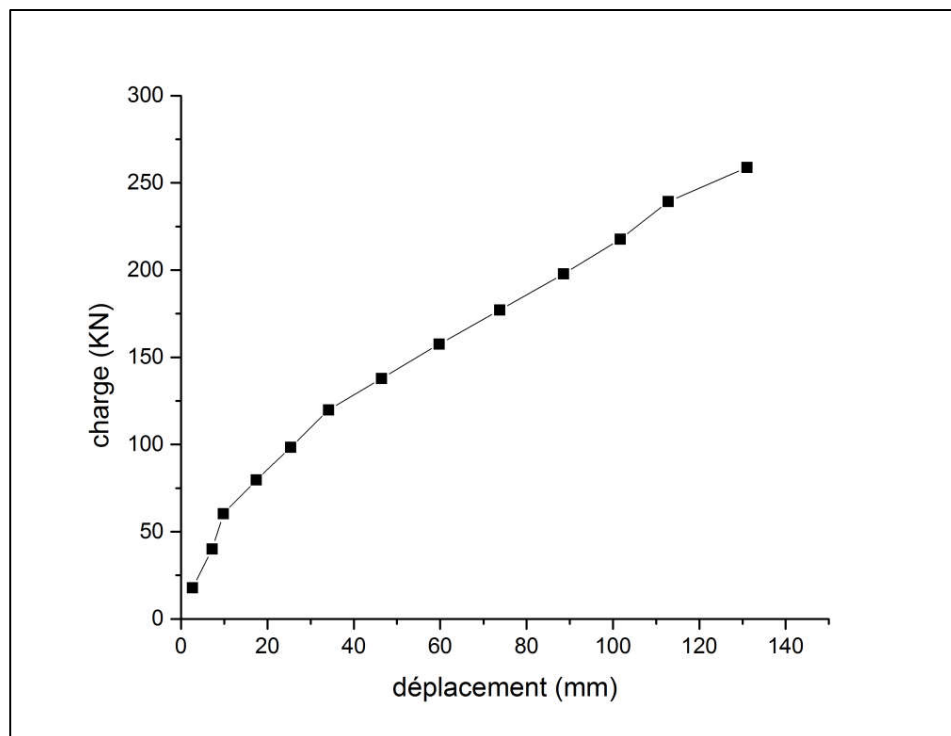
Courbe de chargement cas n°3



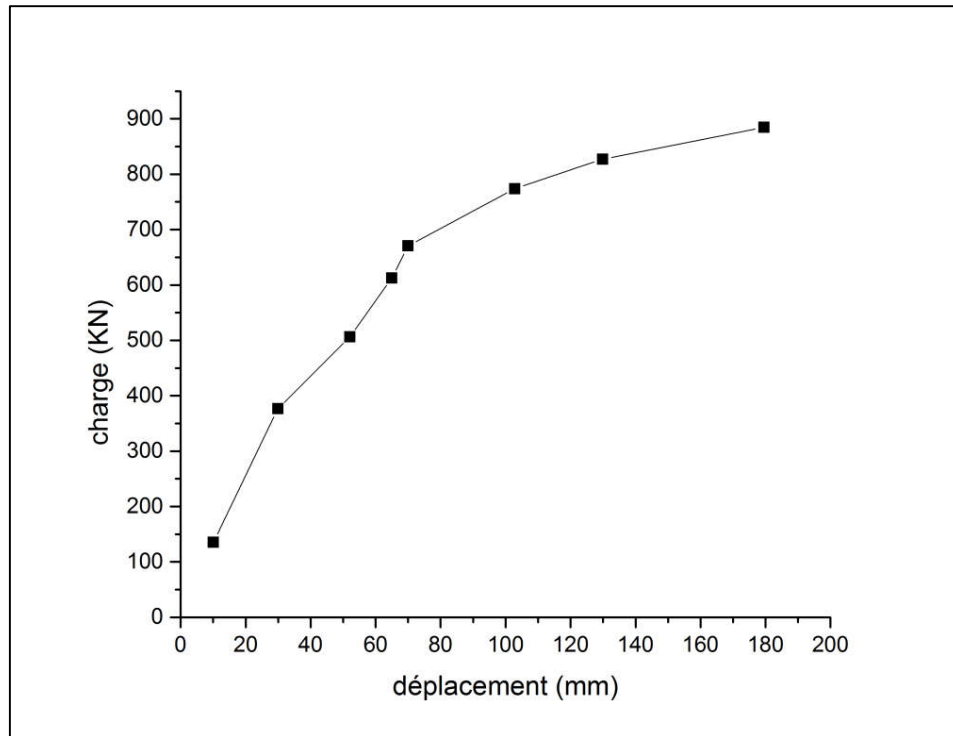
Courbe de chargement cas n°4



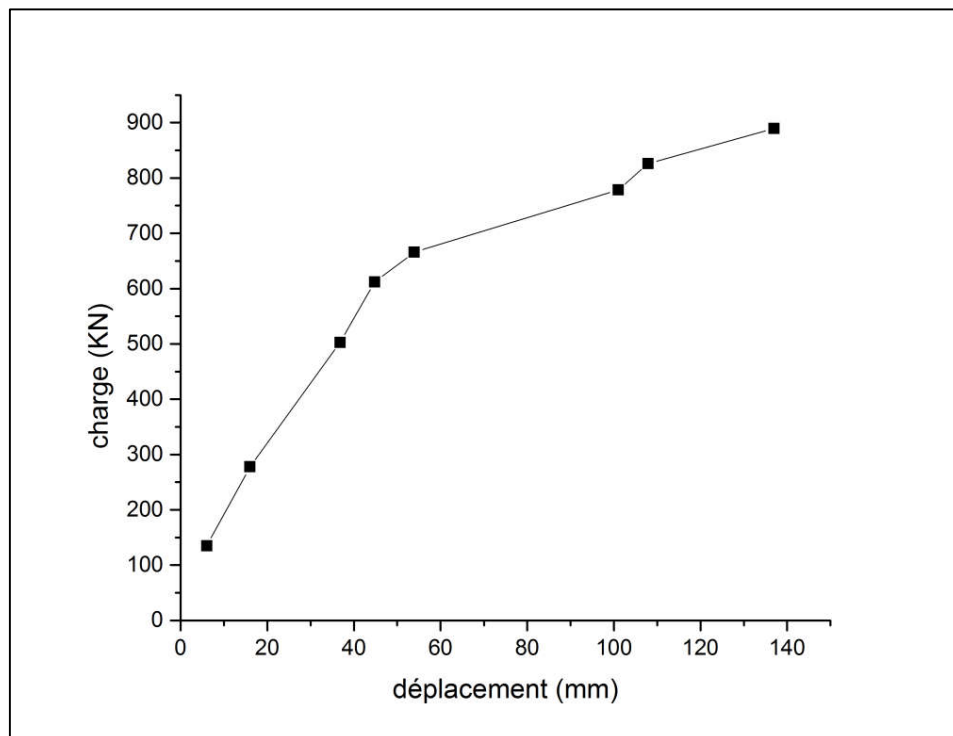
Courbe de chargement cas n°5



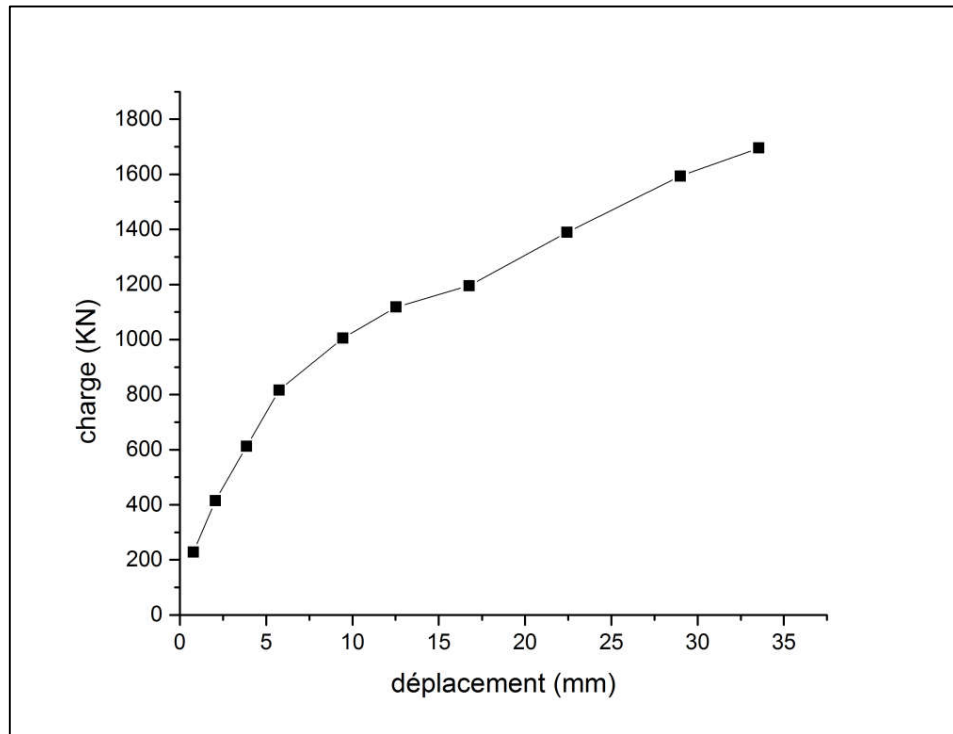
Courbe de chargement cas n°6



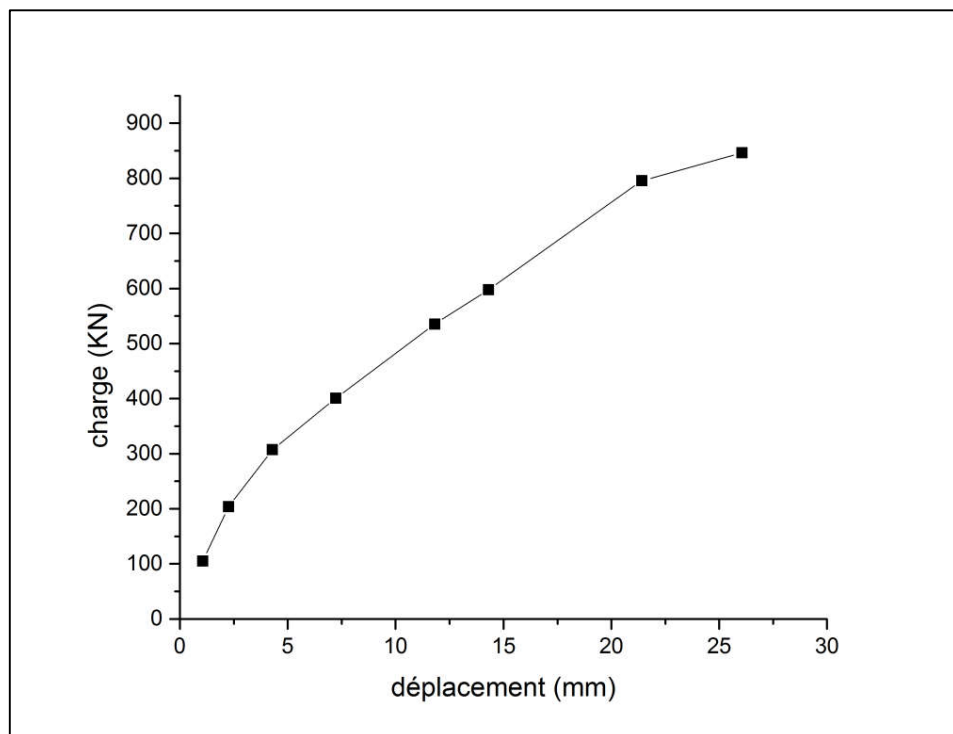
Courbe de chargement cas n°7



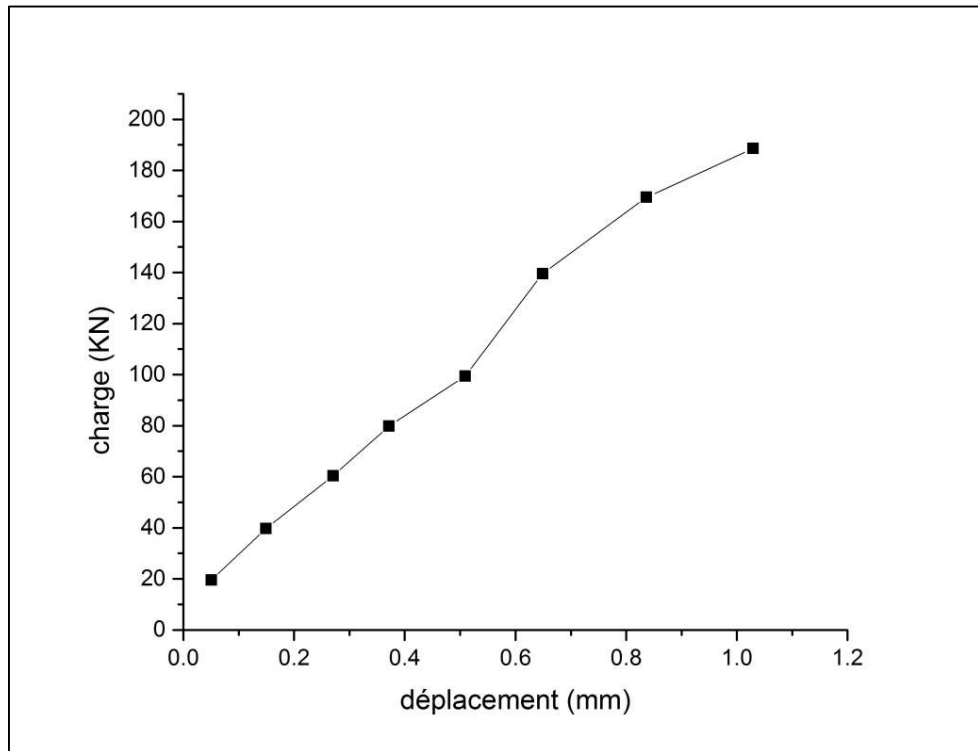
Courbe de chargement cas n°8



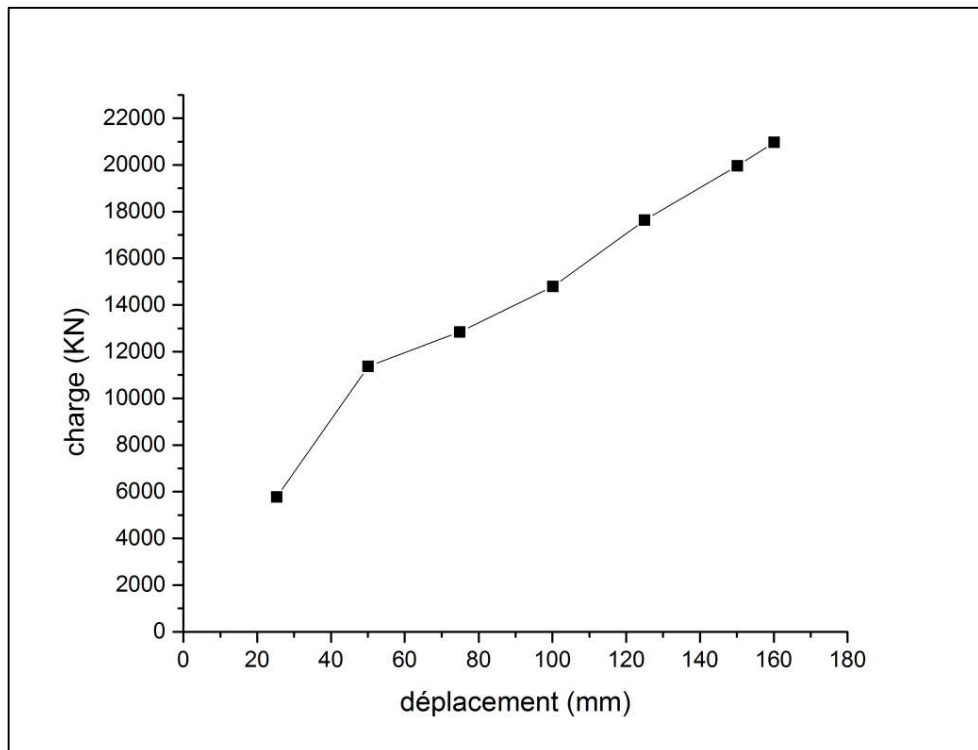
Courbe de chargement cas n°9



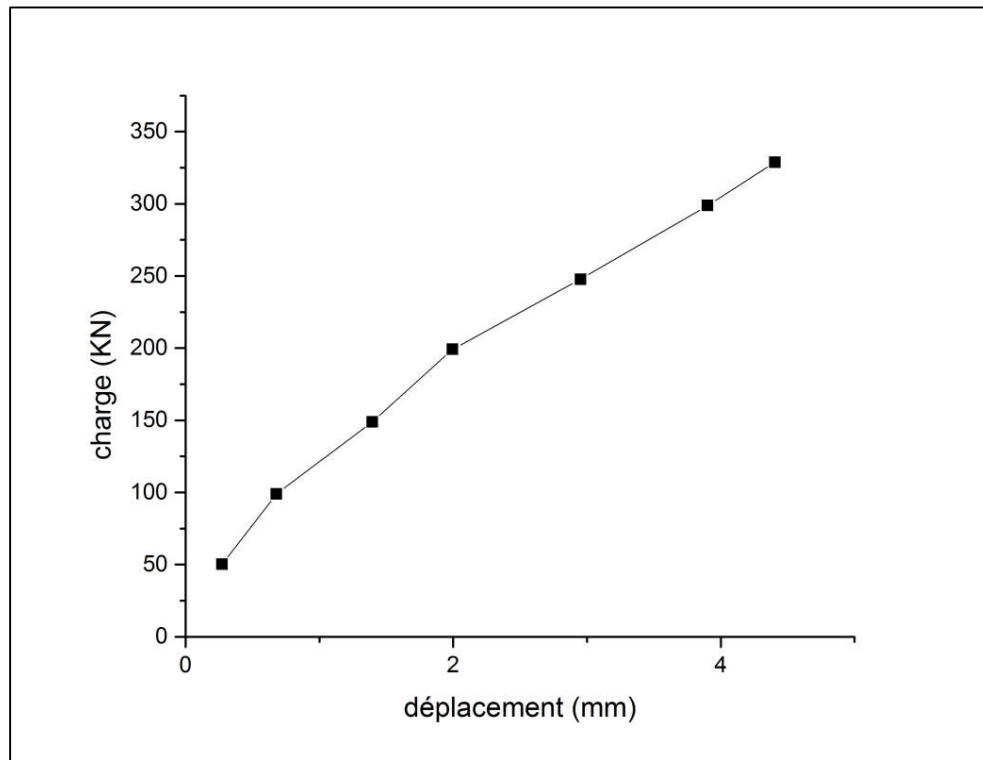
Courbe de chargement cas n°10



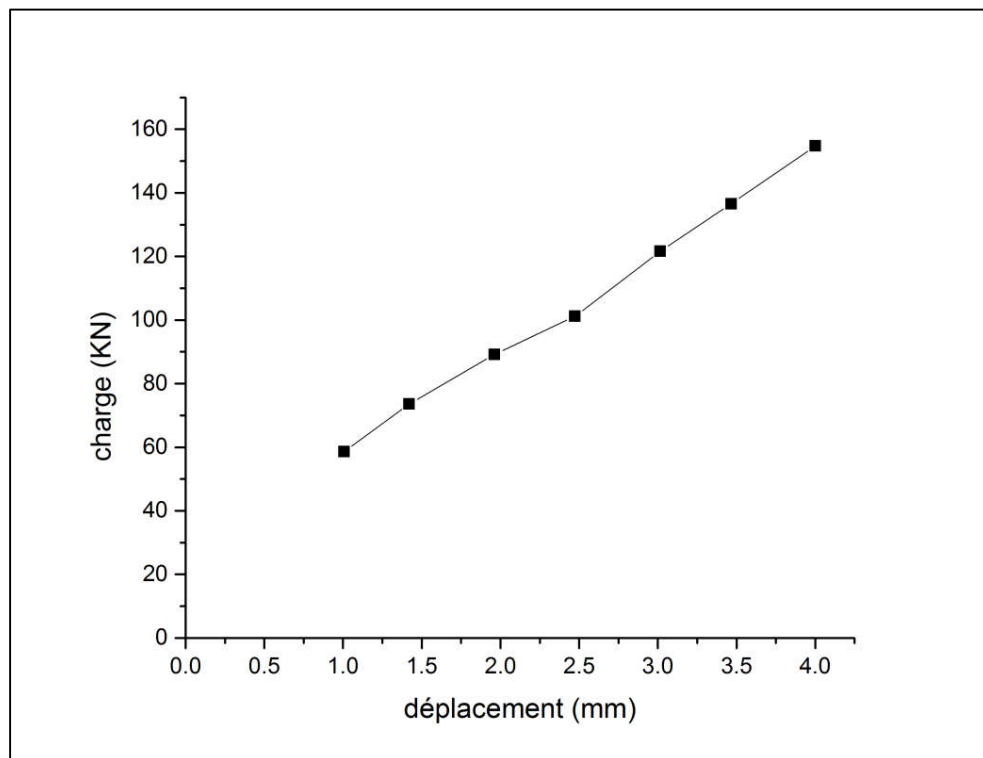
Courbe de chargement cas n°11



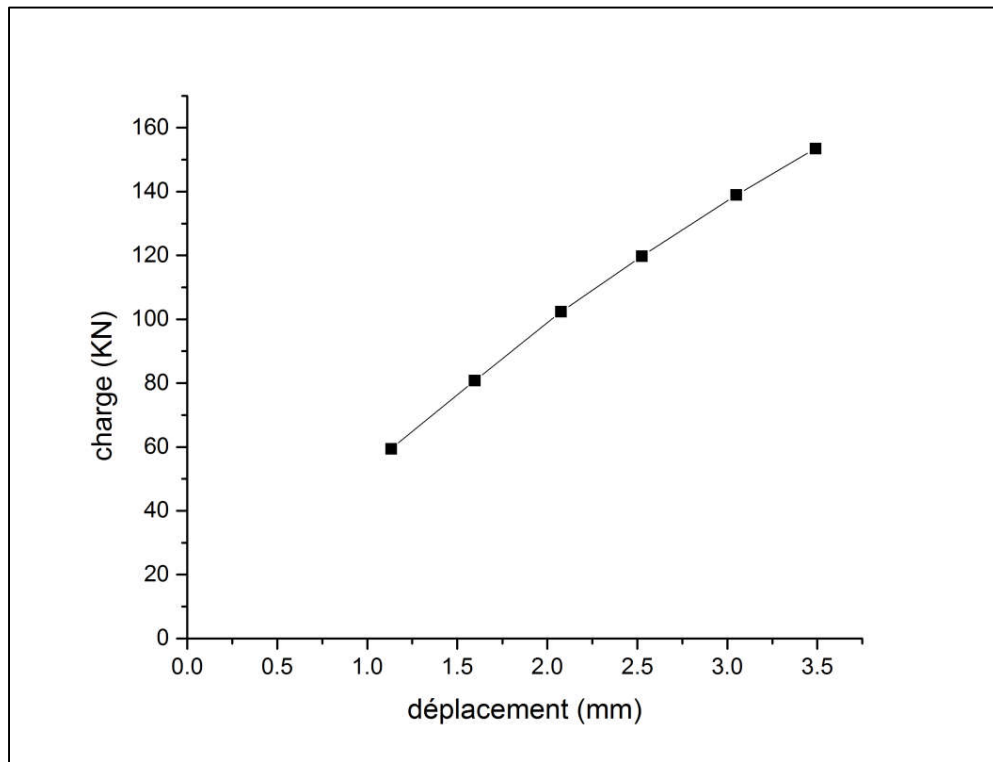
Courbe de chargement cas n°12



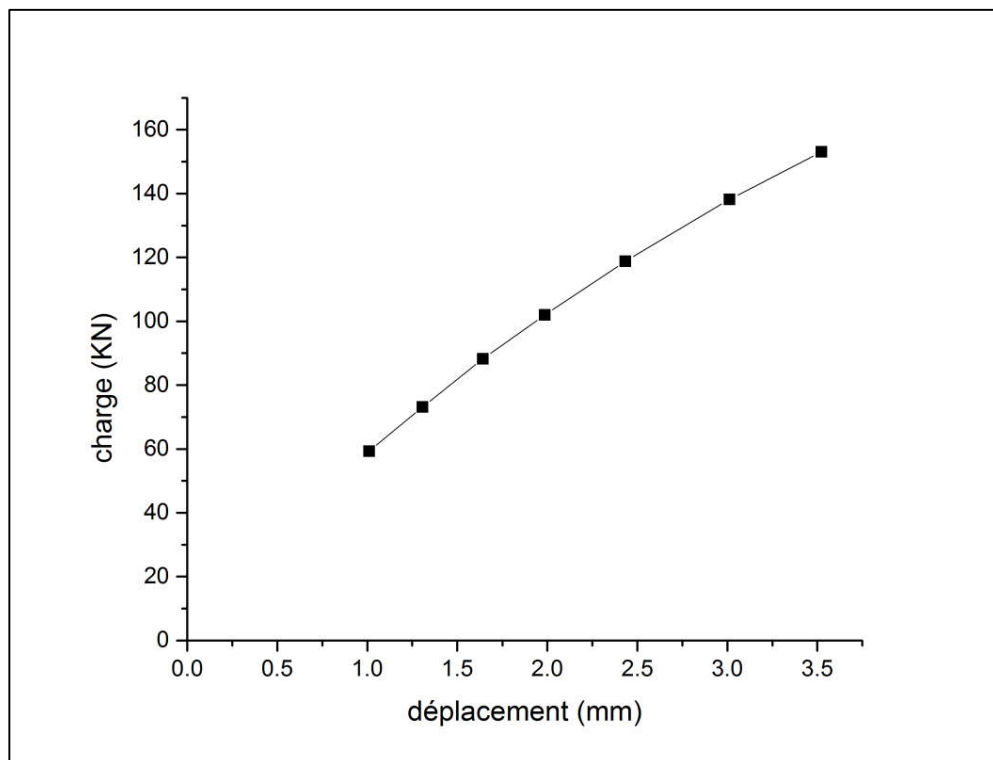
Courbe de chargement cas n°13



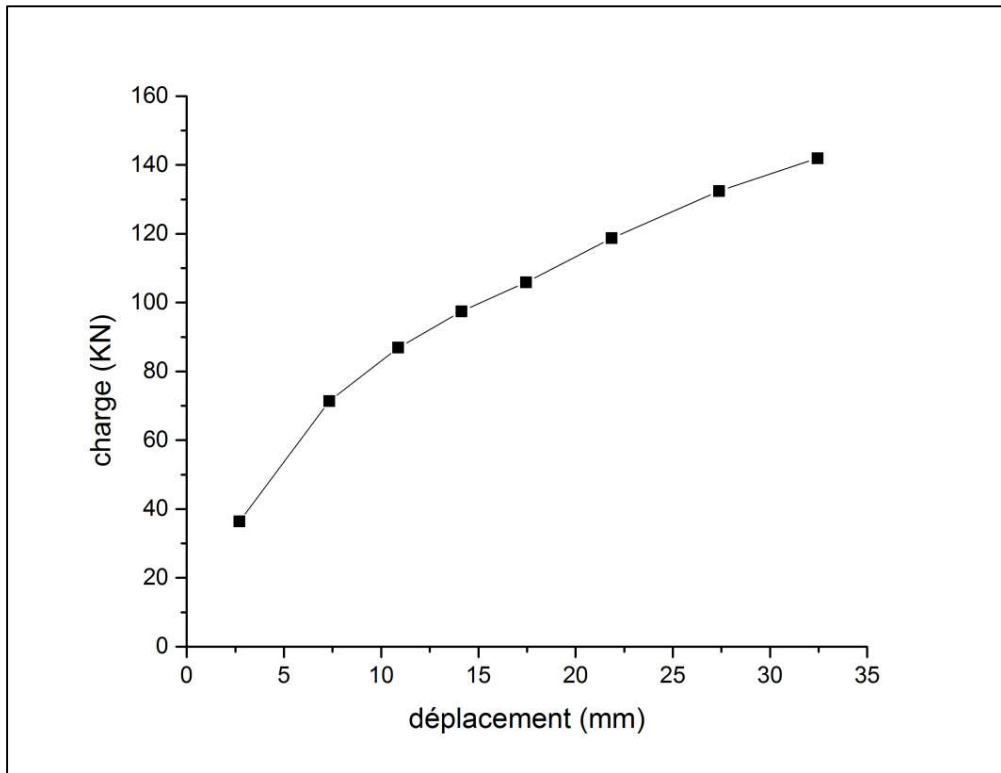
Courbe de chargement cas n°14



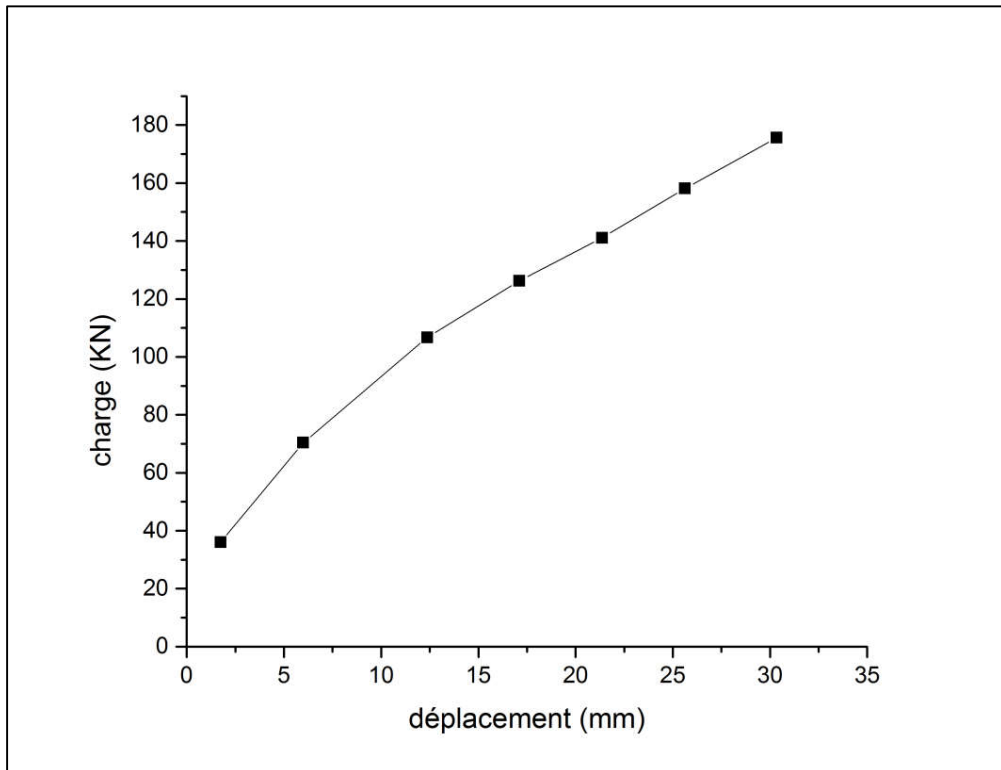
Courbe de chargement cas n°15



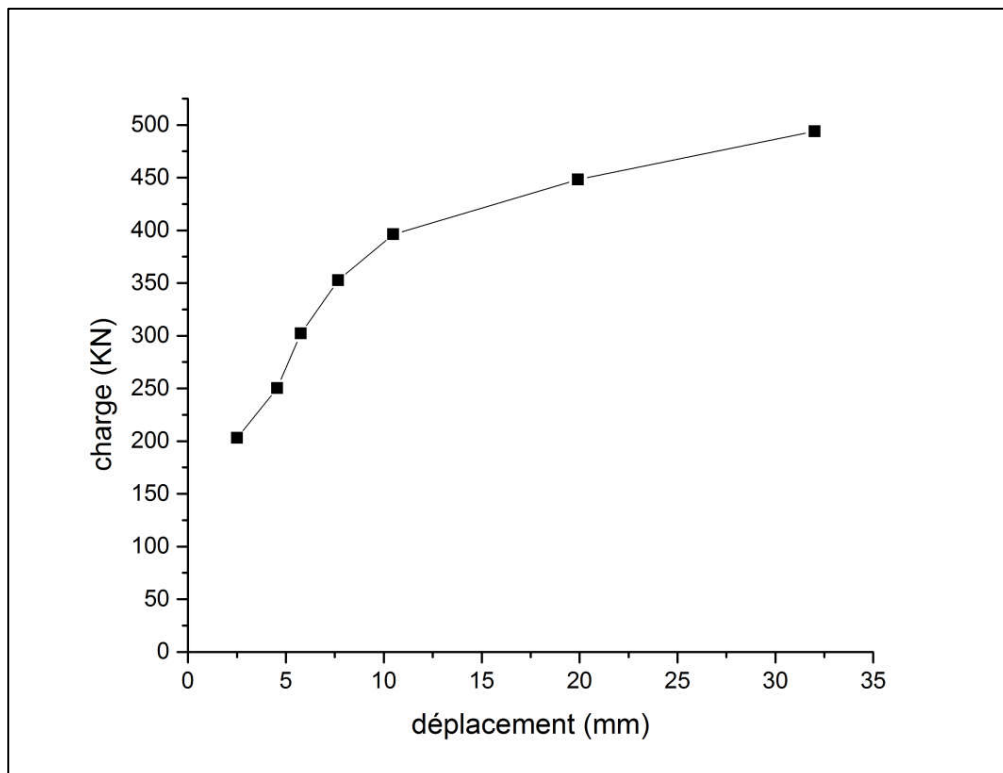
Courbe de chargement cas n°16



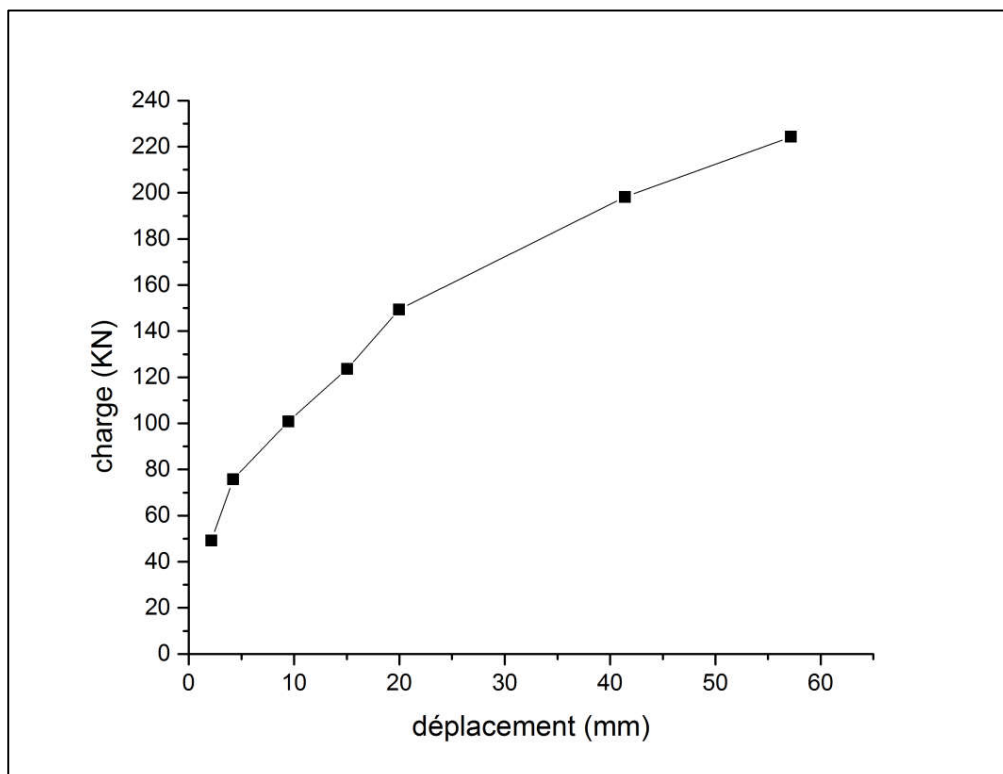
Courbe de chargement cas n°17



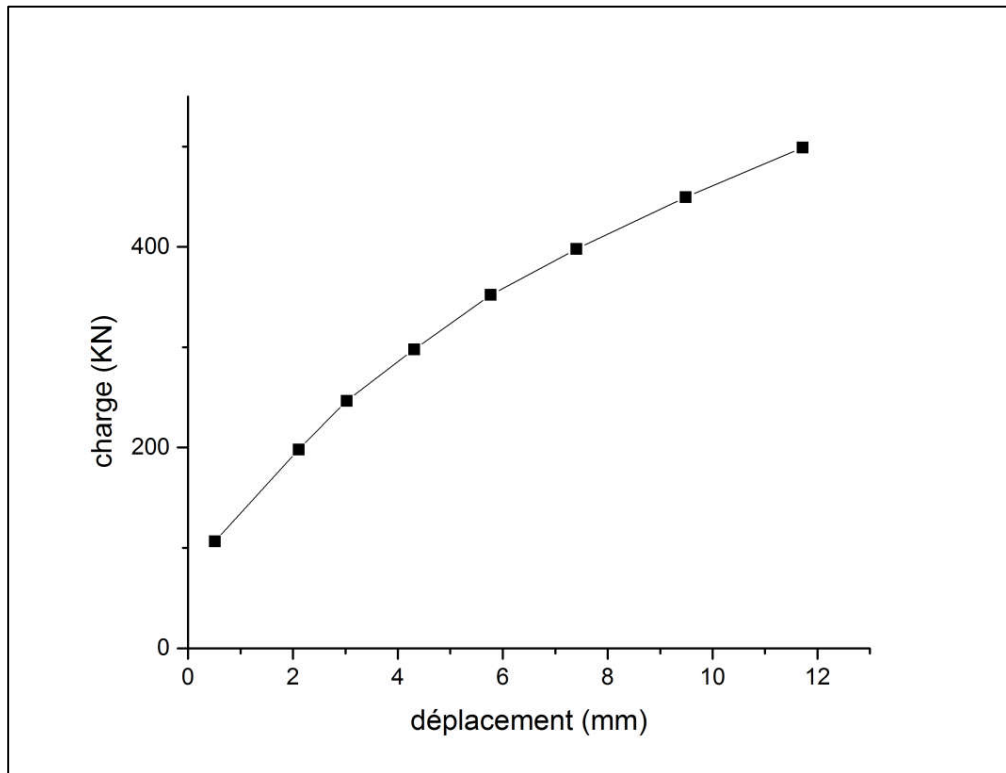
Courbe de chargement cas n°18



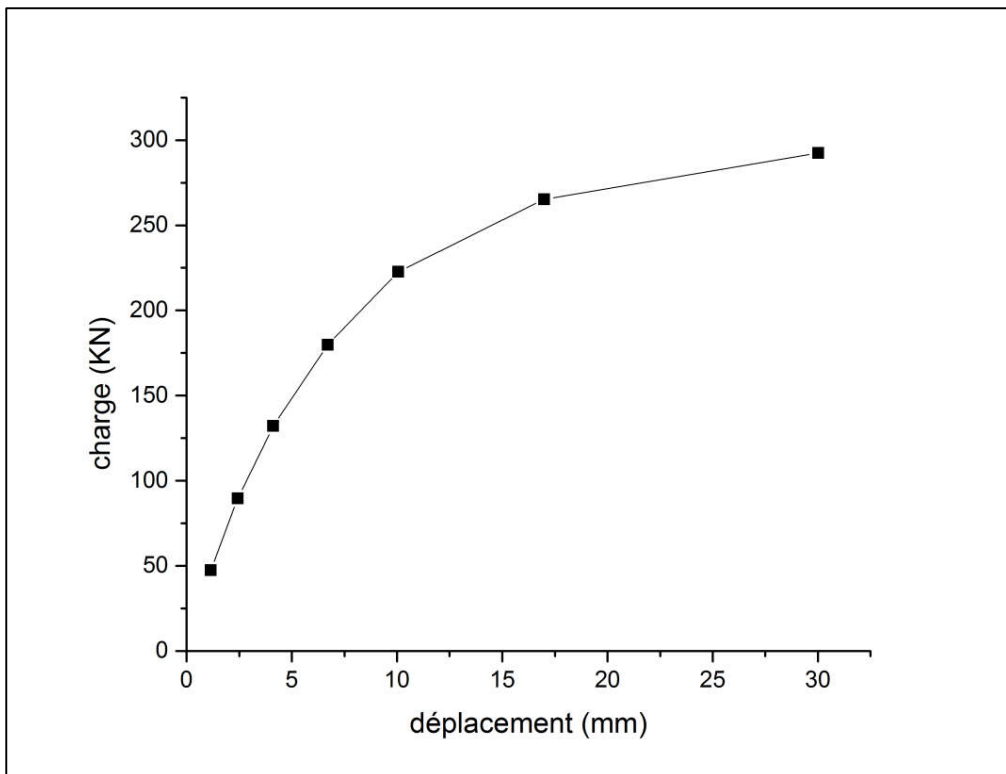
Courbe de chargement cas n°19



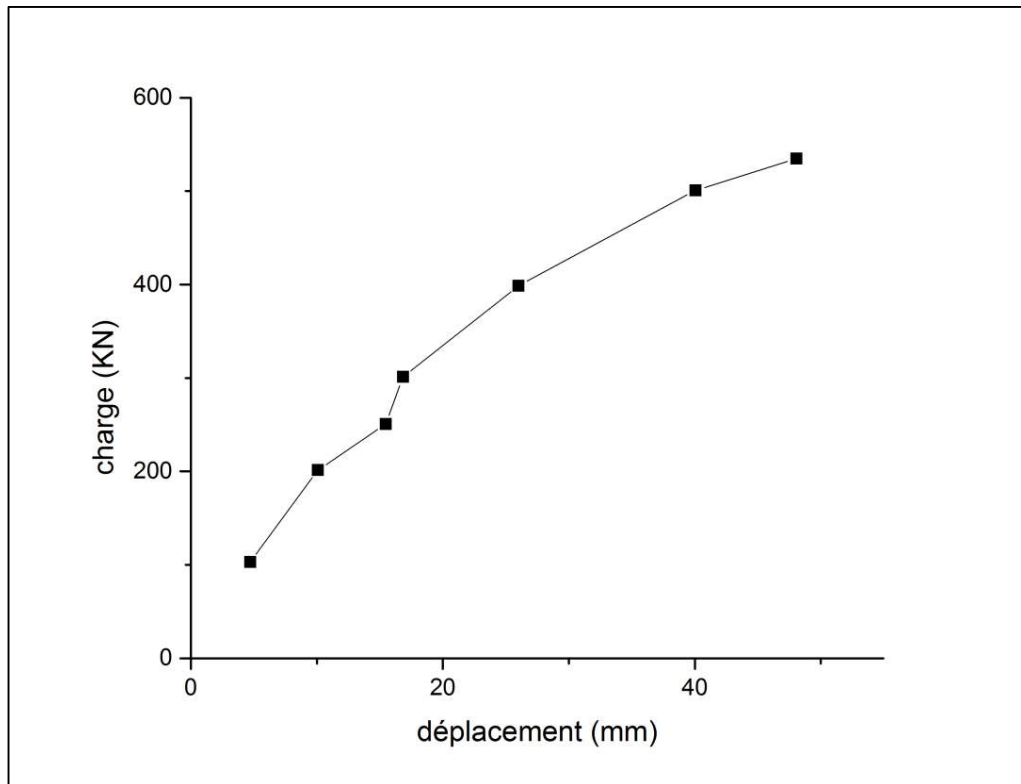
Courbe de chargement cas n°20



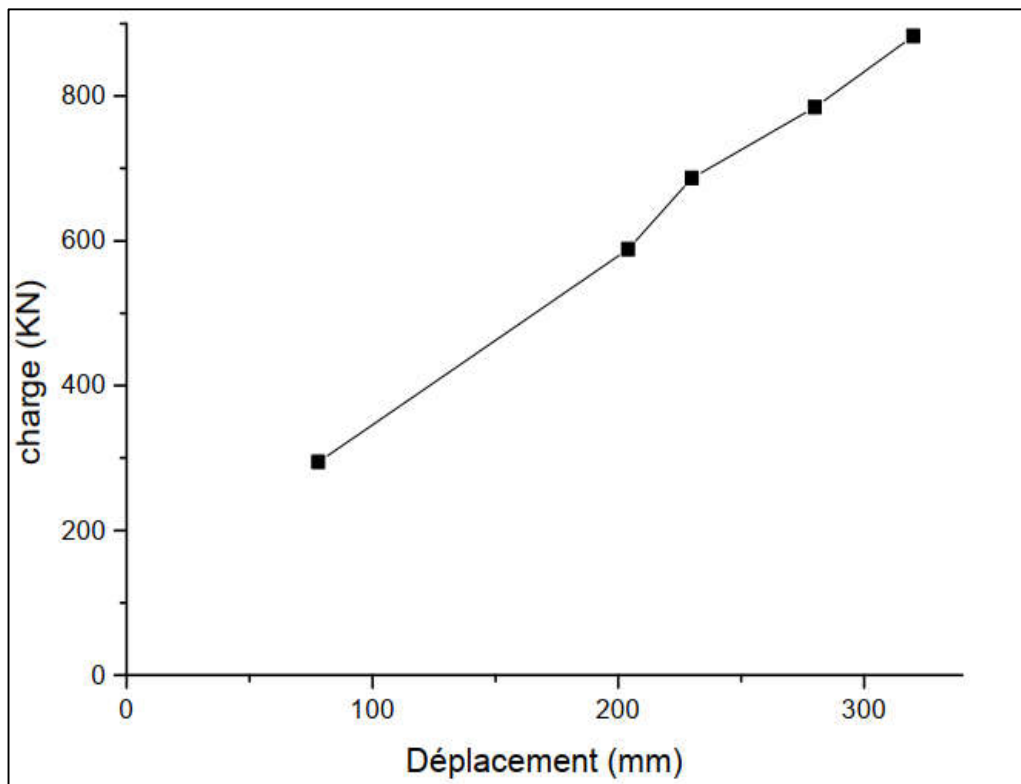
Courbe de chargement cas n°21



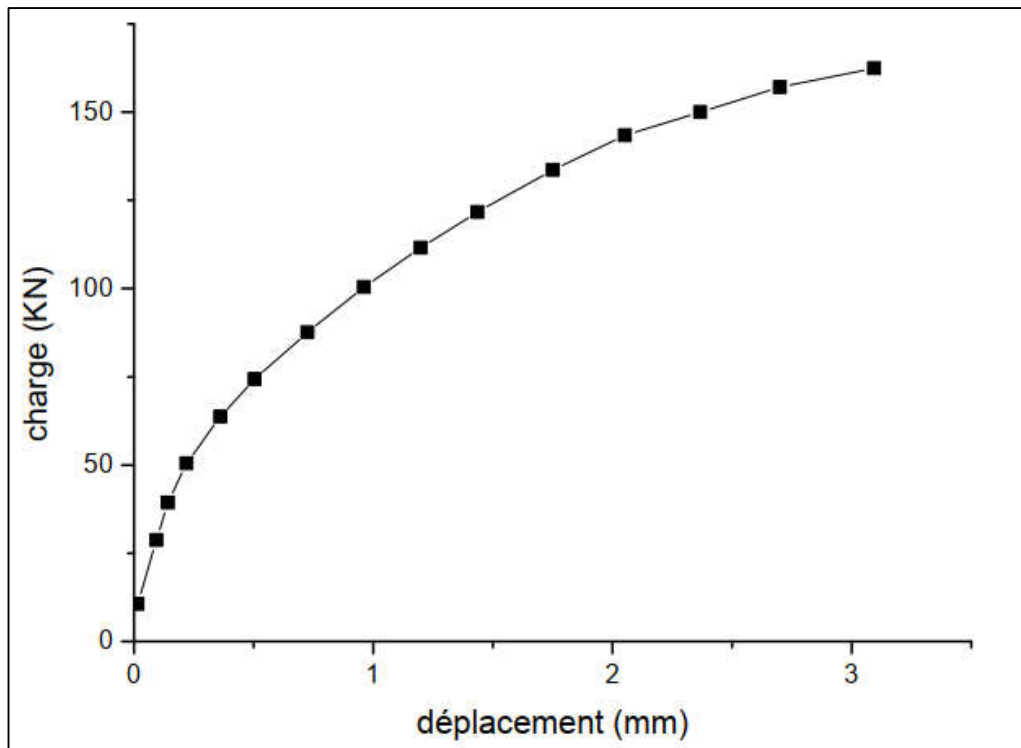
Courbe de chargement cas n°22



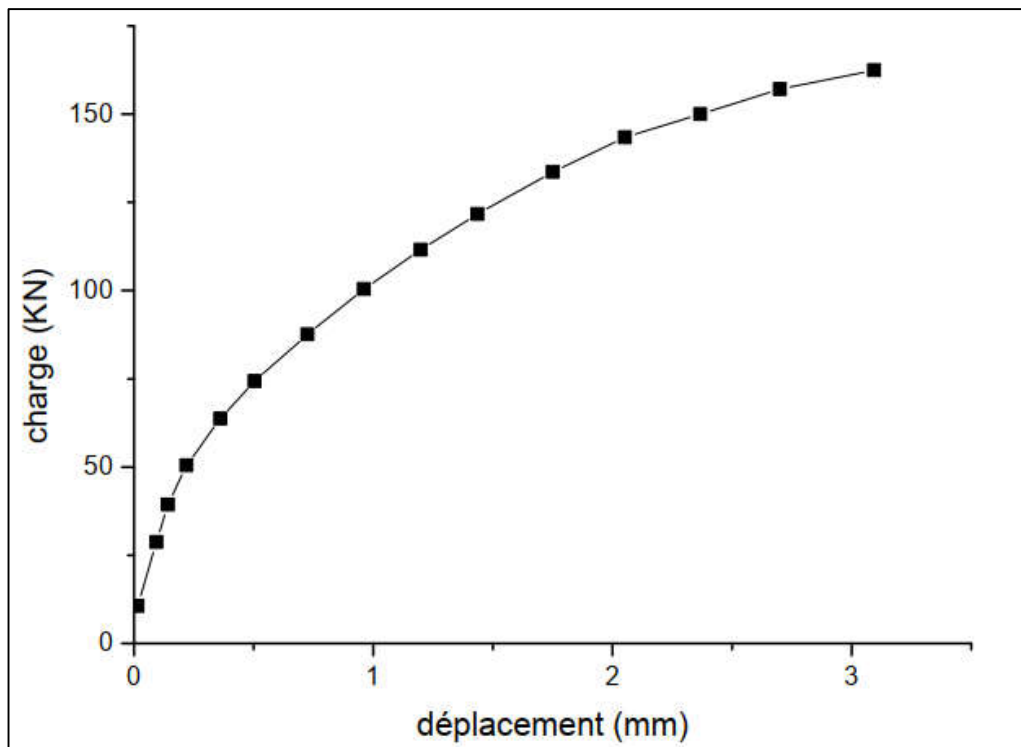
Courbe de chargement cas n°23



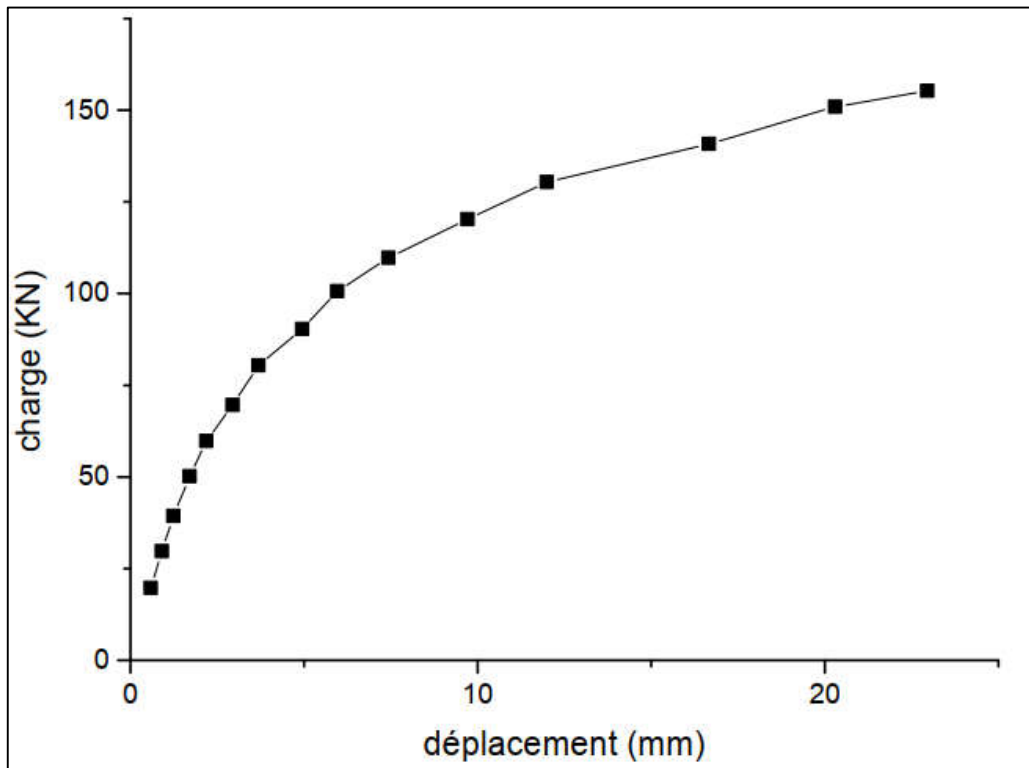
Courbe de chargement cas n°24



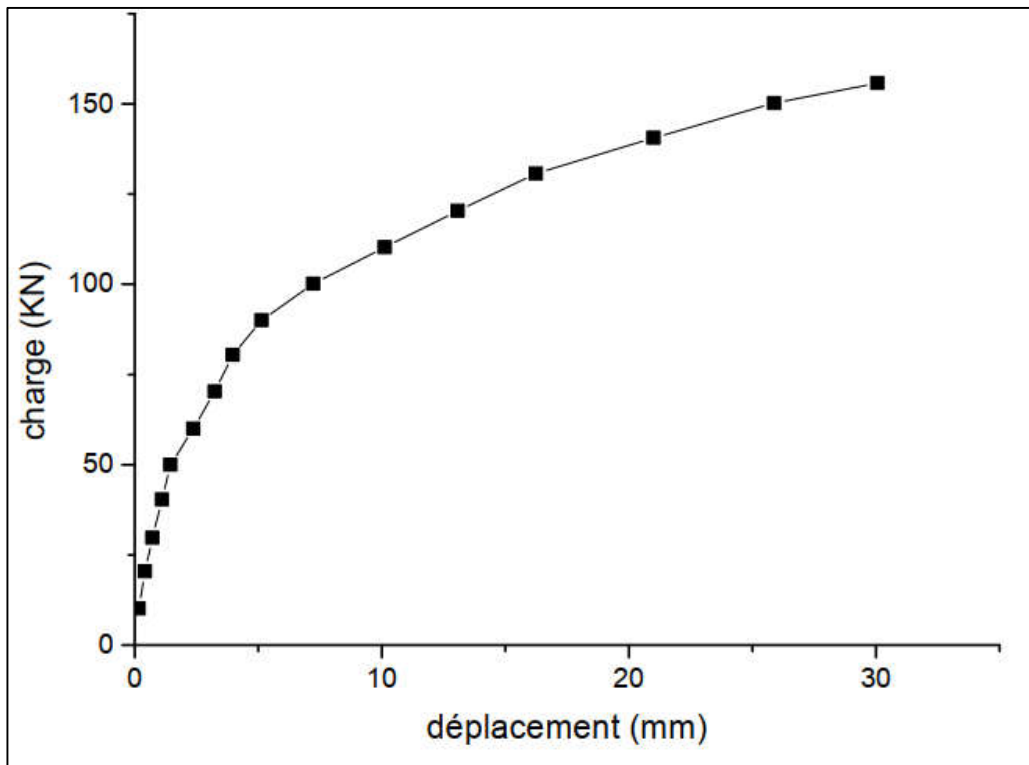
Courbe de chargement cas n°25



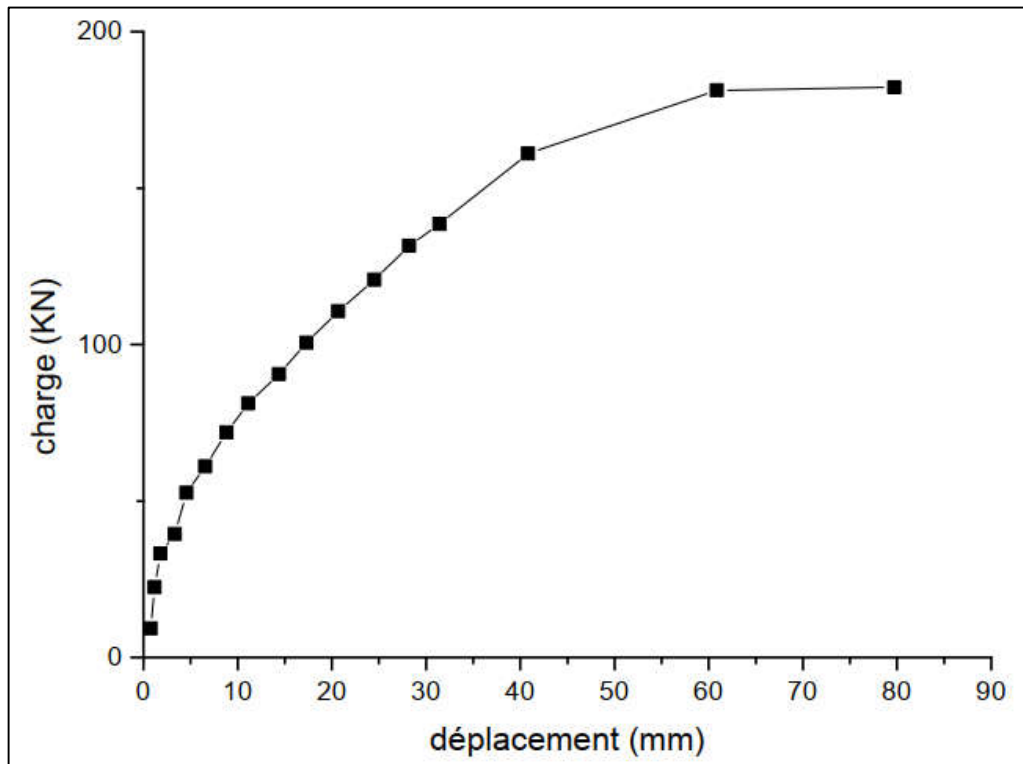
Courbe de chargement cas n°26



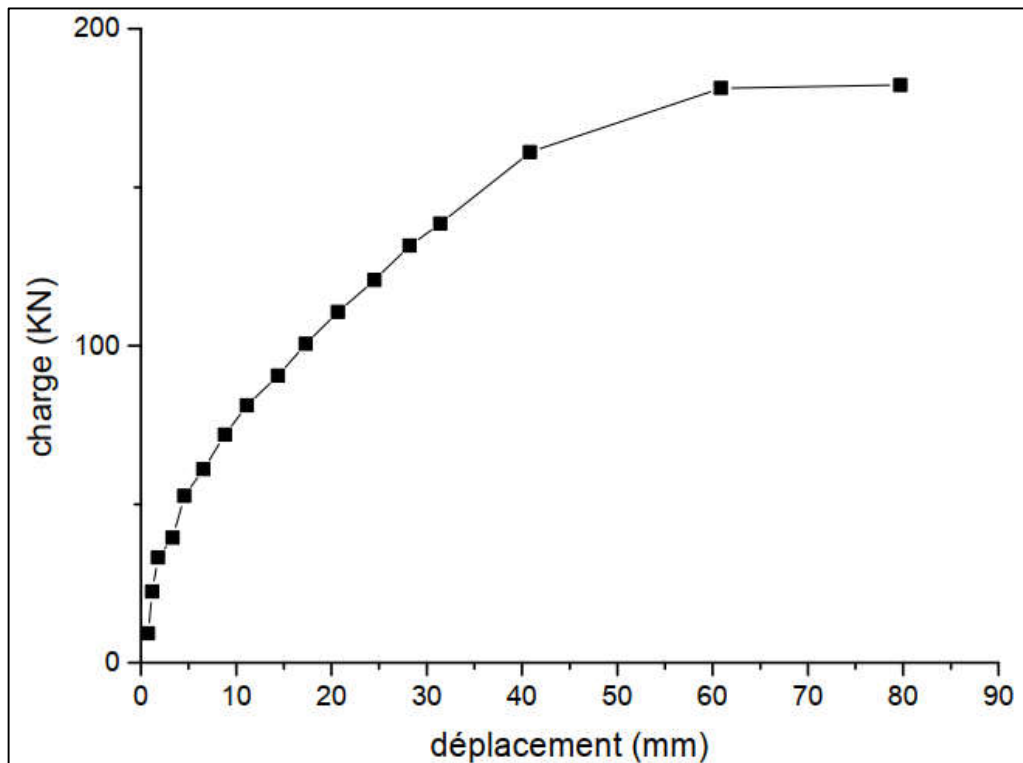
Courbe de chargement cas n°27



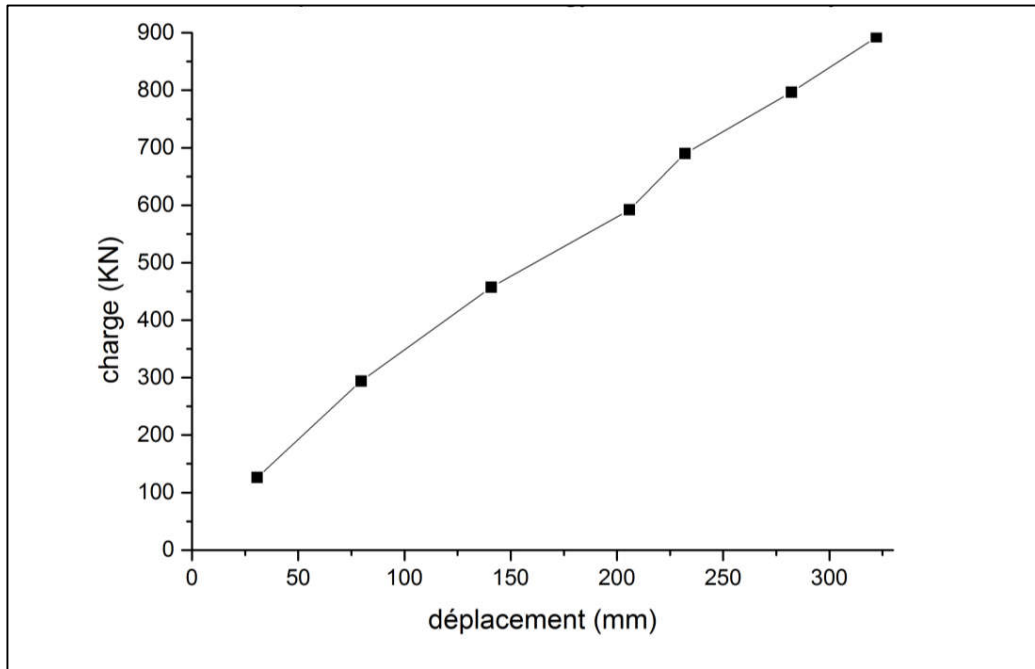
Courbe de chargement cas n°28



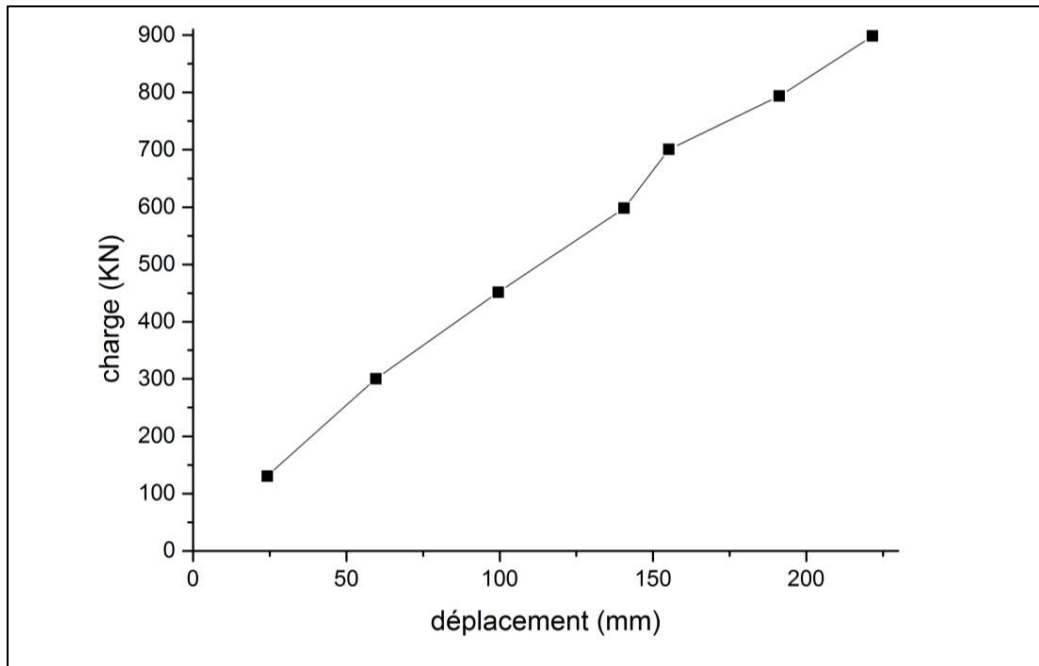
Courbe de chargement cas n°29



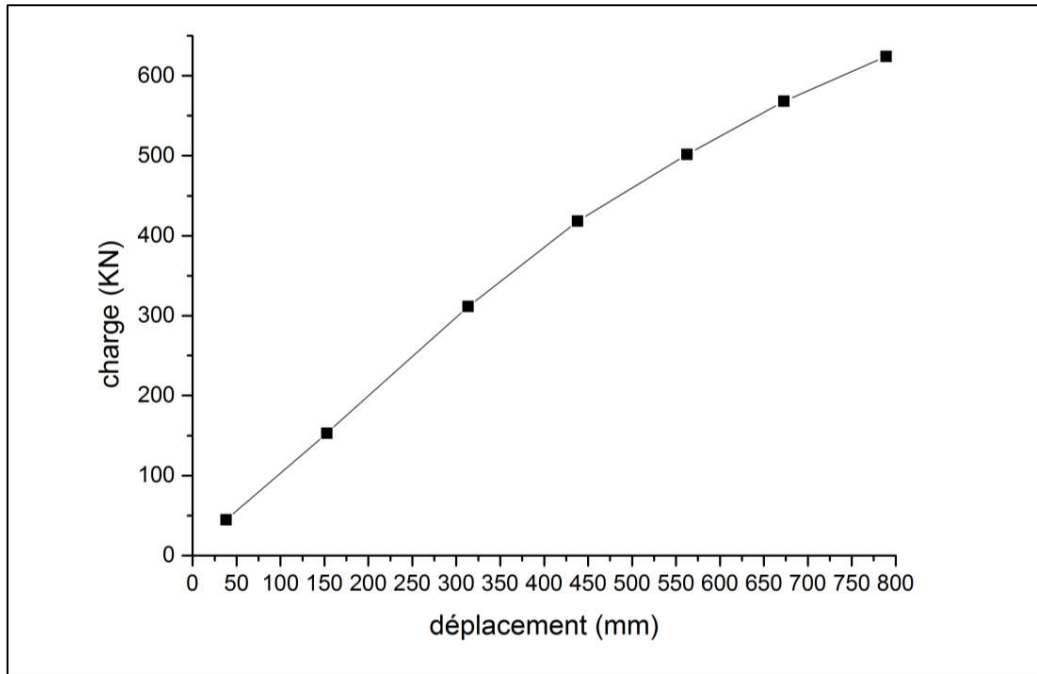
Courbe de chargement cas n°30



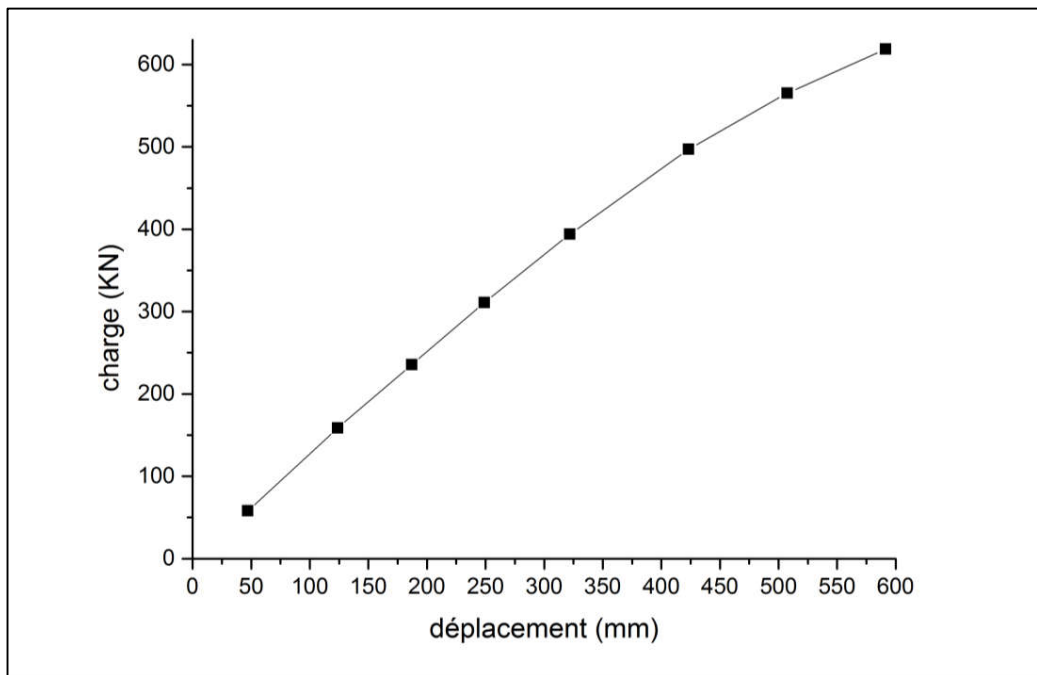
Courbe de chargement cas n°31



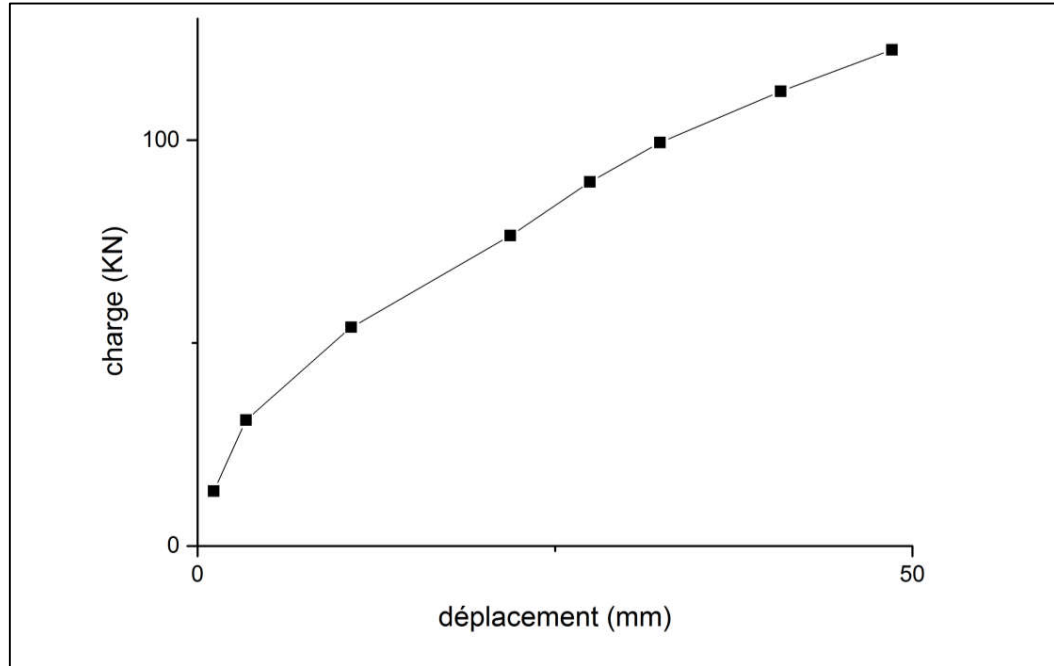
Courbe de chargement cas n°32



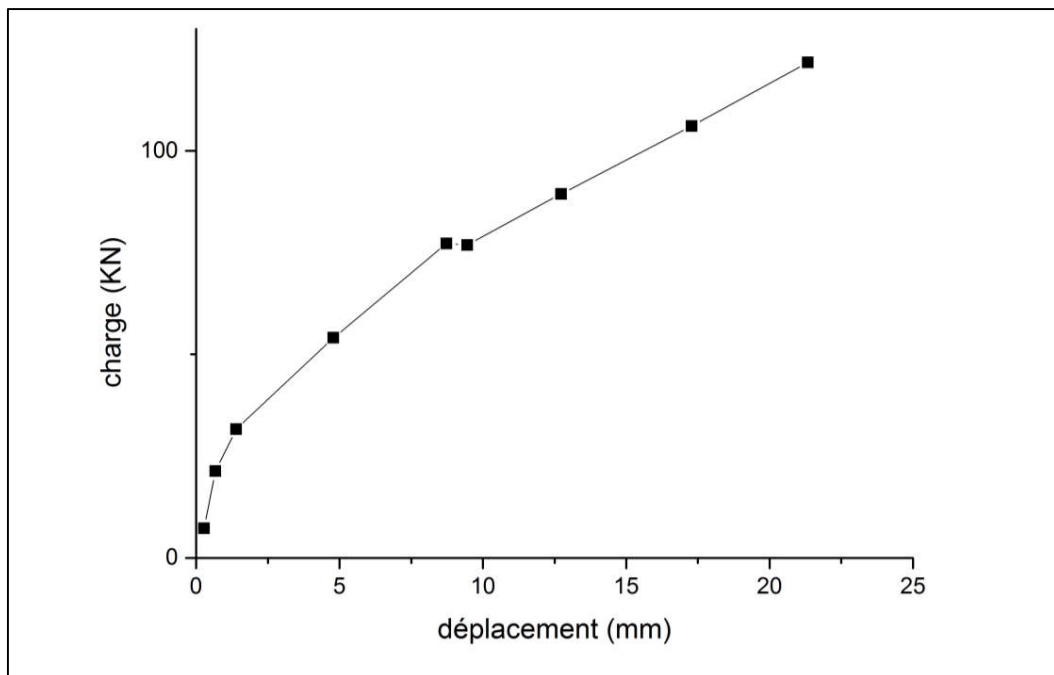
Courbe de chargement cas n°33



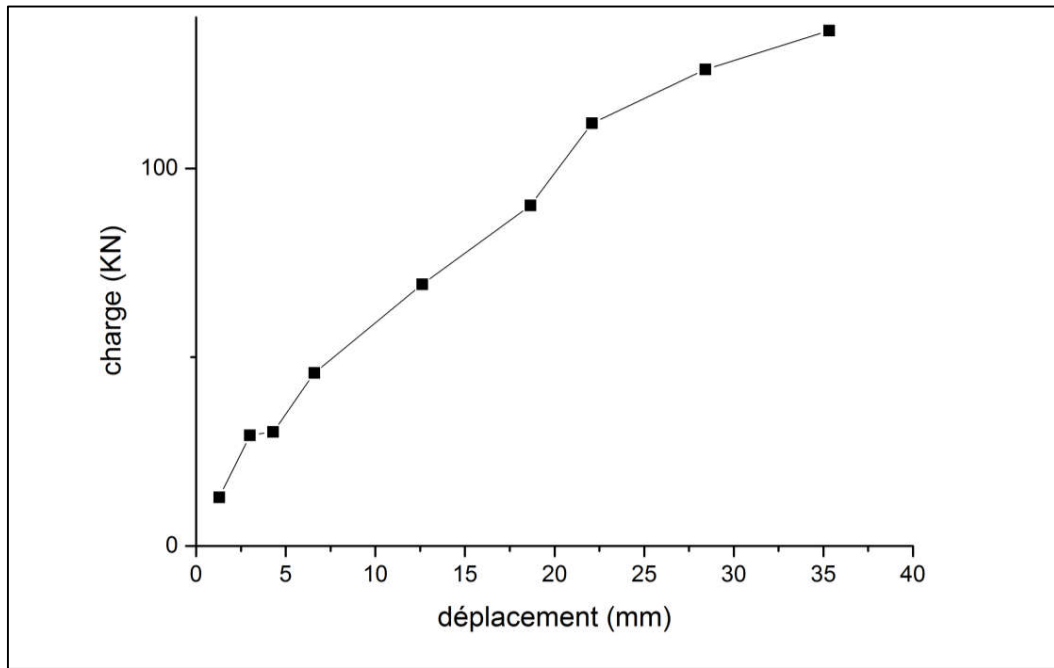
Courbe de chargement cas n°34



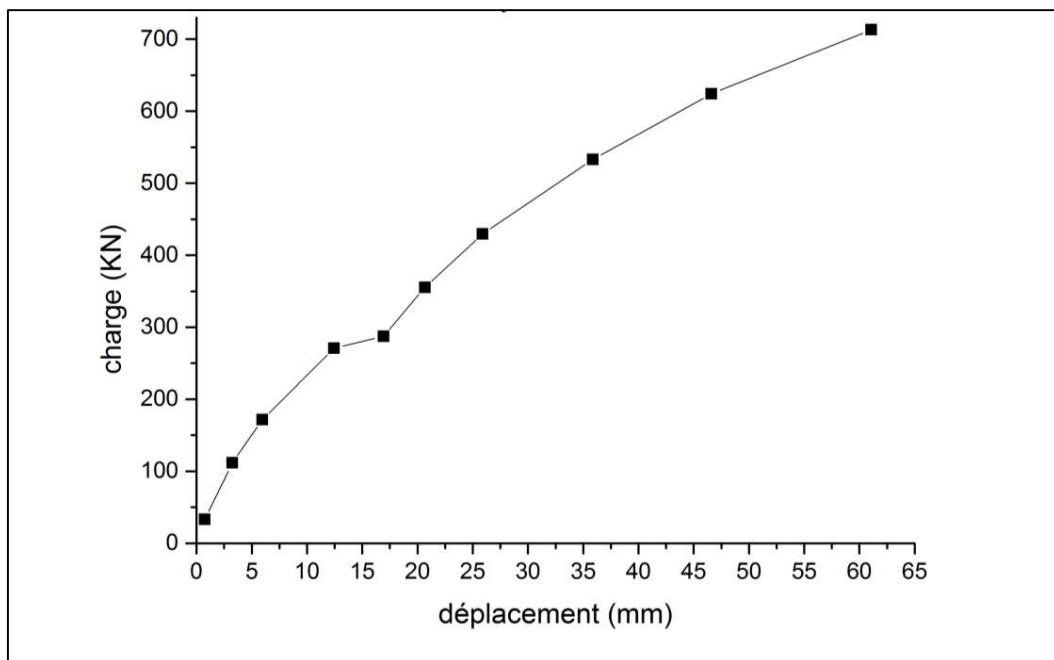
Courbe de chargement cas n°35



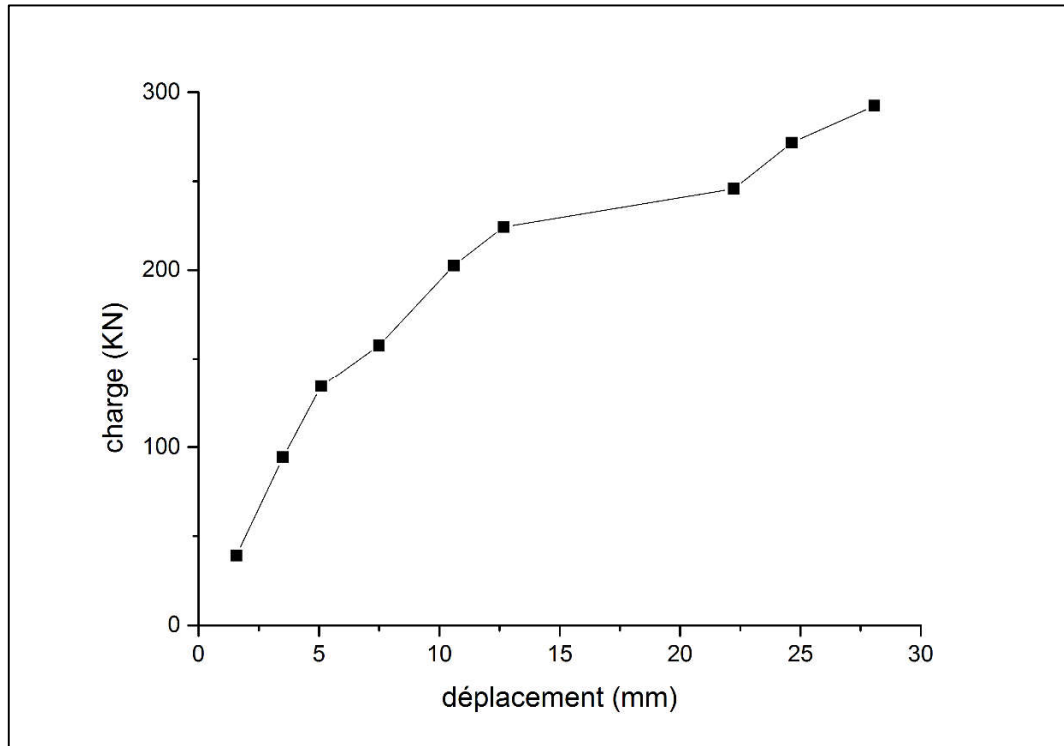
Courbe de chargement cas n°36



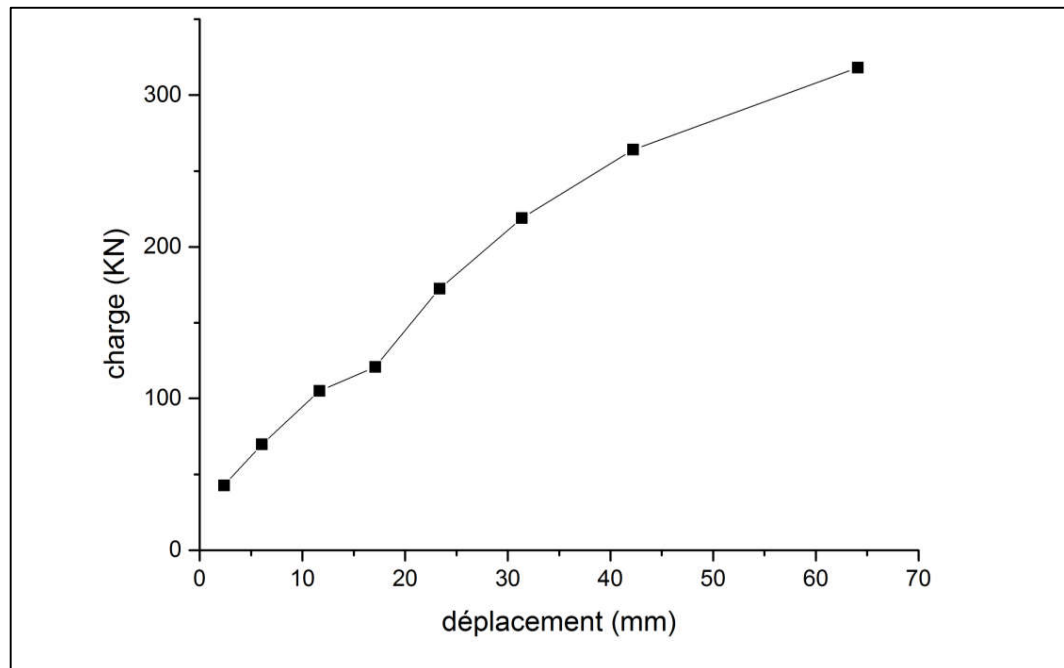
Courbe de chargement cas n°37



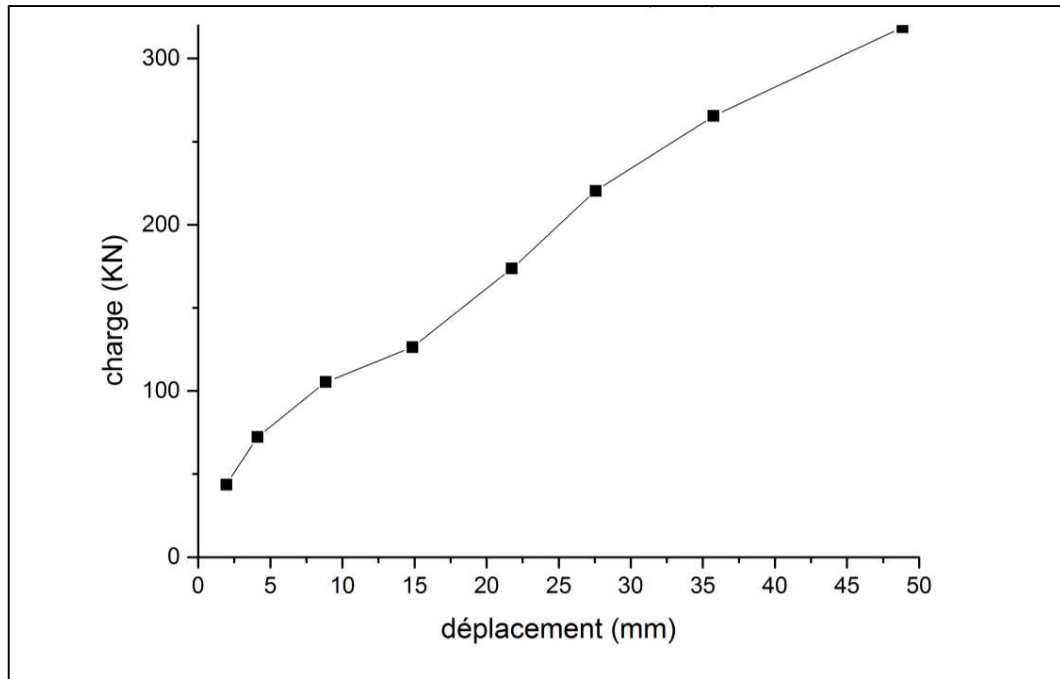
Courbe de chargement cas n°38



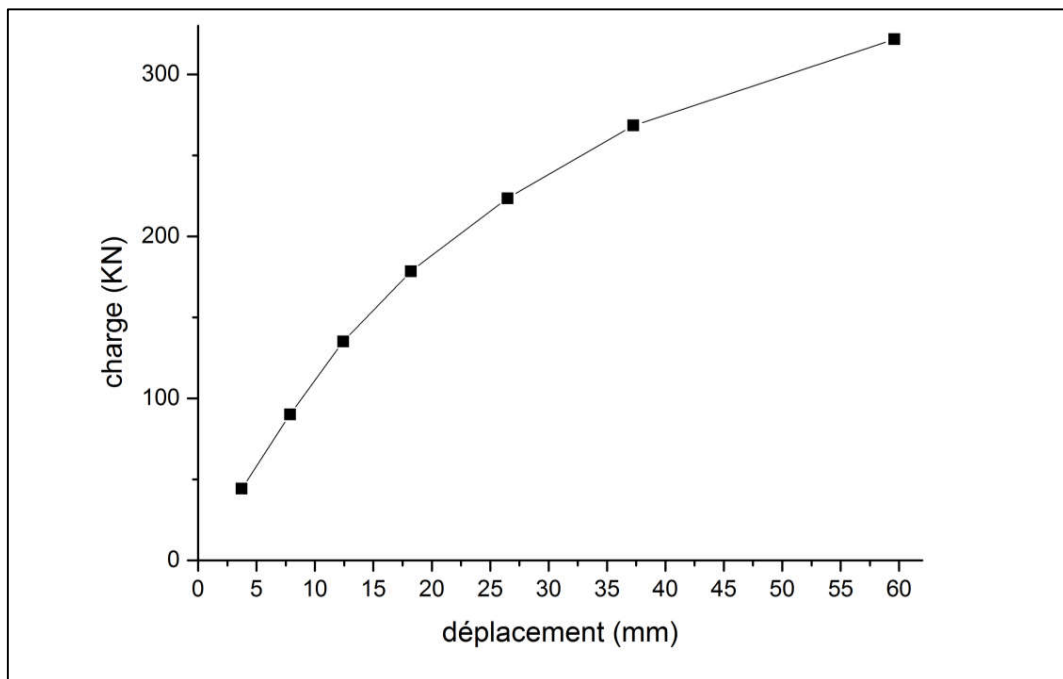
Courbe de chargement cas n°39



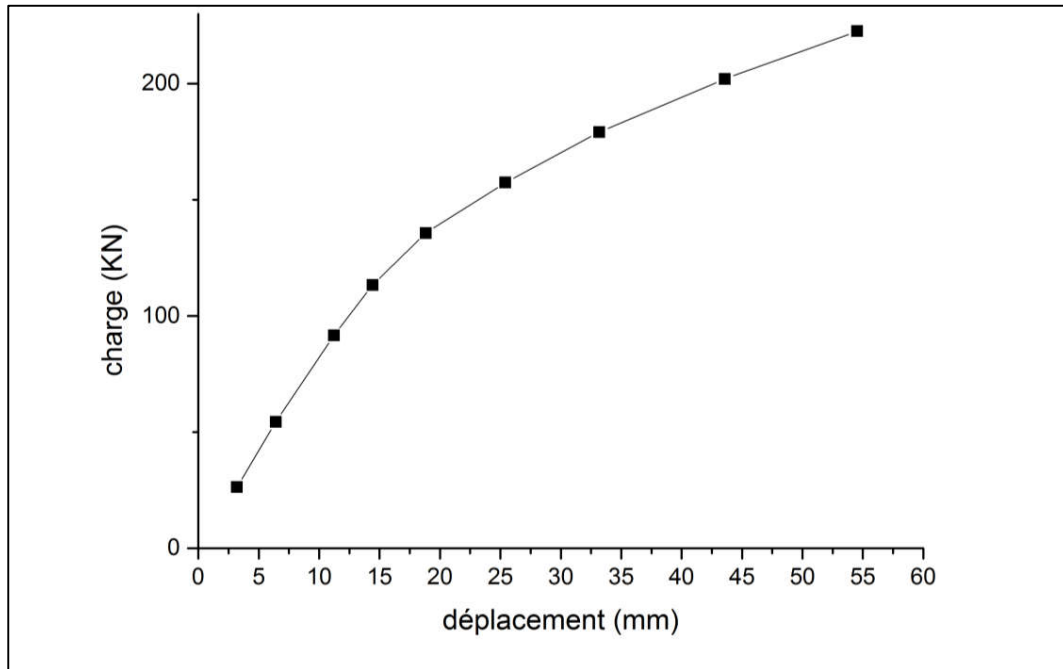
Courbe de chargement cas n°40



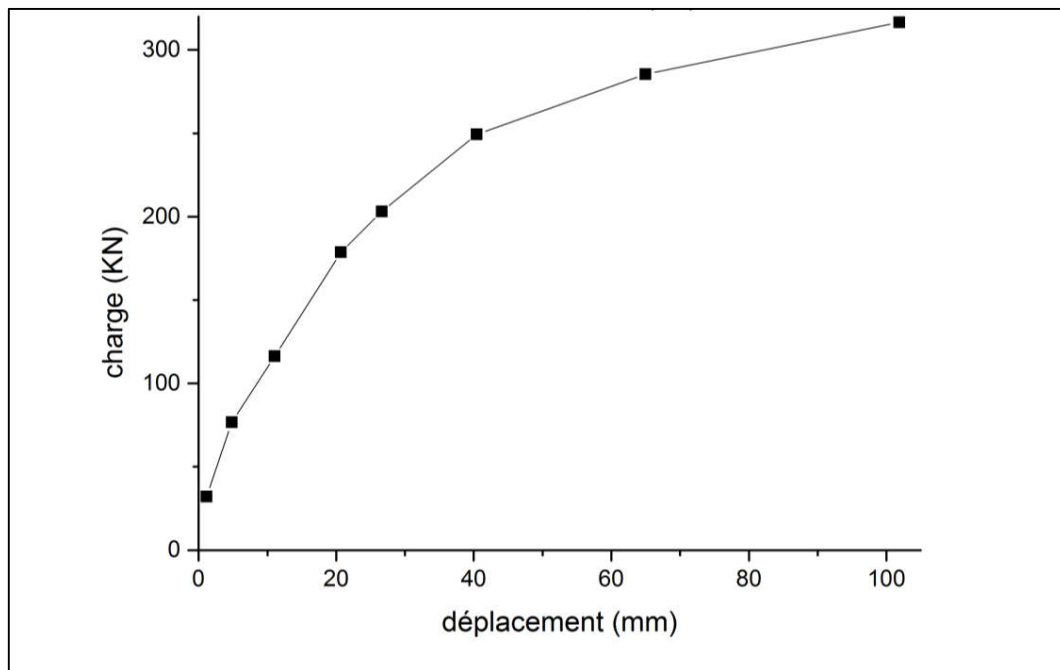
Courbe de chargement cas n°41



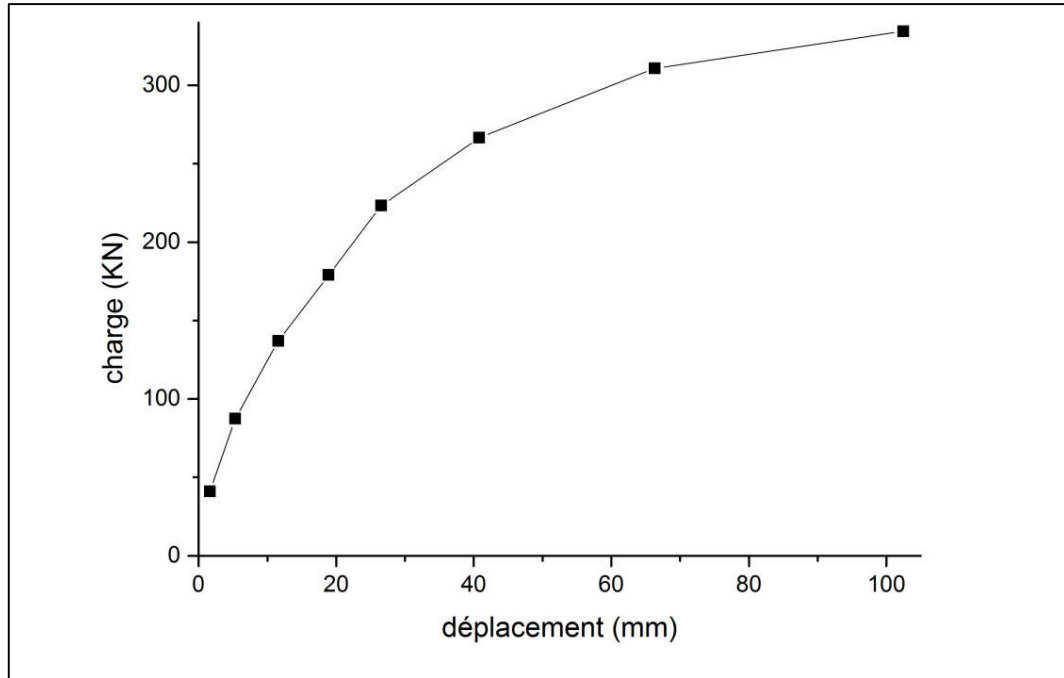
Courbe de chargement cas n°42



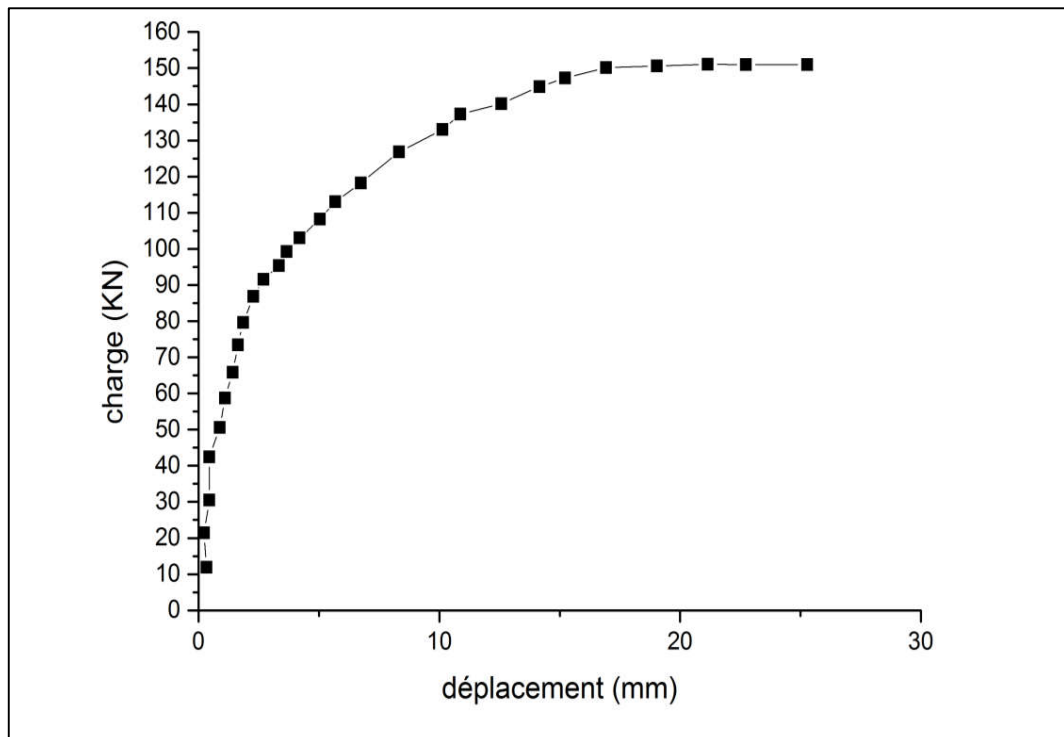
Courbe de chargement cas n°43



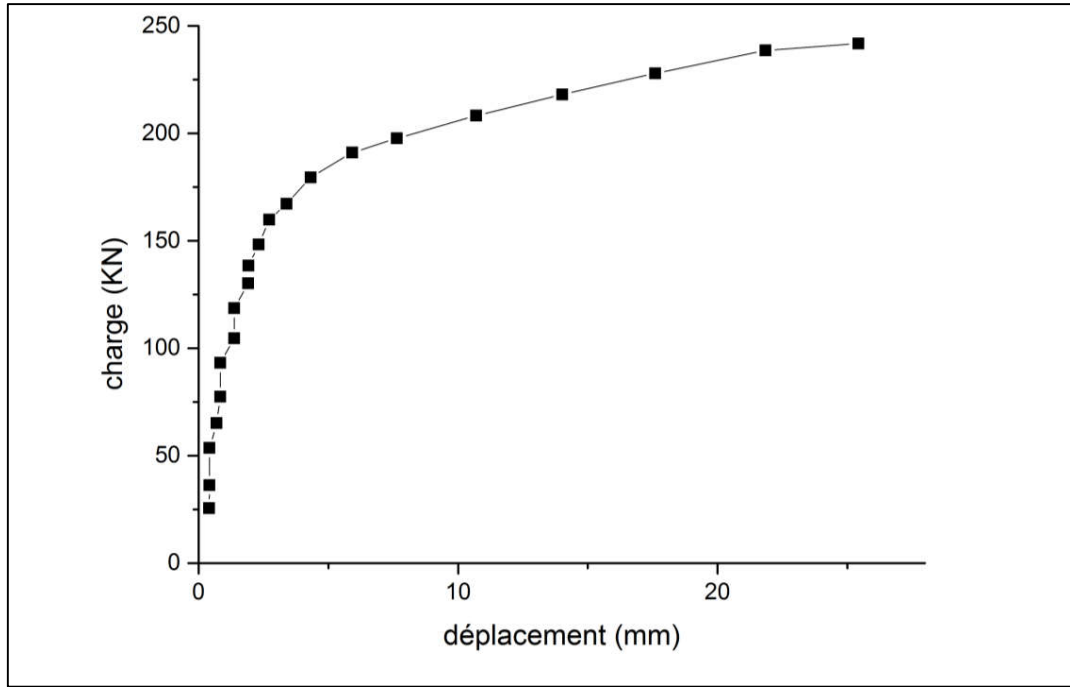
Courbe de chargement cas n°44



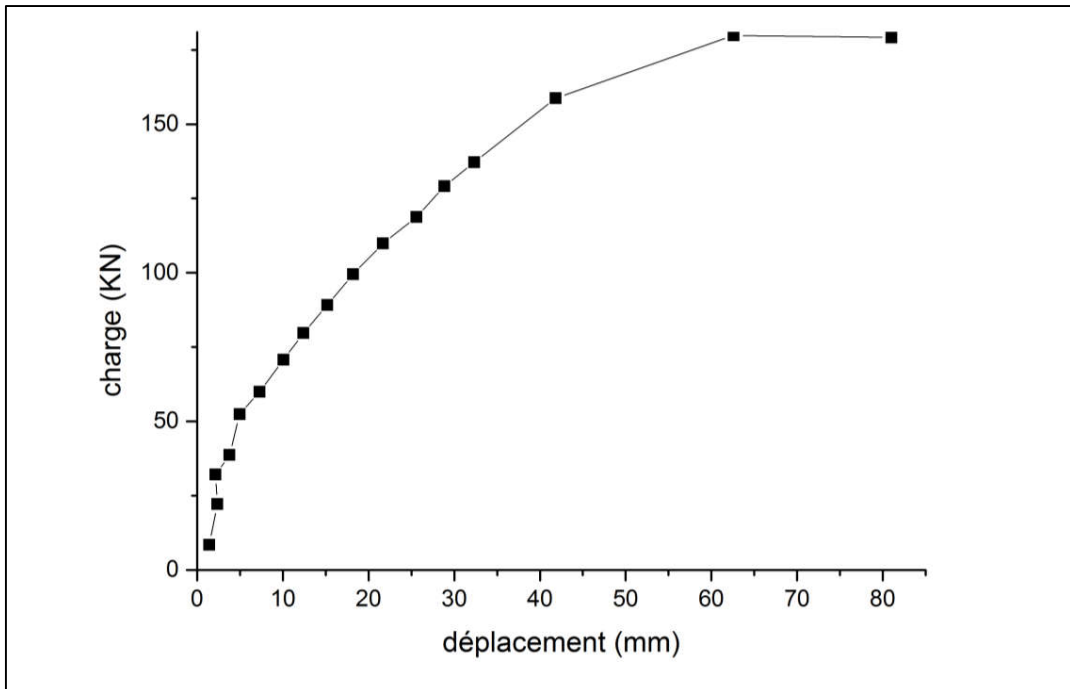
Courbe de chargement cas n°45



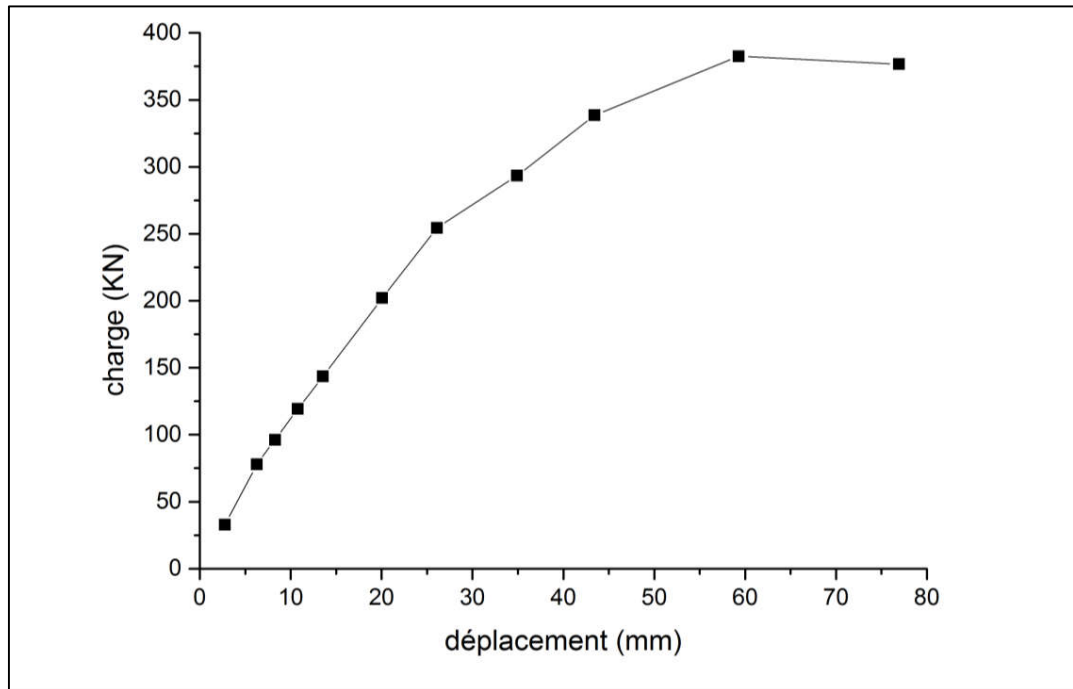
Courbe de chargement cas n°46



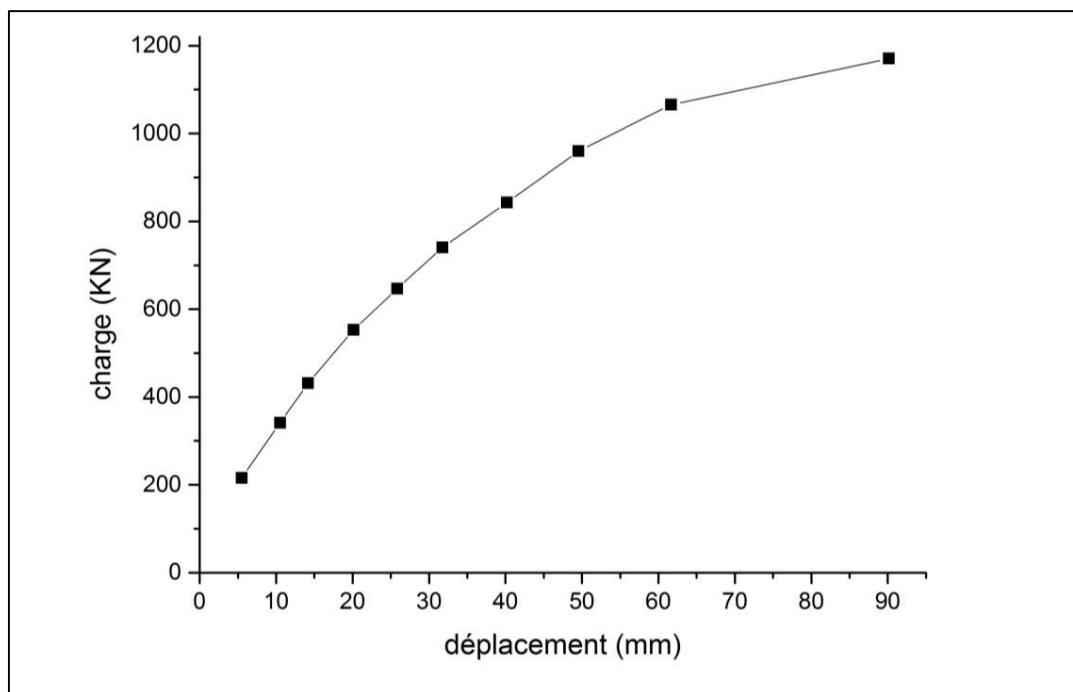
Courbe de chargement cas n°47



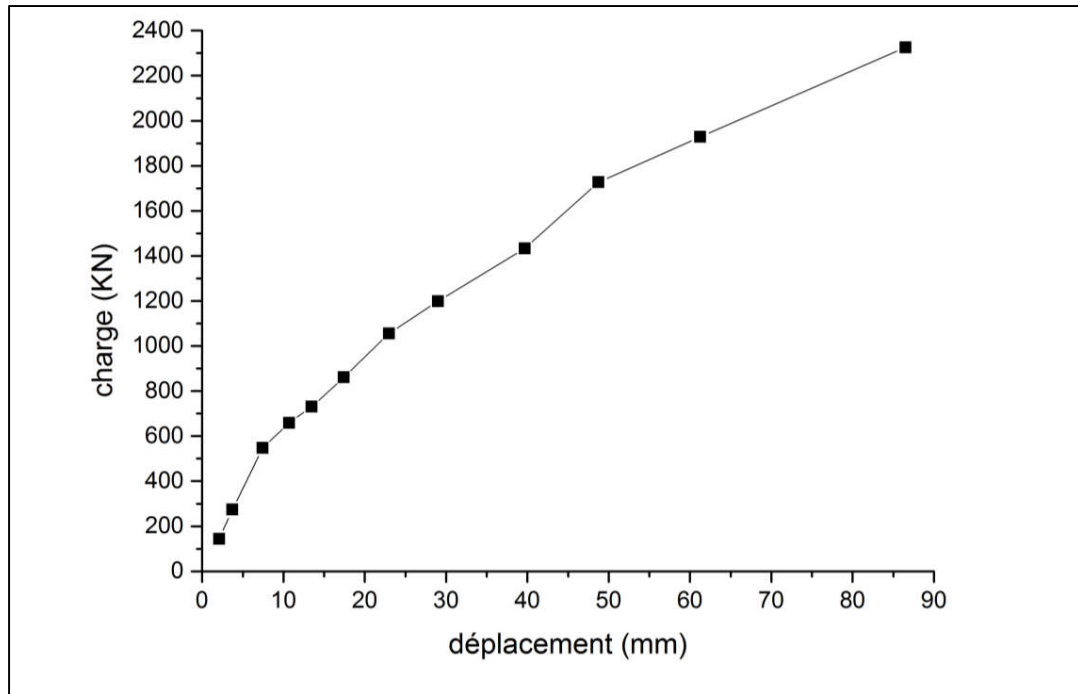
Courbe de chargement cas n°48



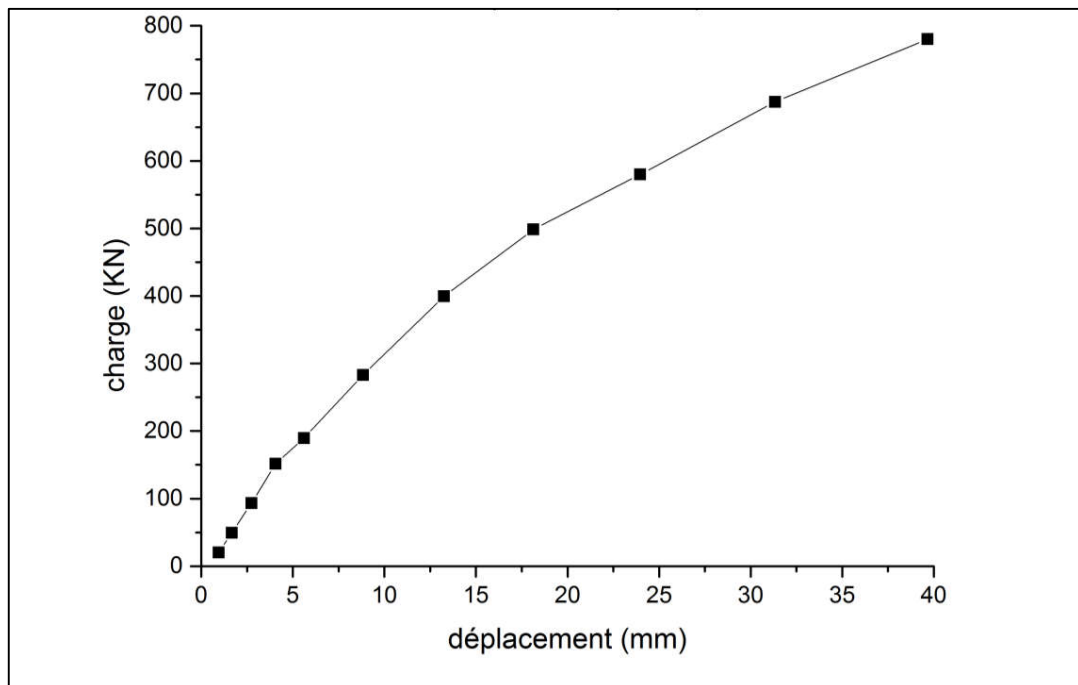
Courbe de chargement cas n°49



Courbe de chargement cas n°50

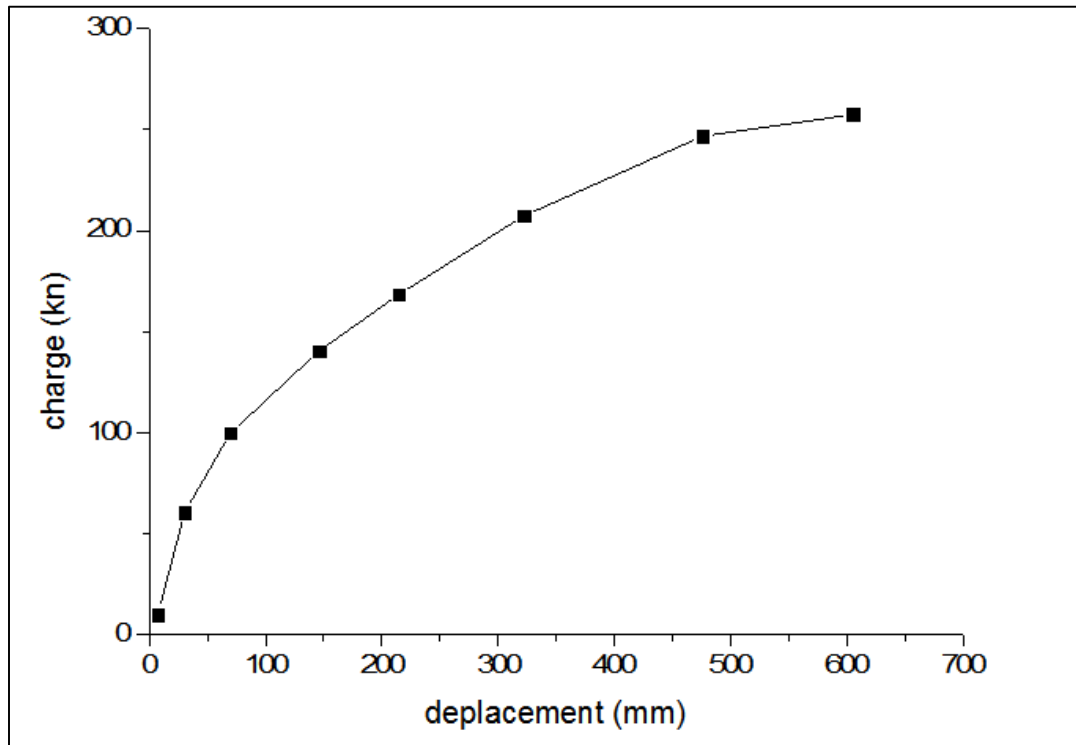


Courbe de chargement cas n°51

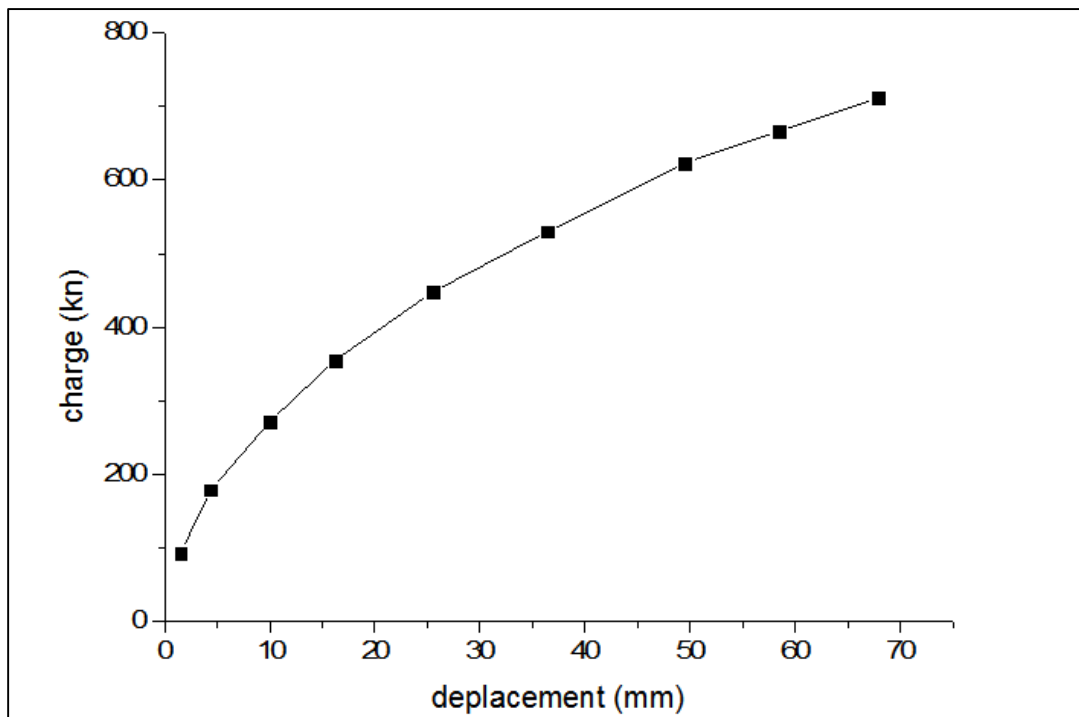


Courbe de chargement cas n°52

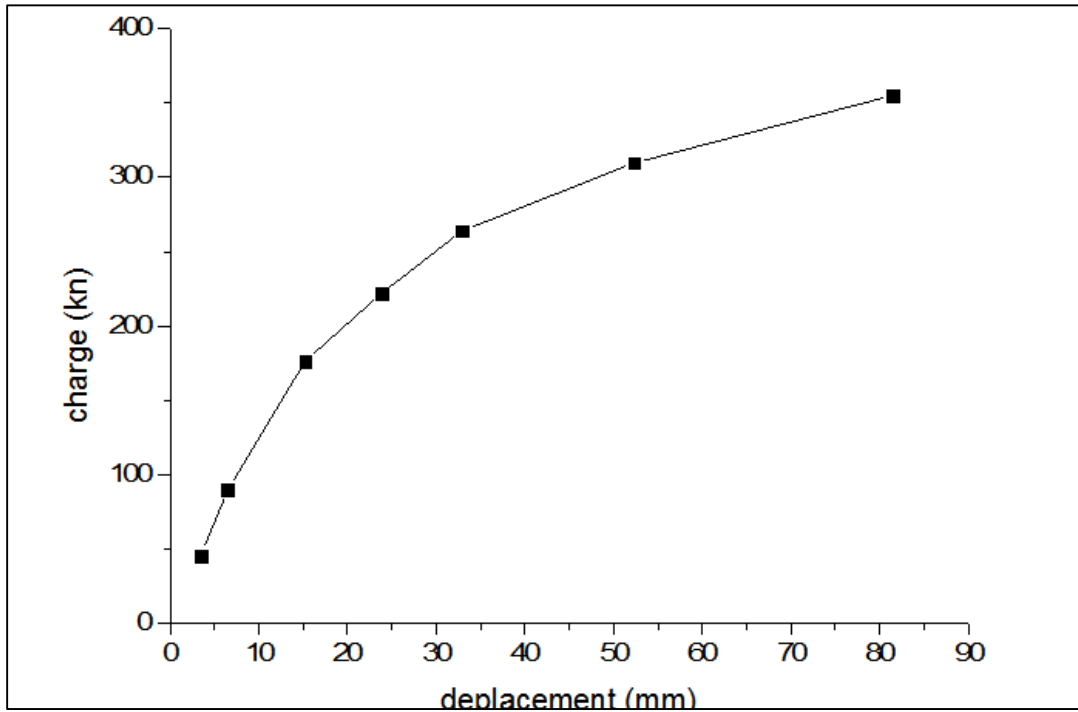
Les courbes de chargement (sol cohérent)



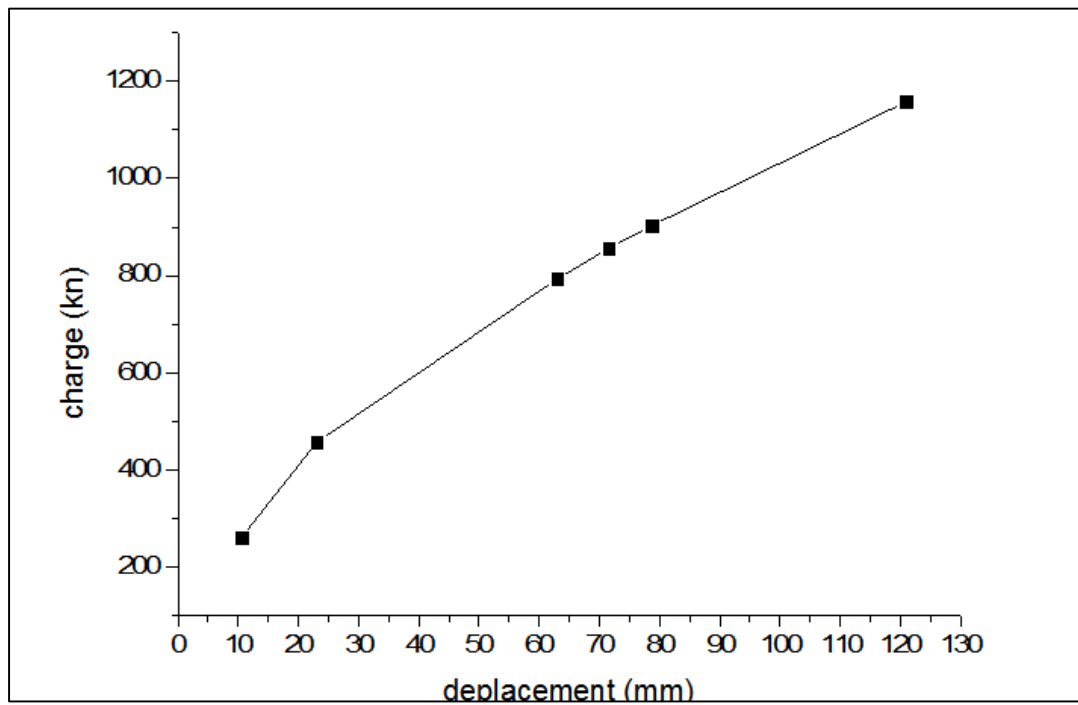
Courbe de chargement cas n°1



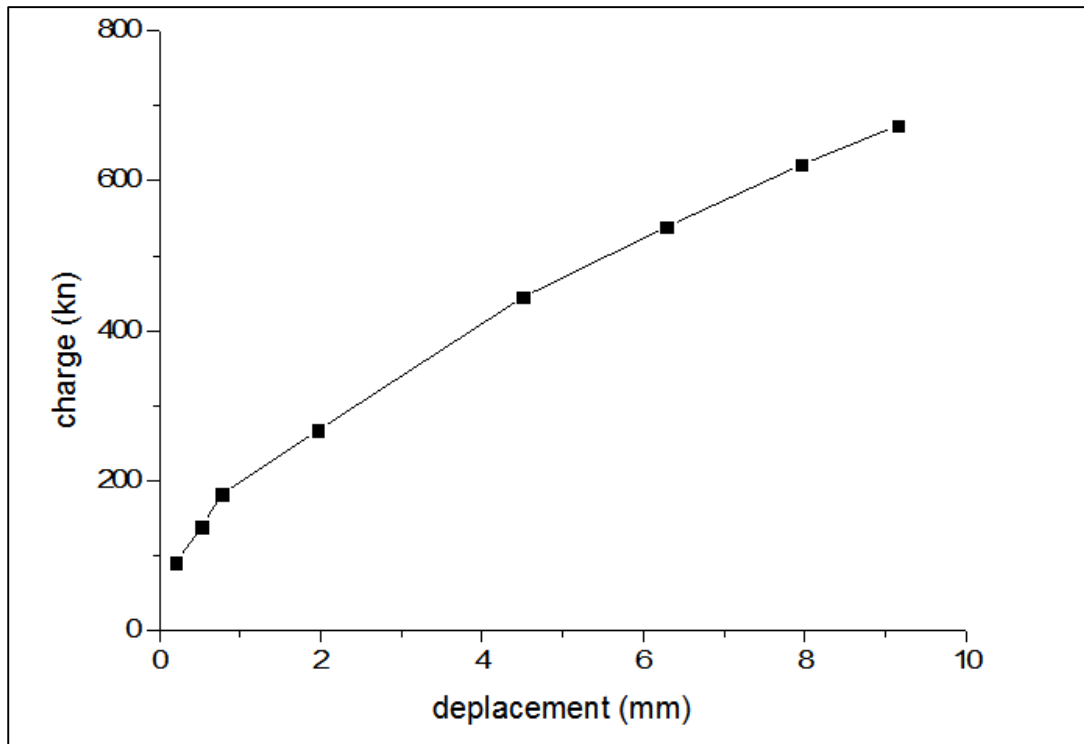
Courbe de chargement cas n°2



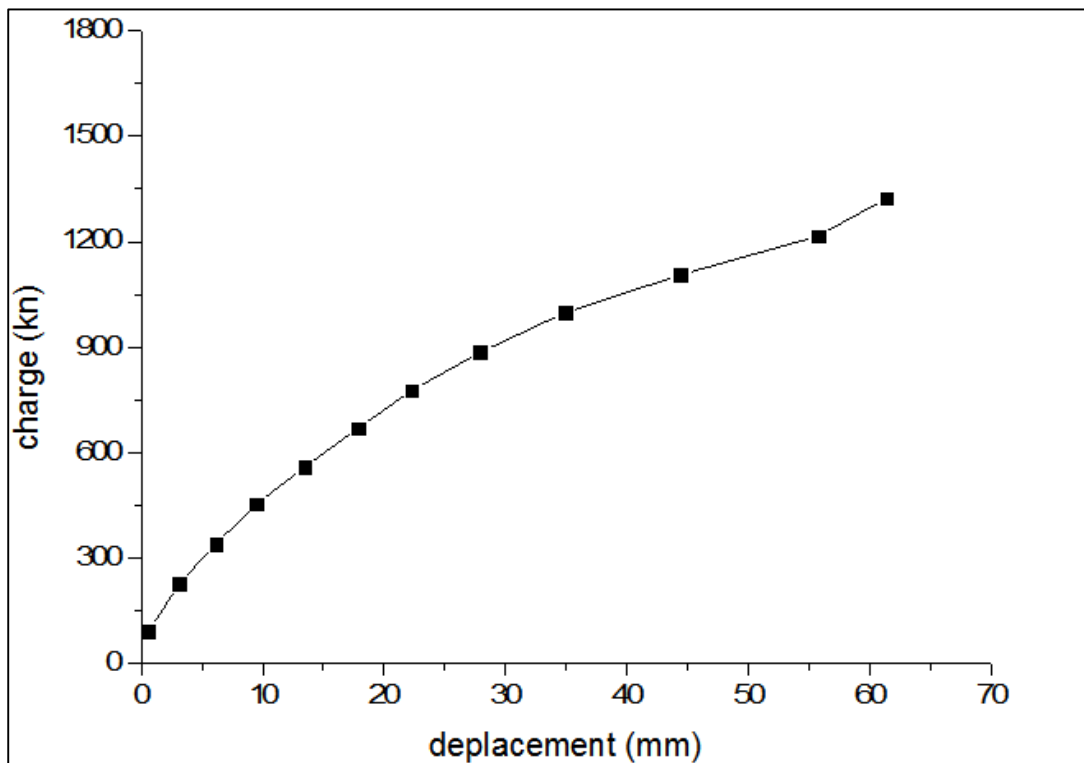
Courbe de chargement cas n°3



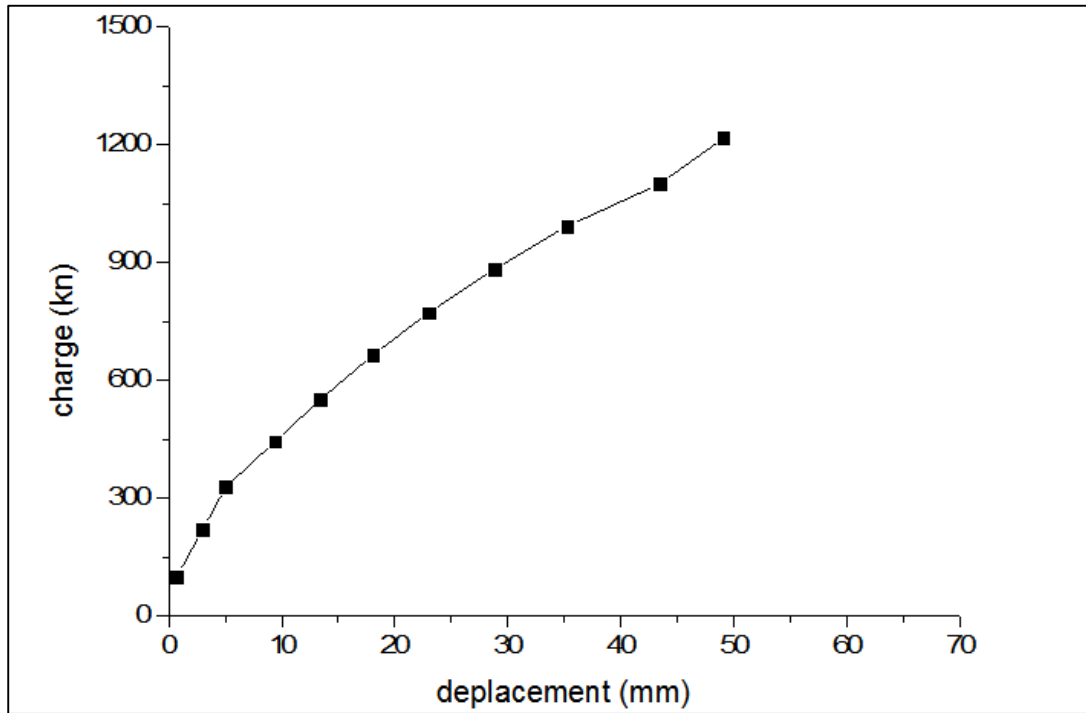
Courbe de chargement cas n°4



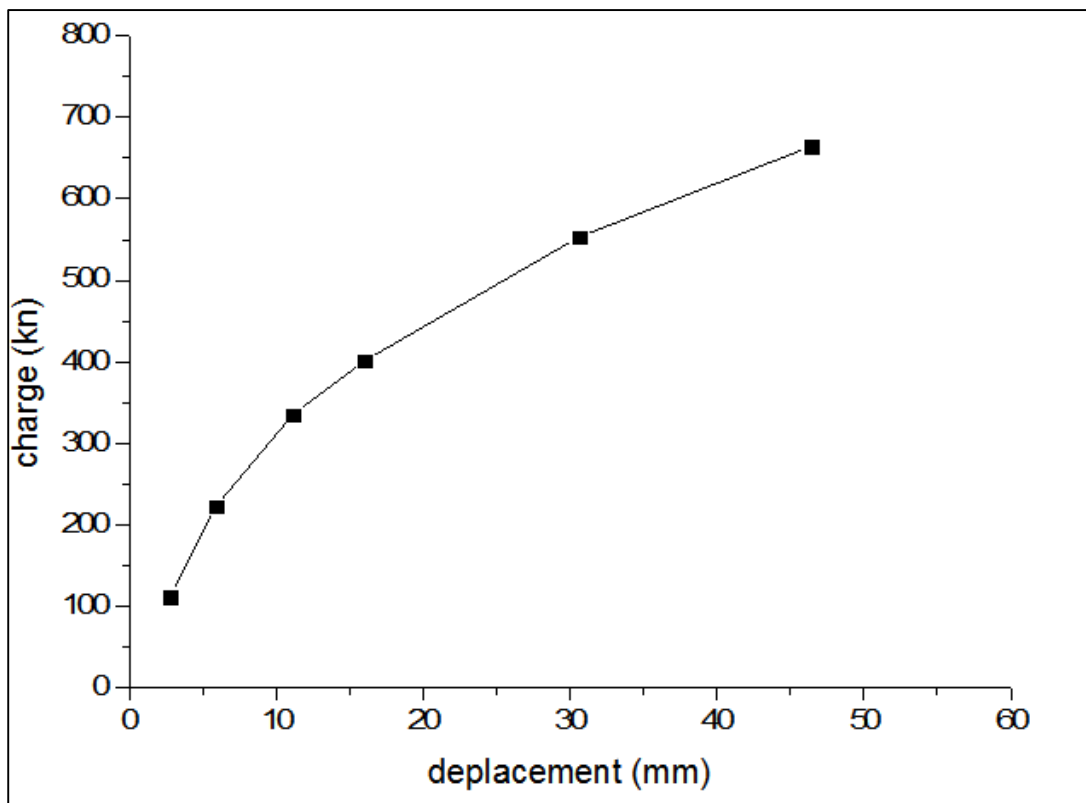
Courbe de chargement cas n°5



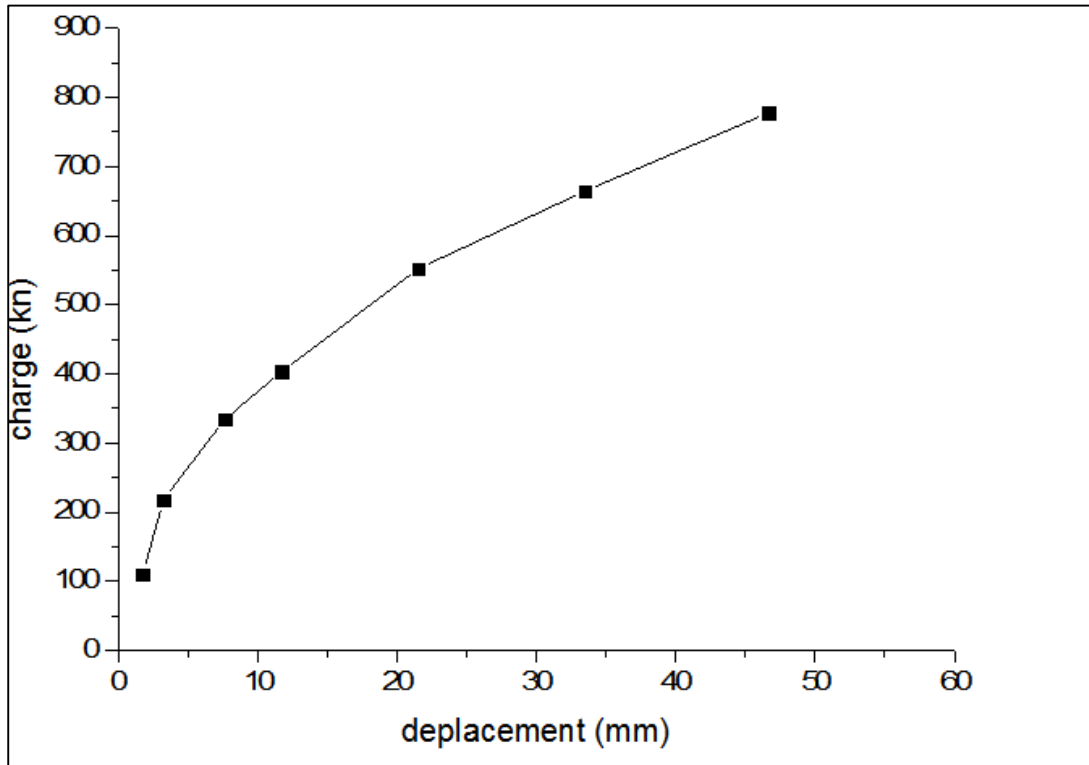
Courbe de chargement cas n°6



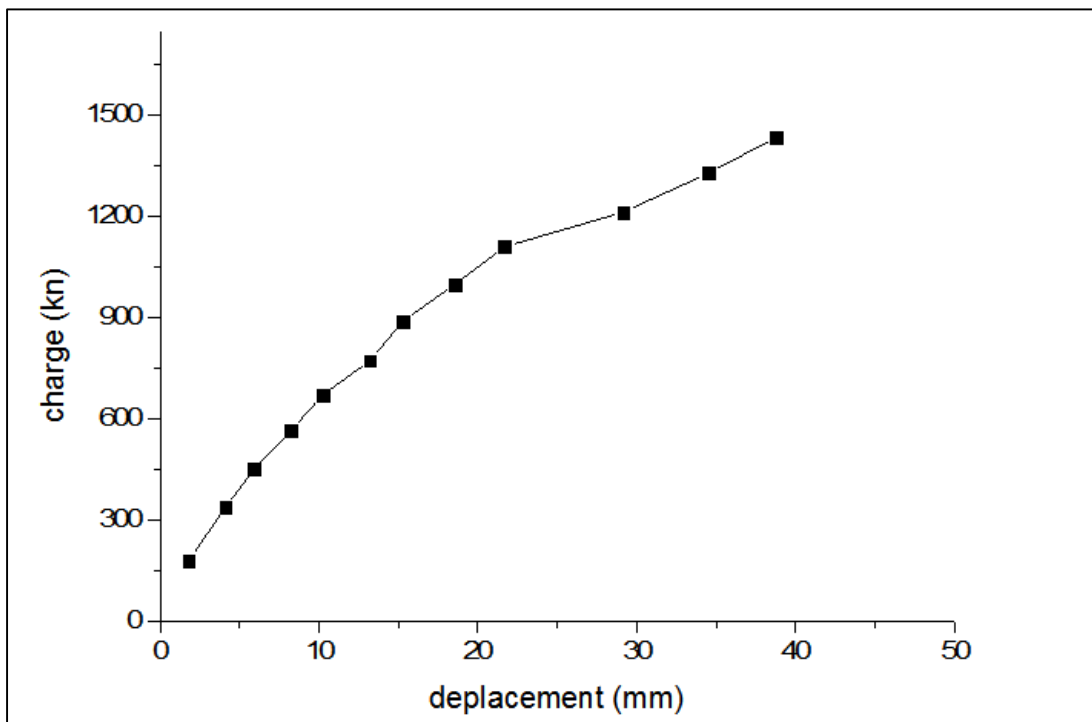
Courbe de chargement cas n°7



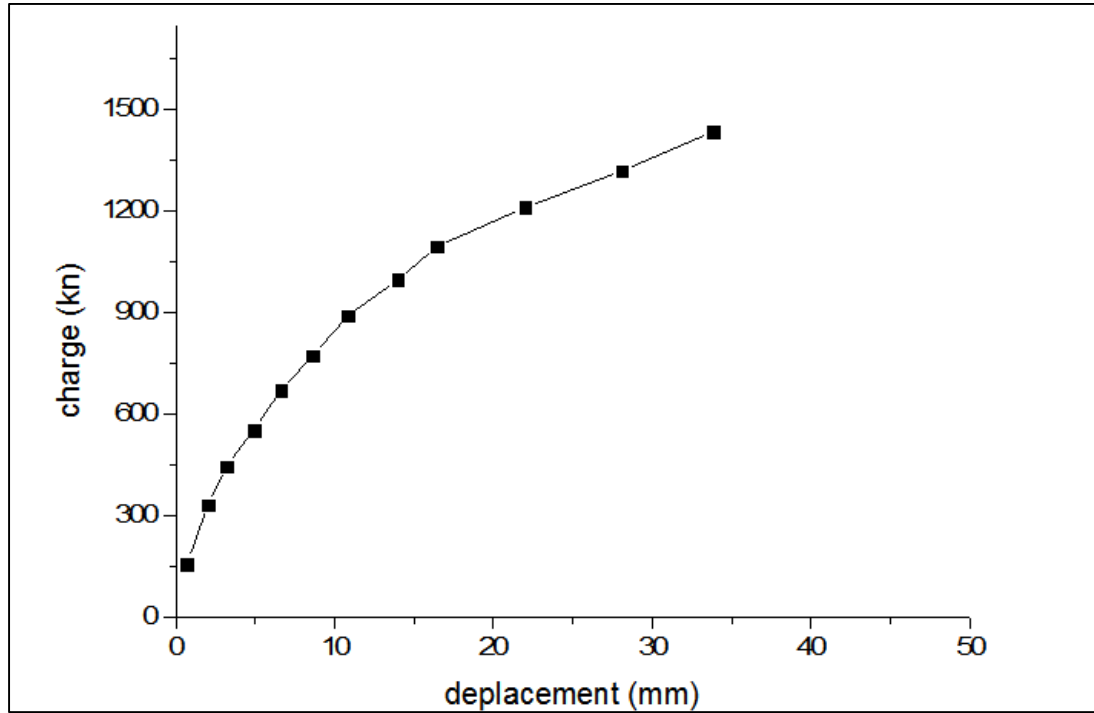
Courbe de chargement cas n°8



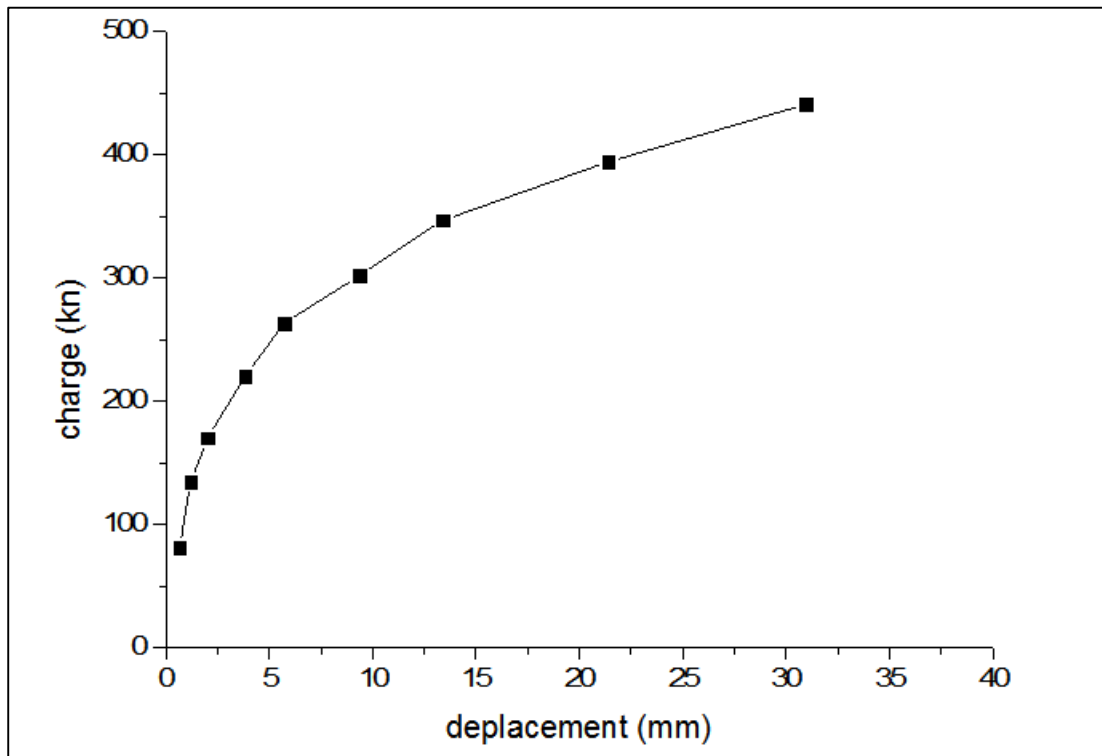
Courbe de chargement cas n°9



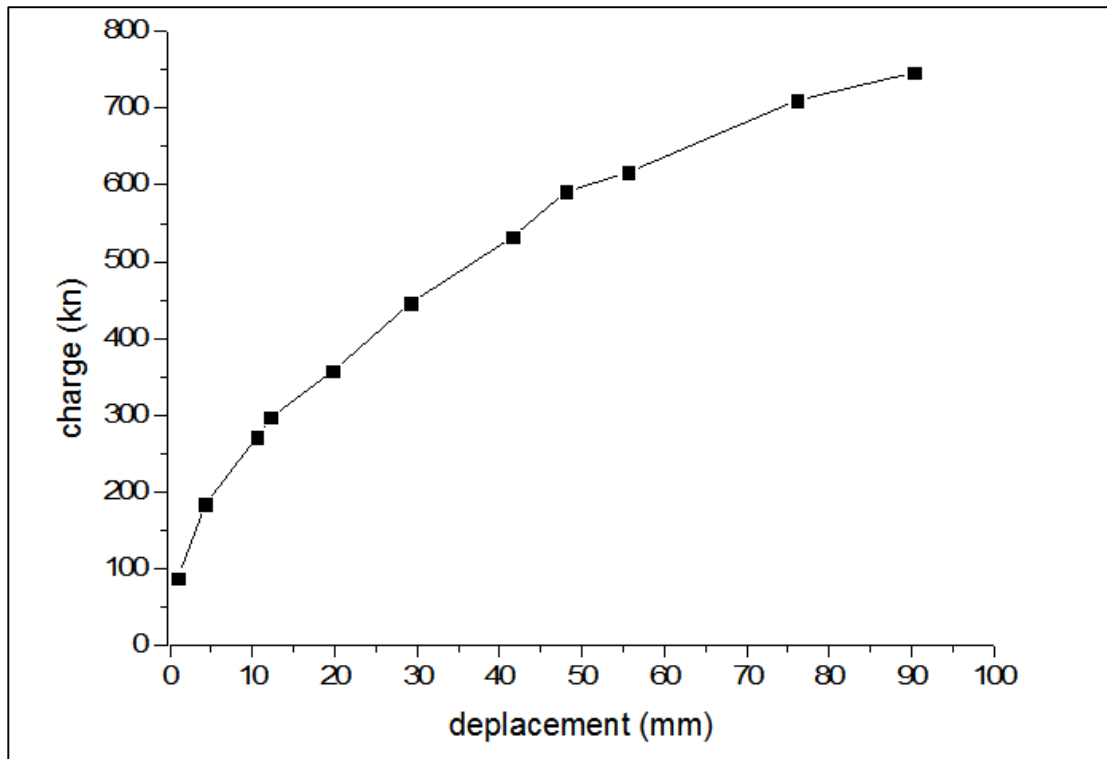
Courbe de chargement cas n°10



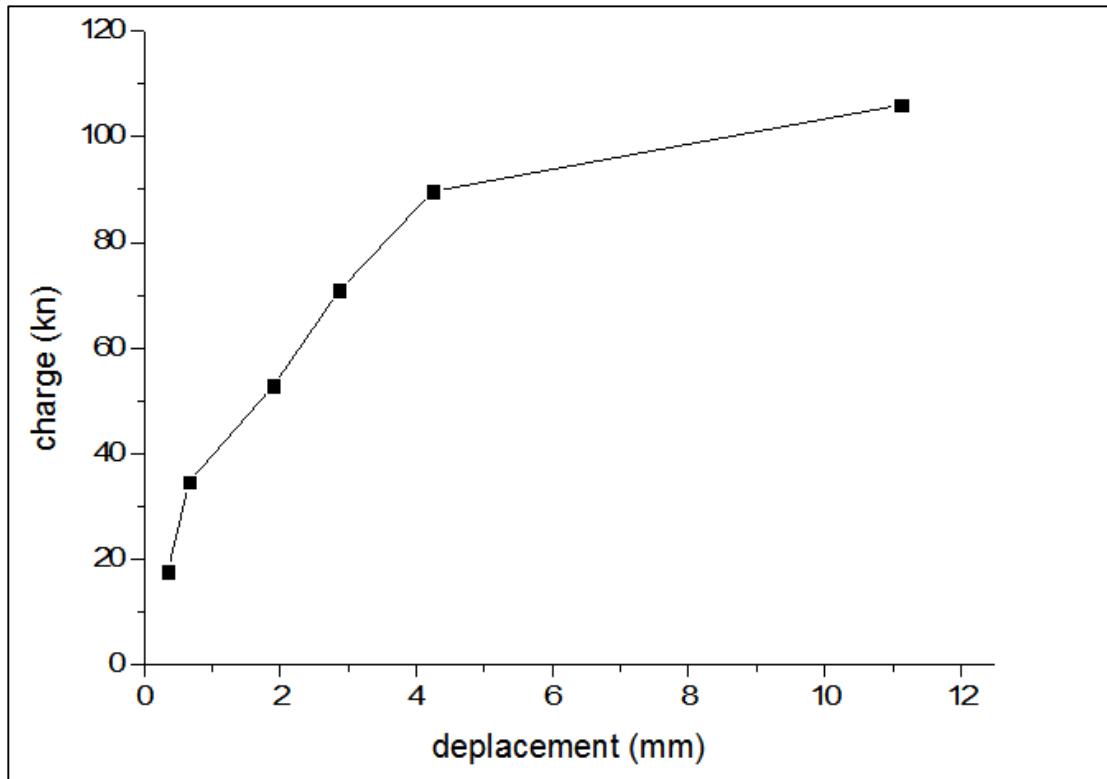
Courbe de chargement cas n°11



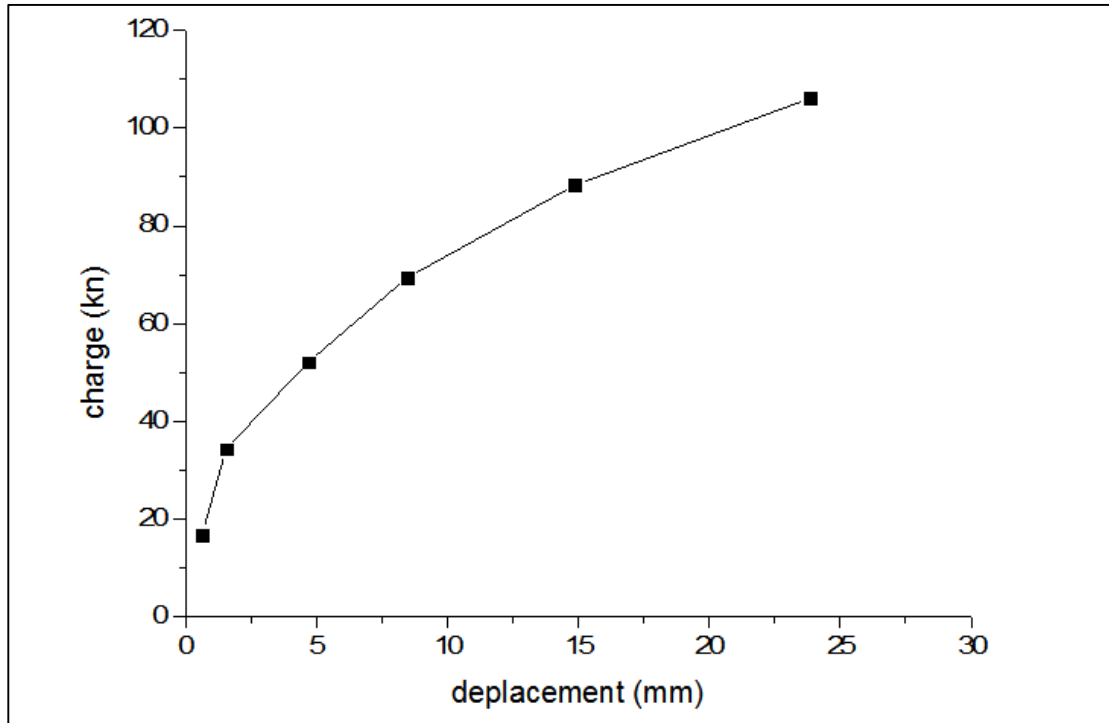
Courbe de chargement cas n°12



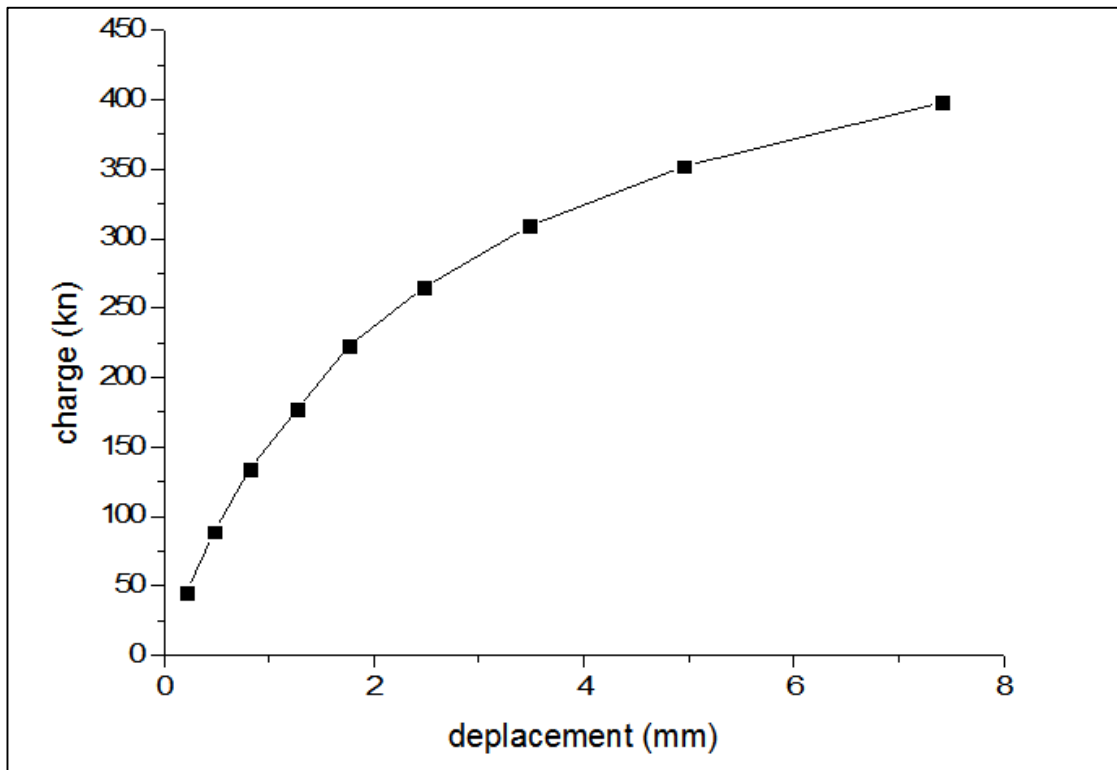
Courbe de chargement cas n°13



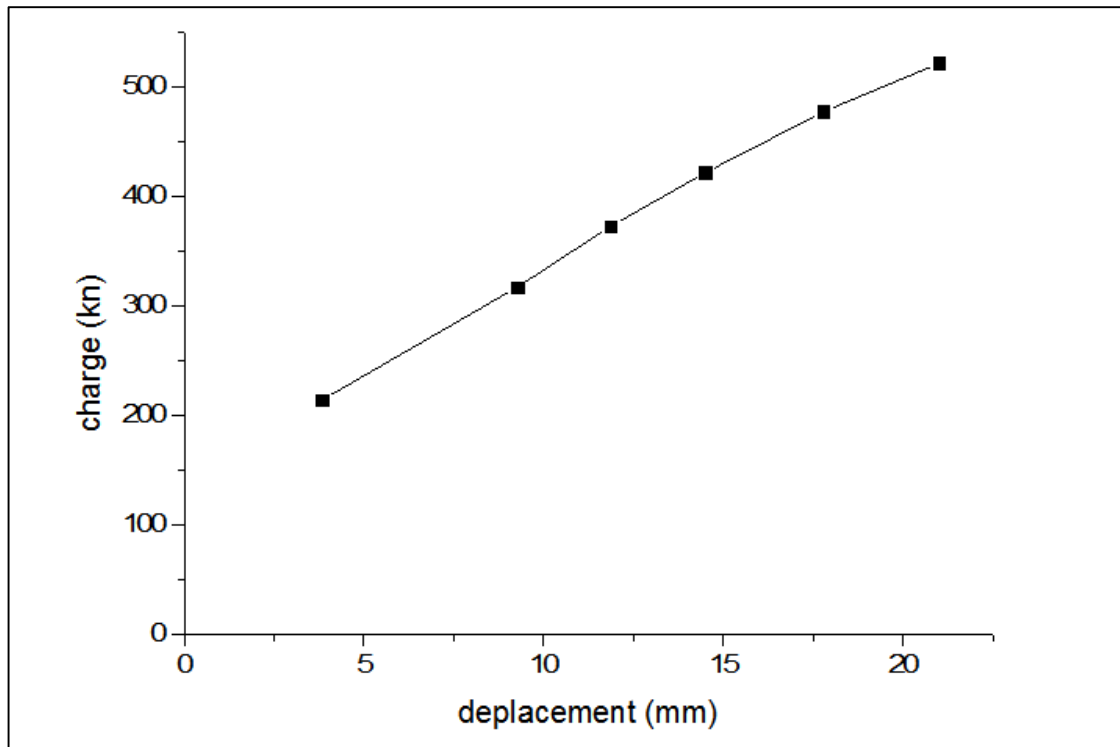
Courbe de chargement cas n°14



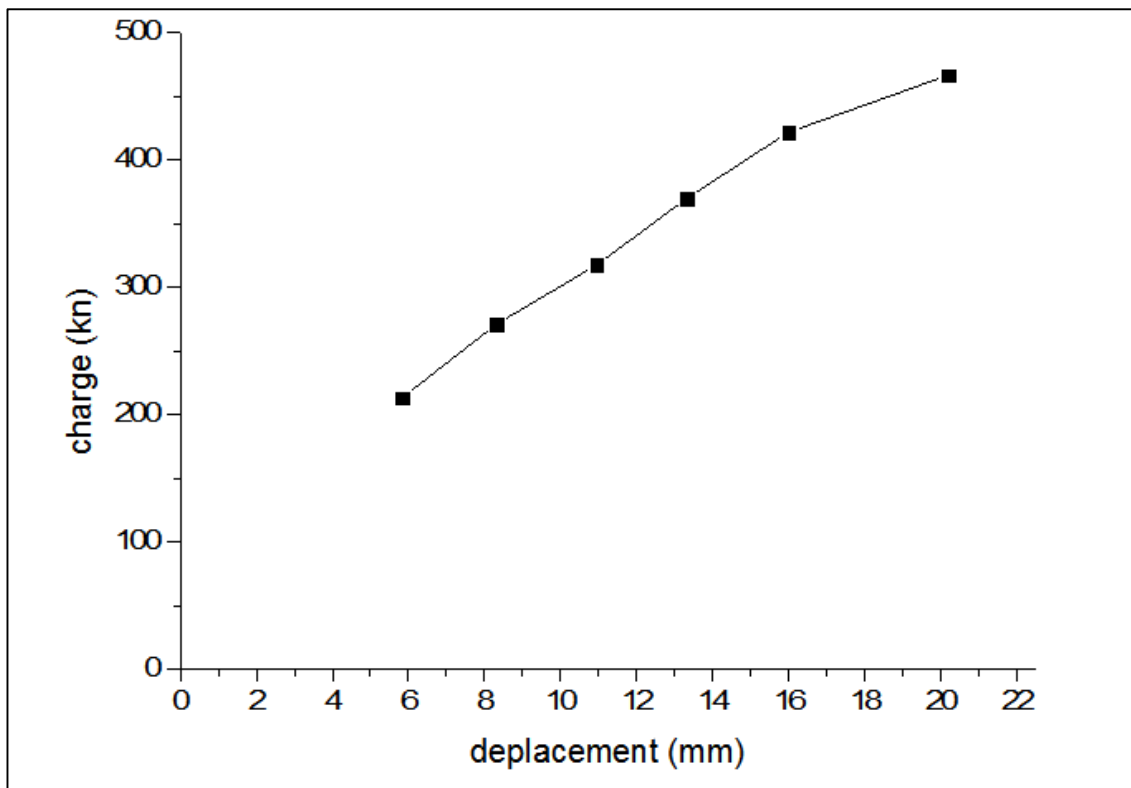
Courbe de chargement cas n°15



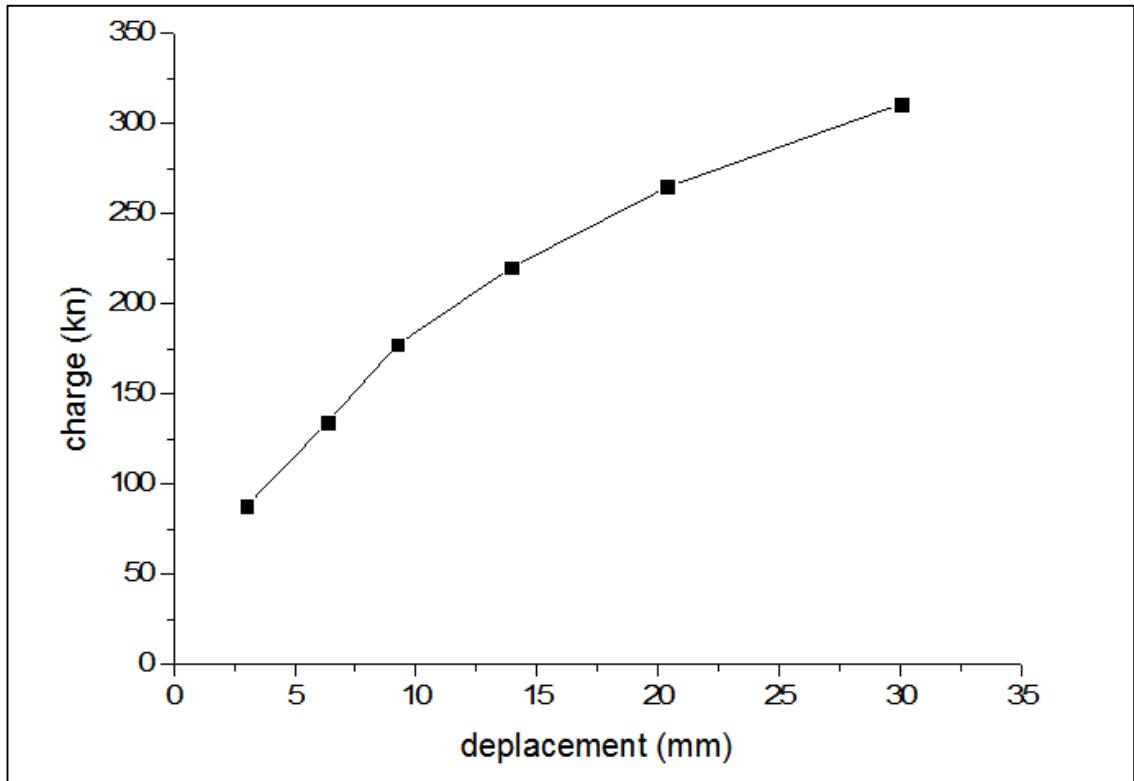
Courbe de chargement cas n°16



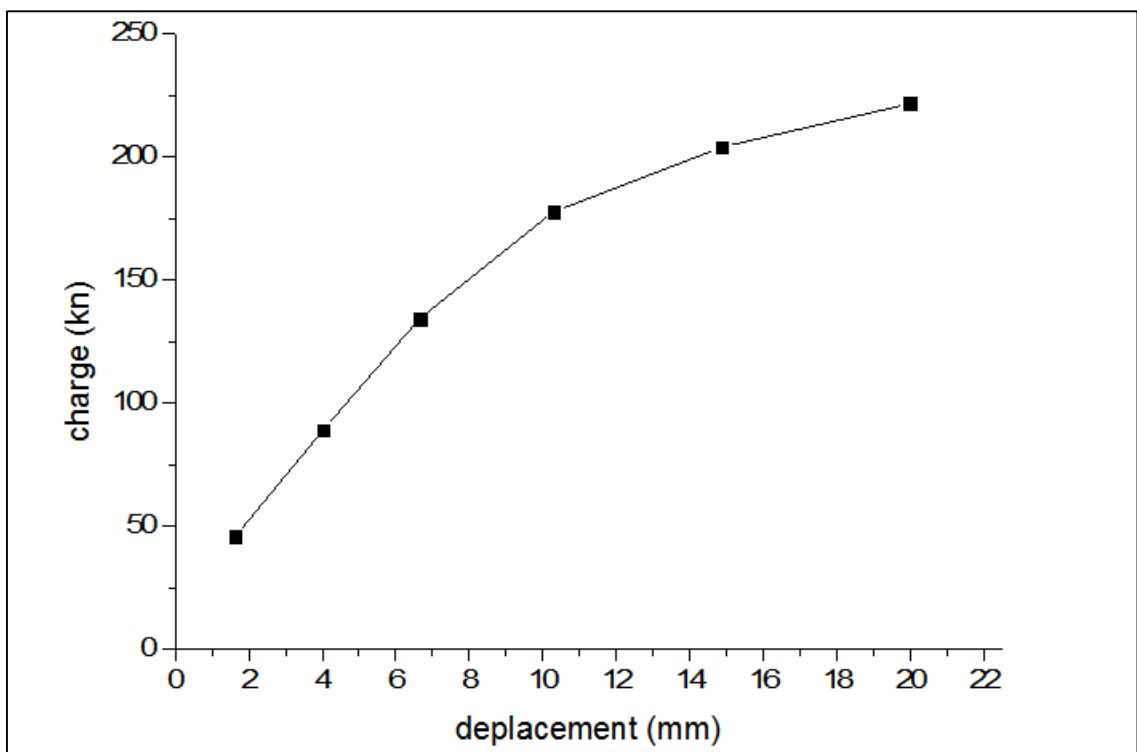
Courbe de chargement cas n°17



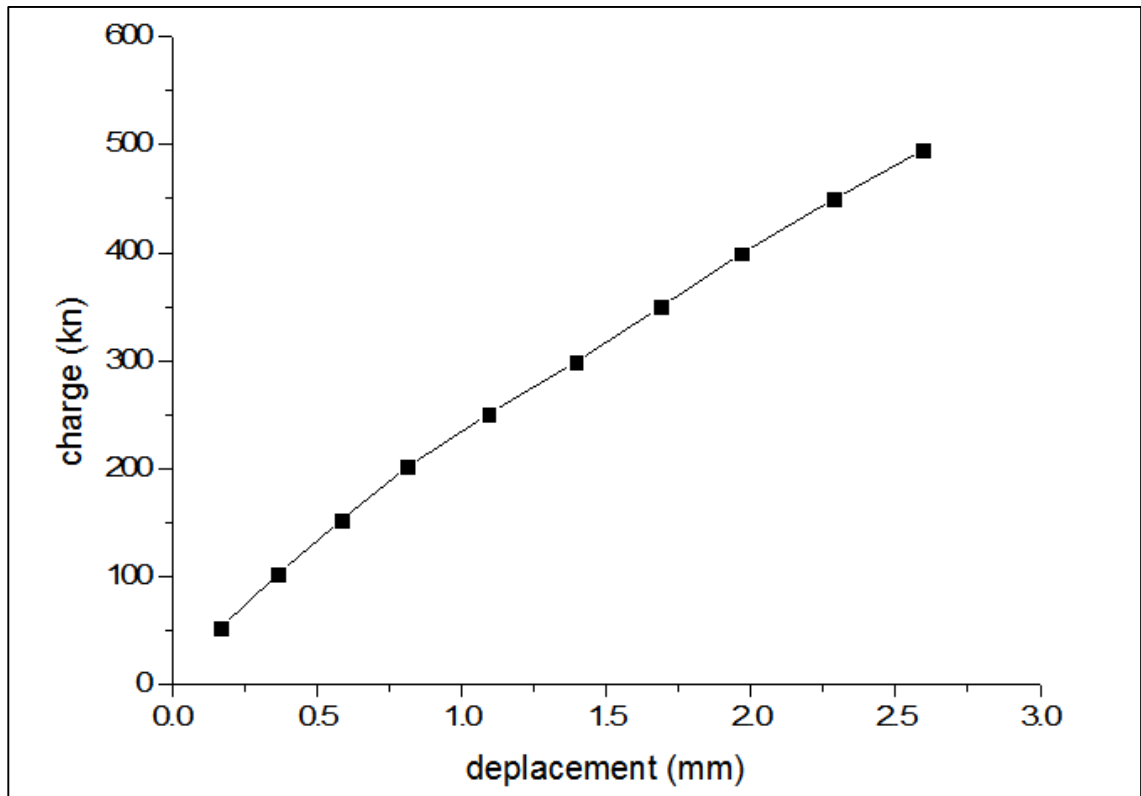
Courbe de chargement cas n°18



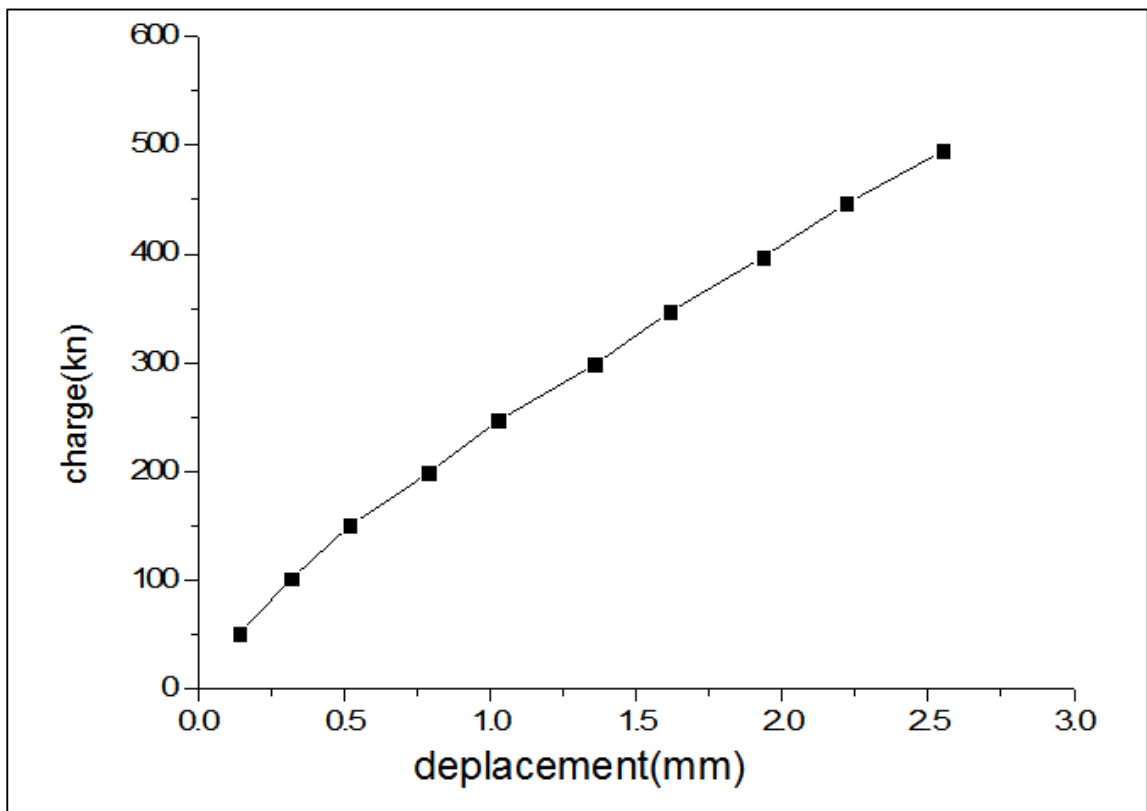
Courbe de chargement cas n°19



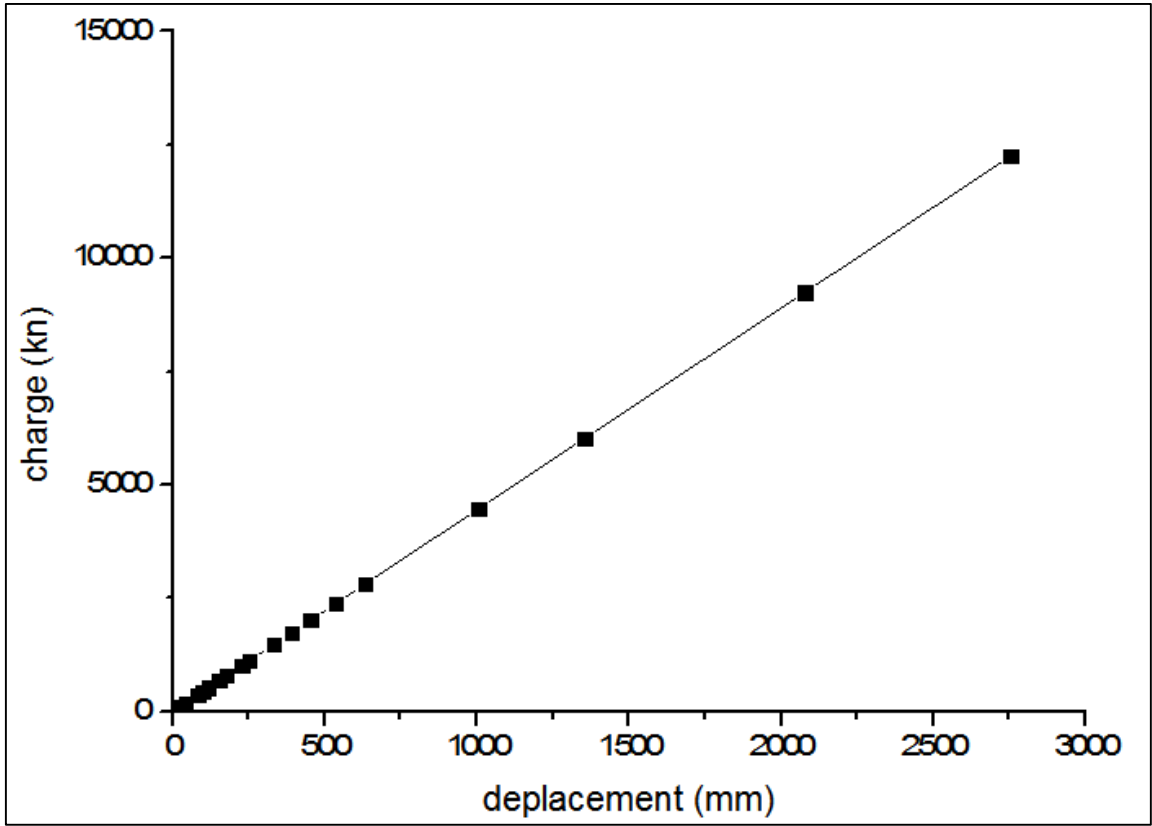
Courbe de chargement cas n°20



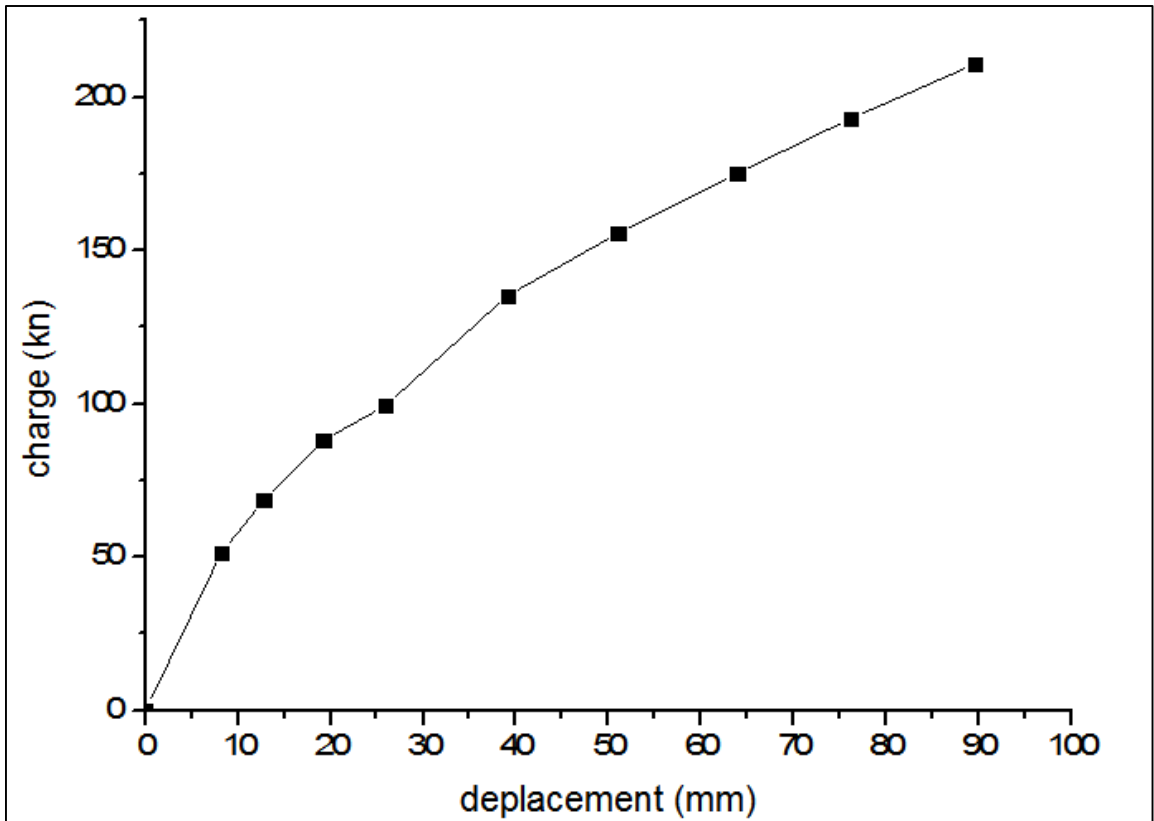
Courbe de chargement cas n°21



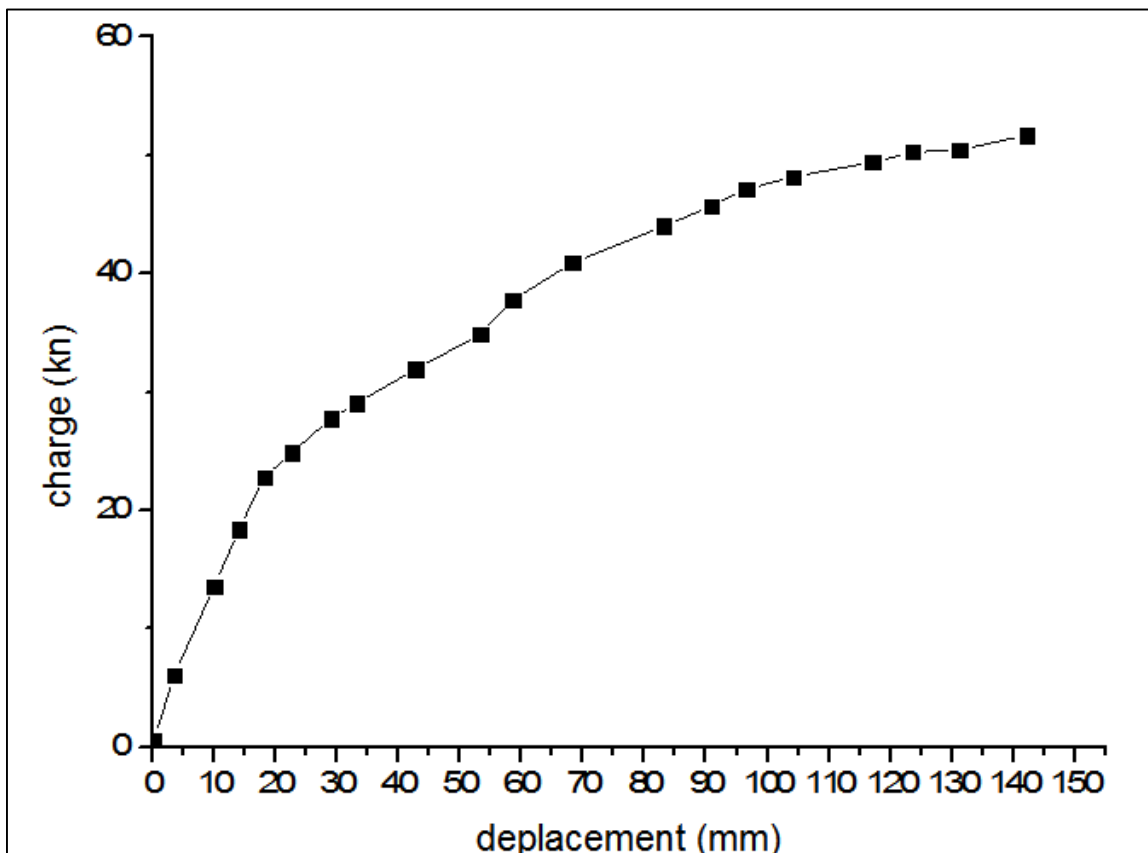
Courbe de chargement cas n°22



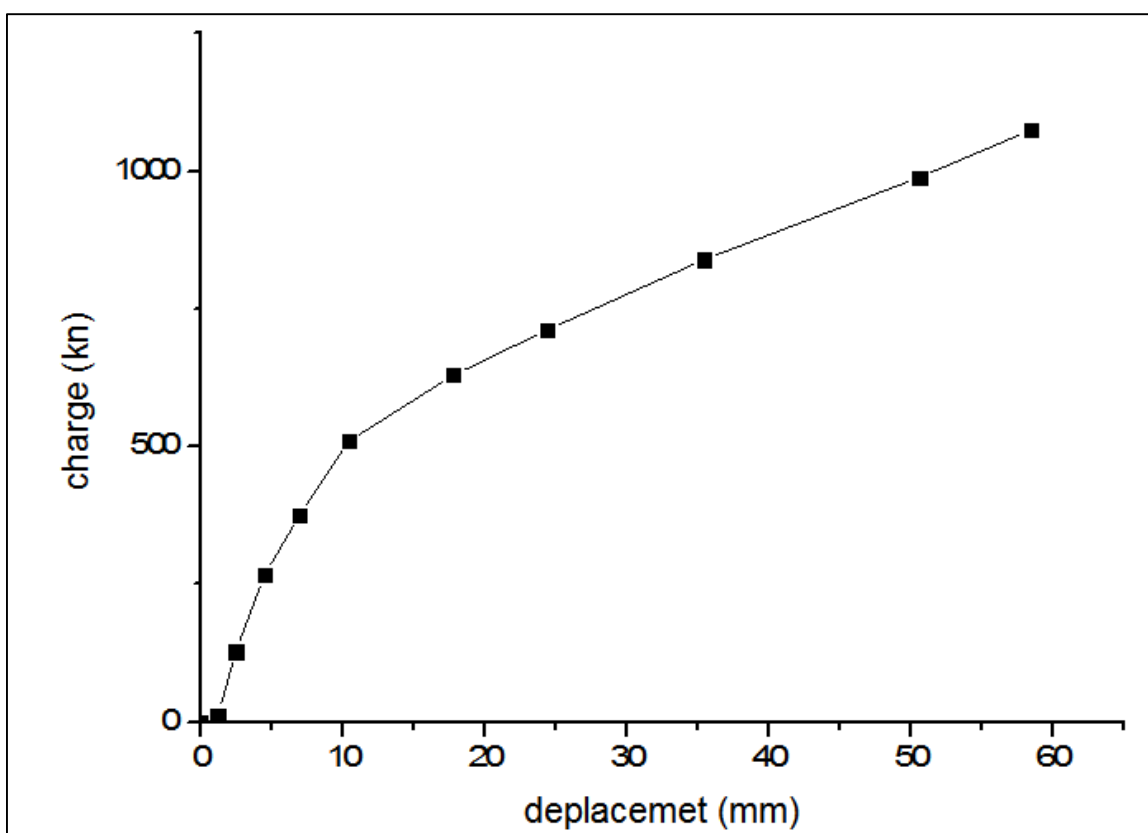
Courbe de chargement cas n°23



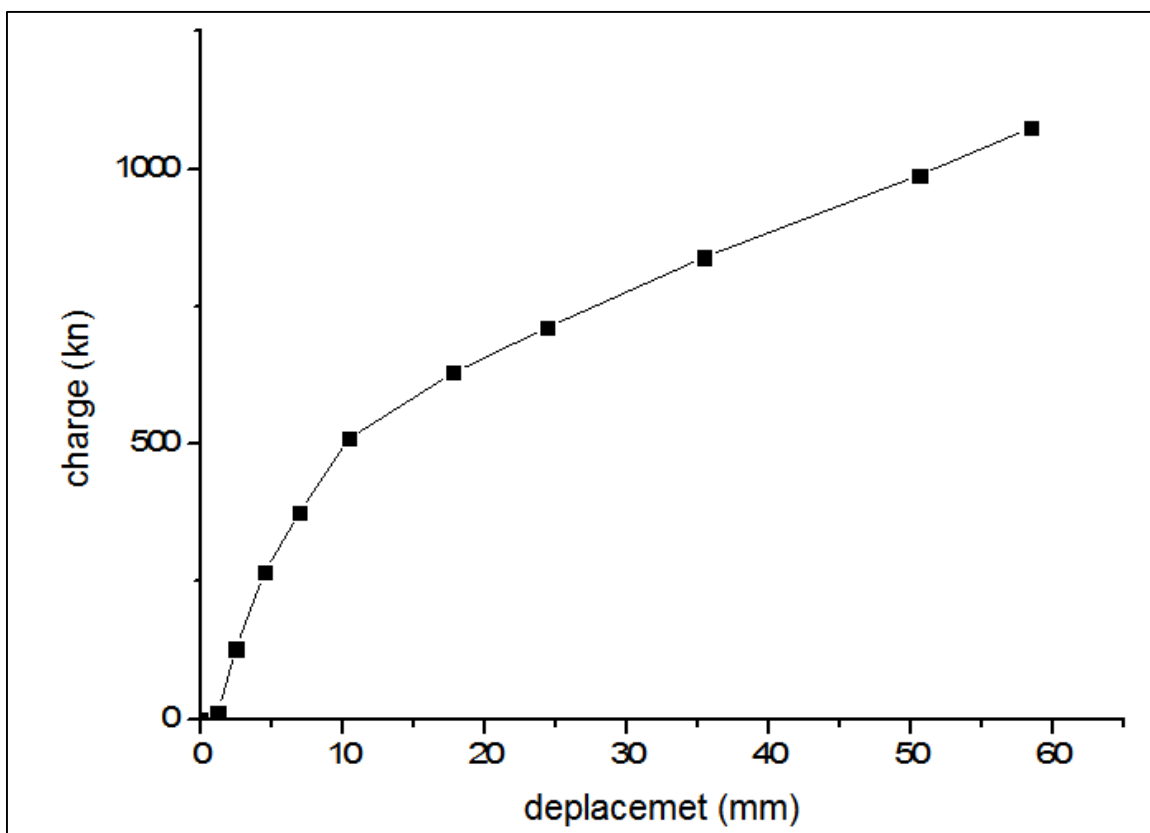
Courbe de chargement cas n°24



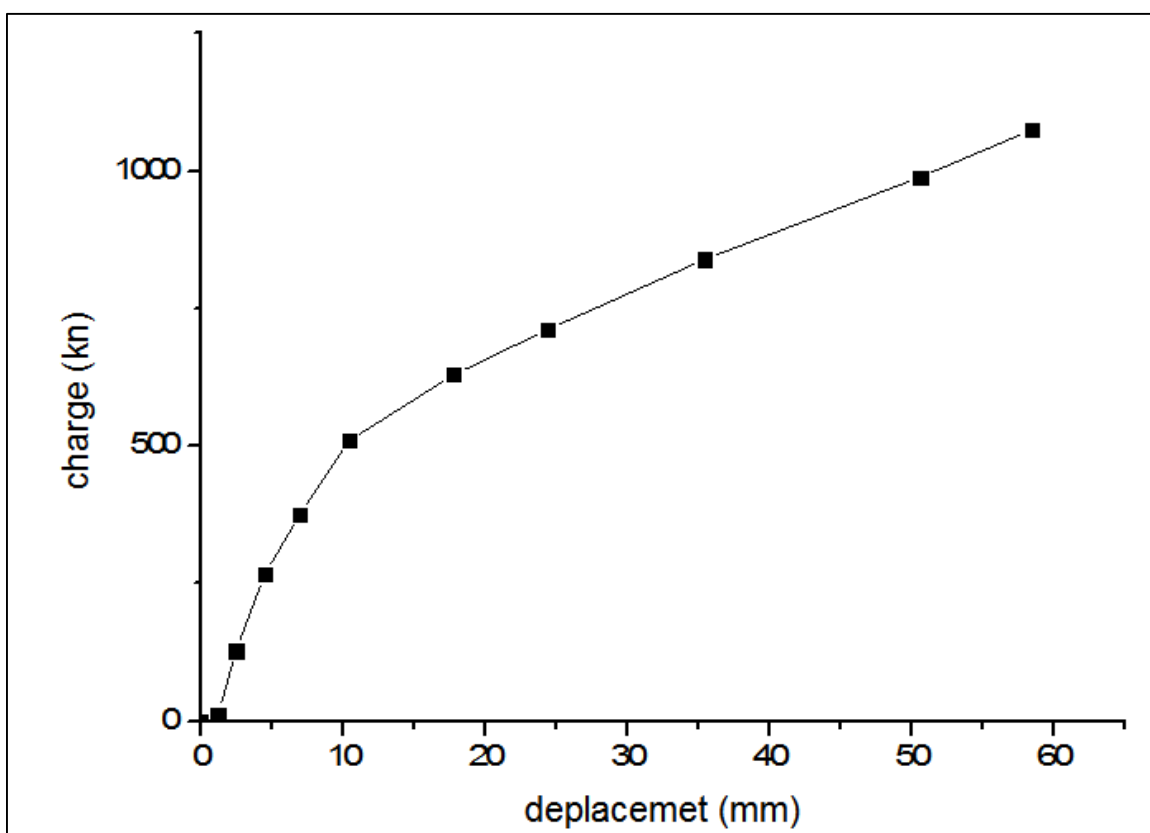
Courbe de chargement cas n°25



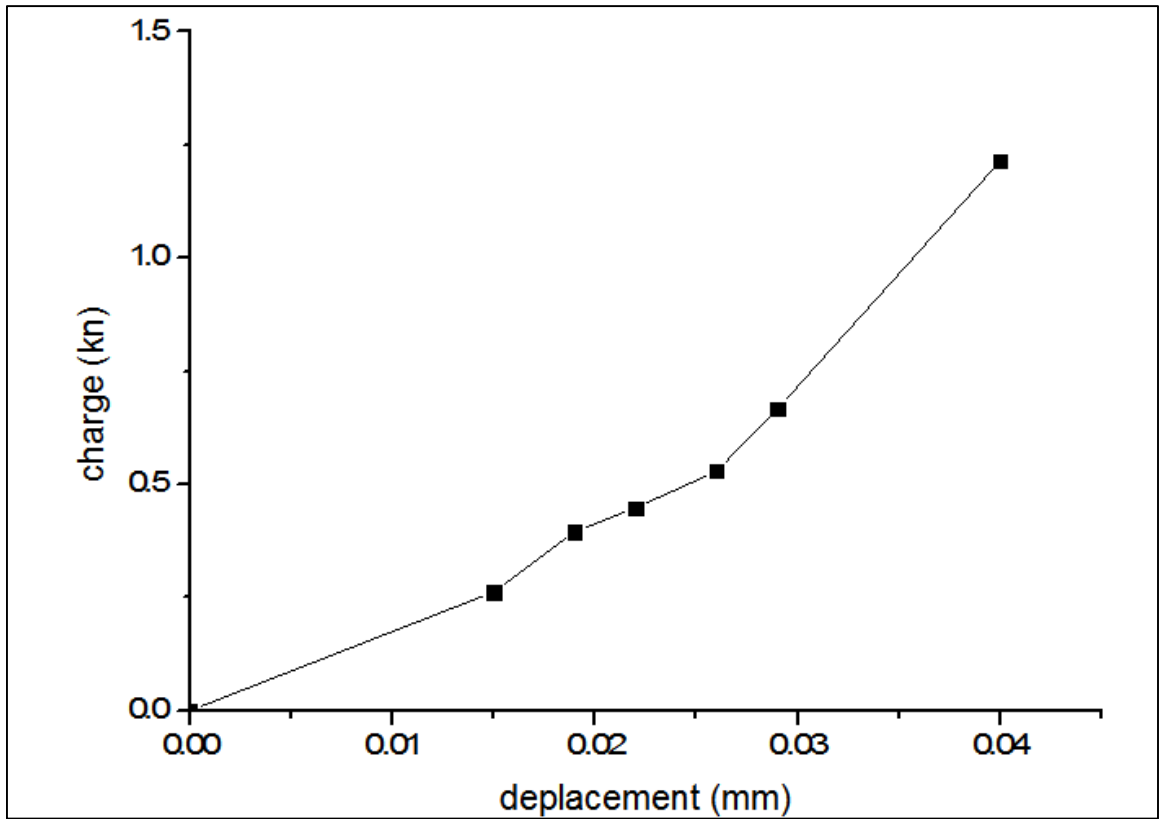
Courbe de chargement cas n°26



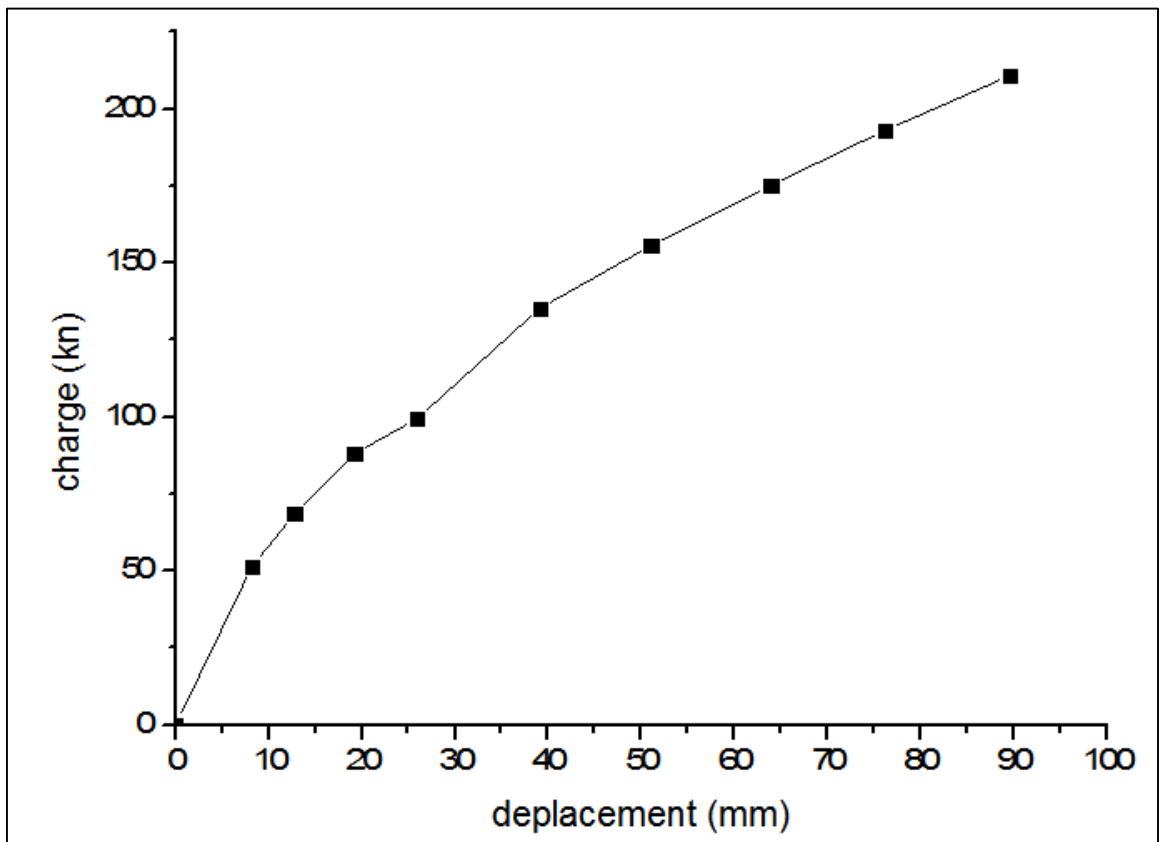
Courbe de chargement cas n°27



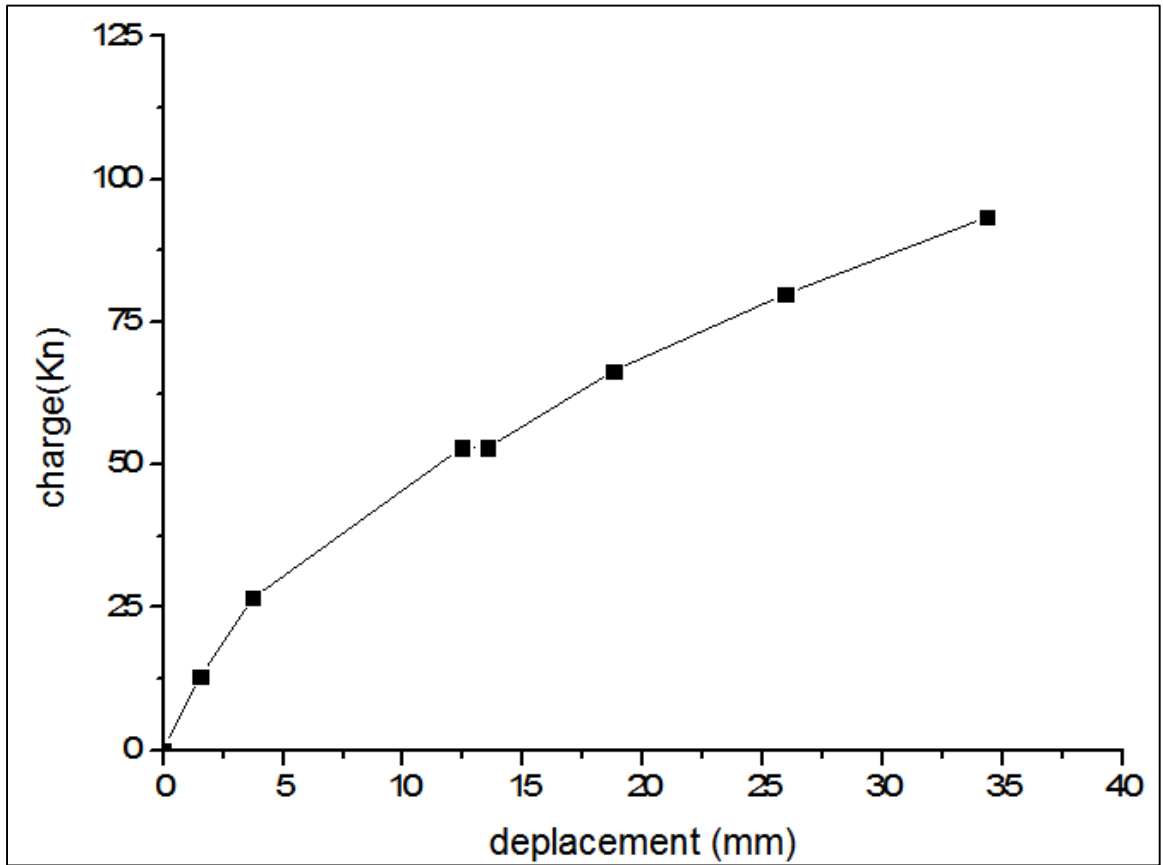
Courbe de chargement cas n°28



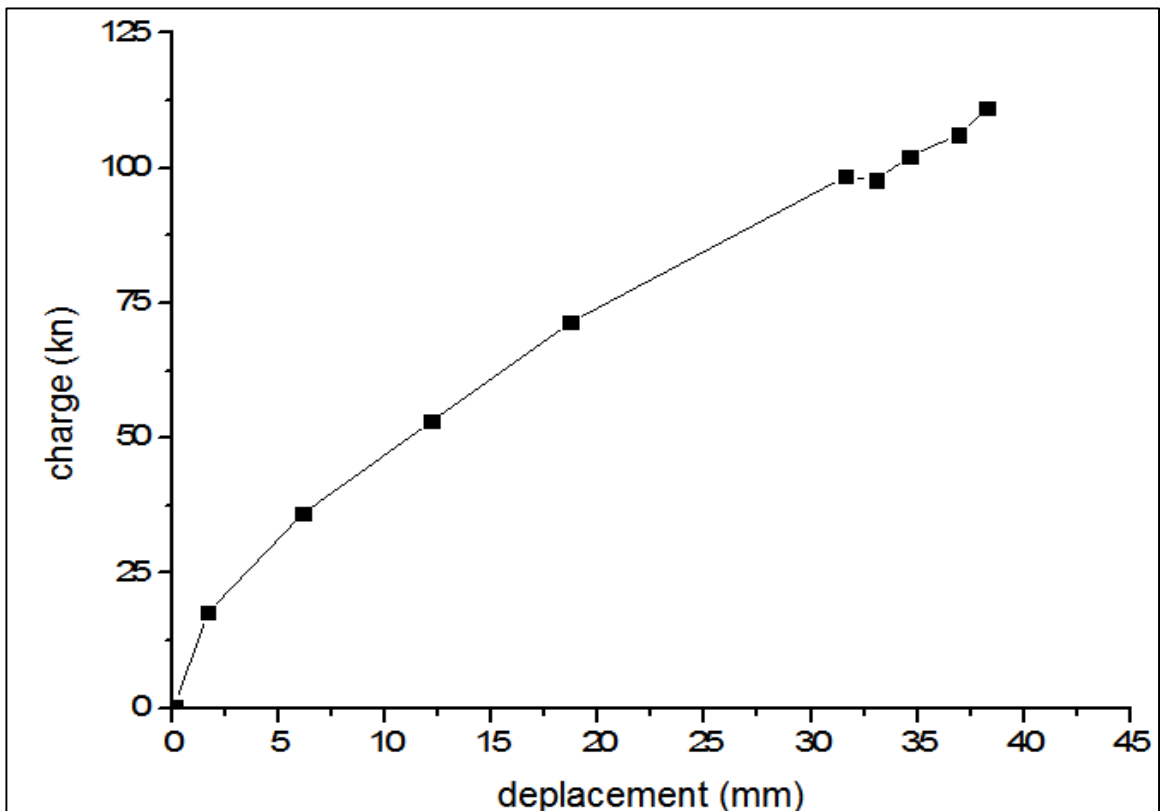
Courbe de chargement cas n°29



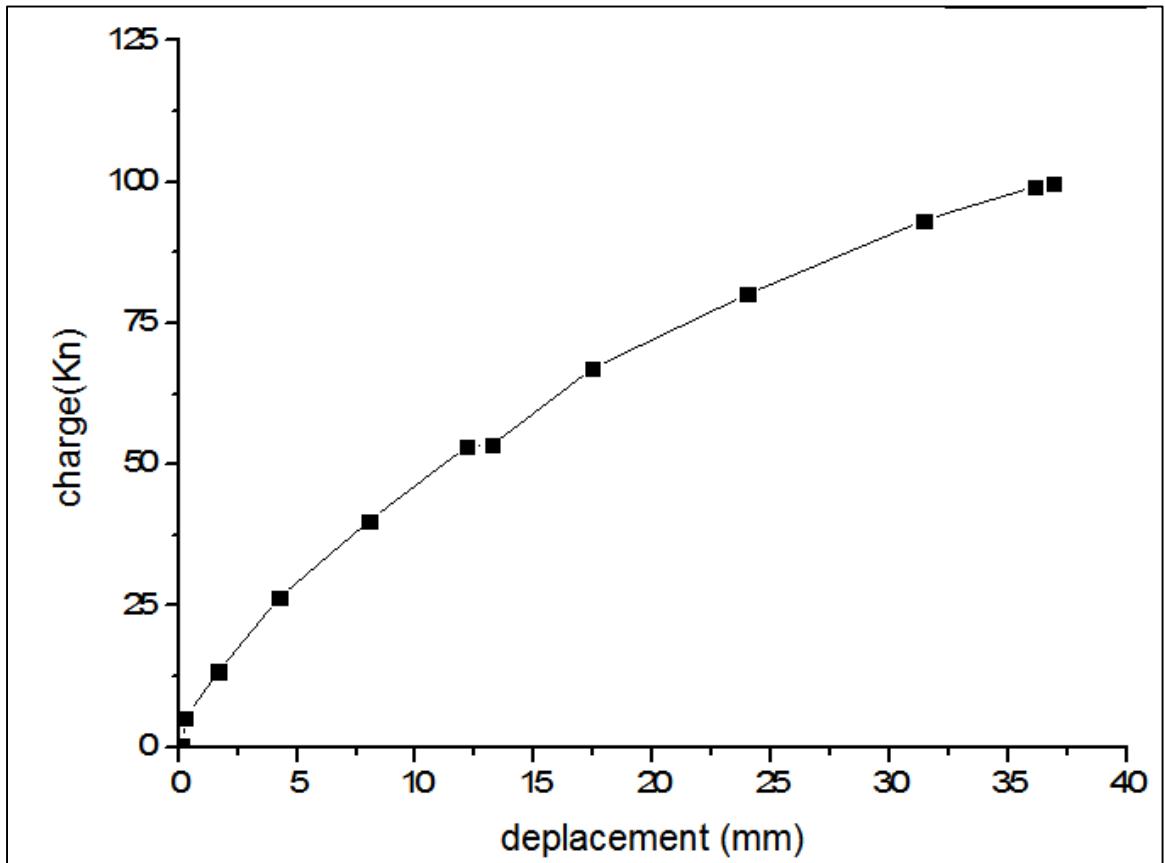
Courbe de chargement cas n°30



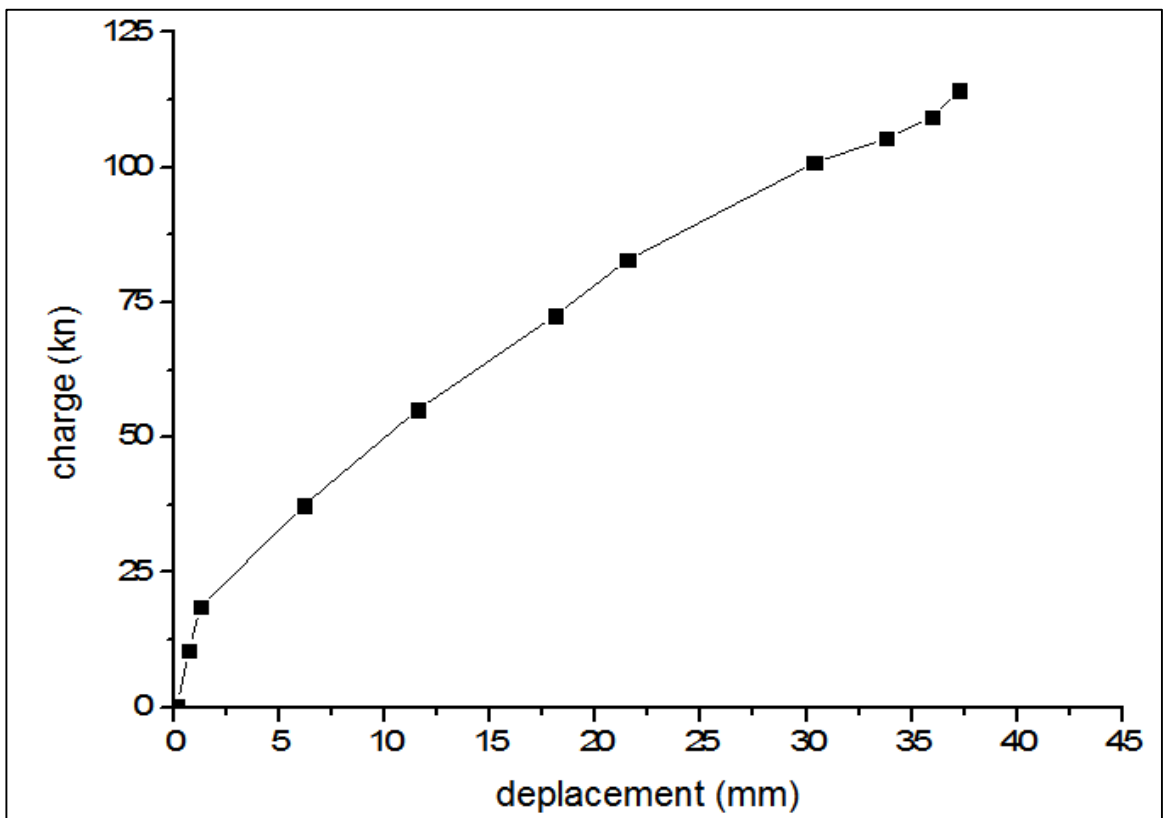
Courbe de chargement cas n°31



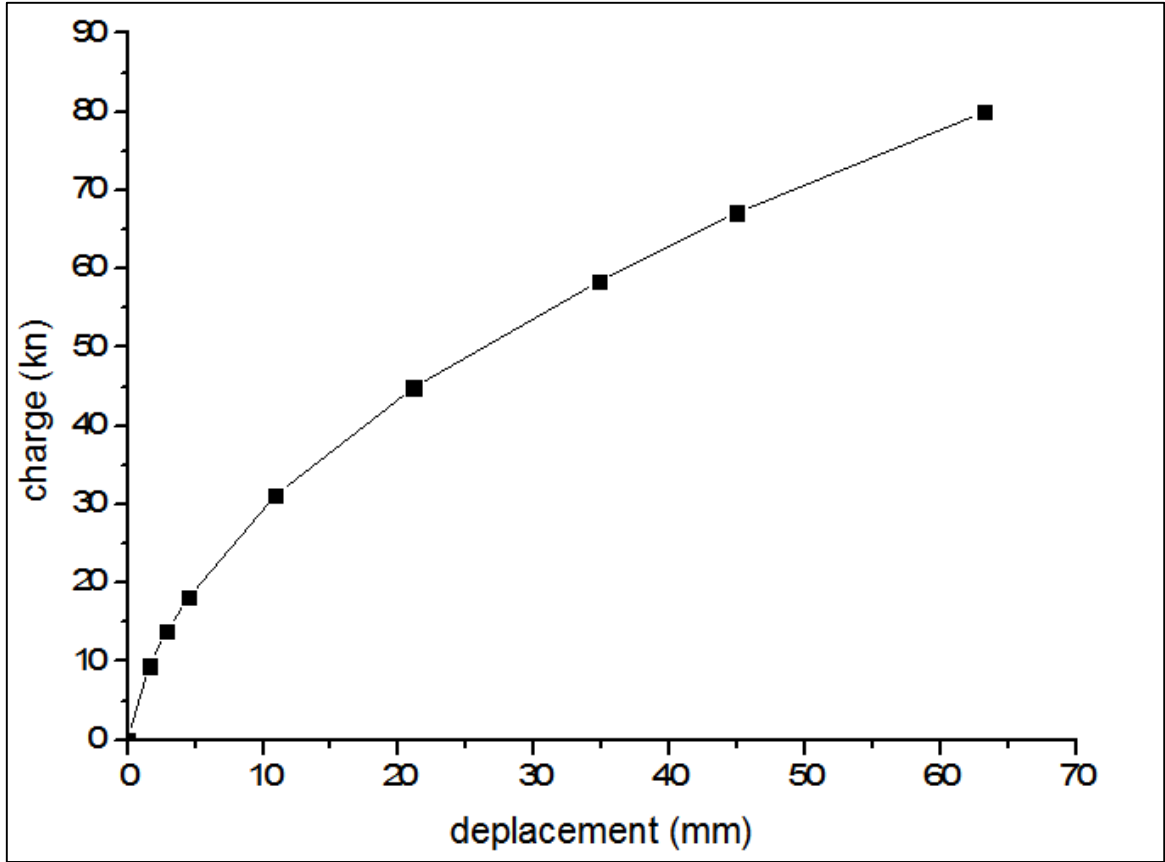
Courbe de chargement cas n°32



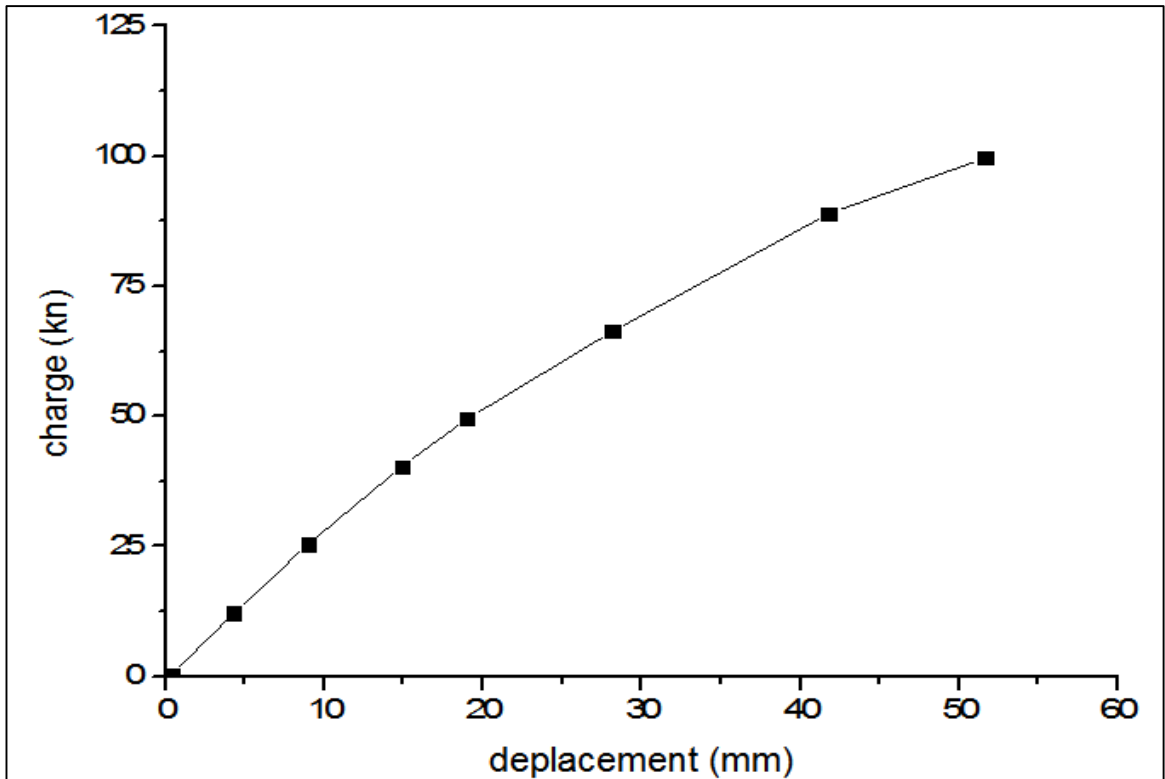
Courbe de chargement cas n°33



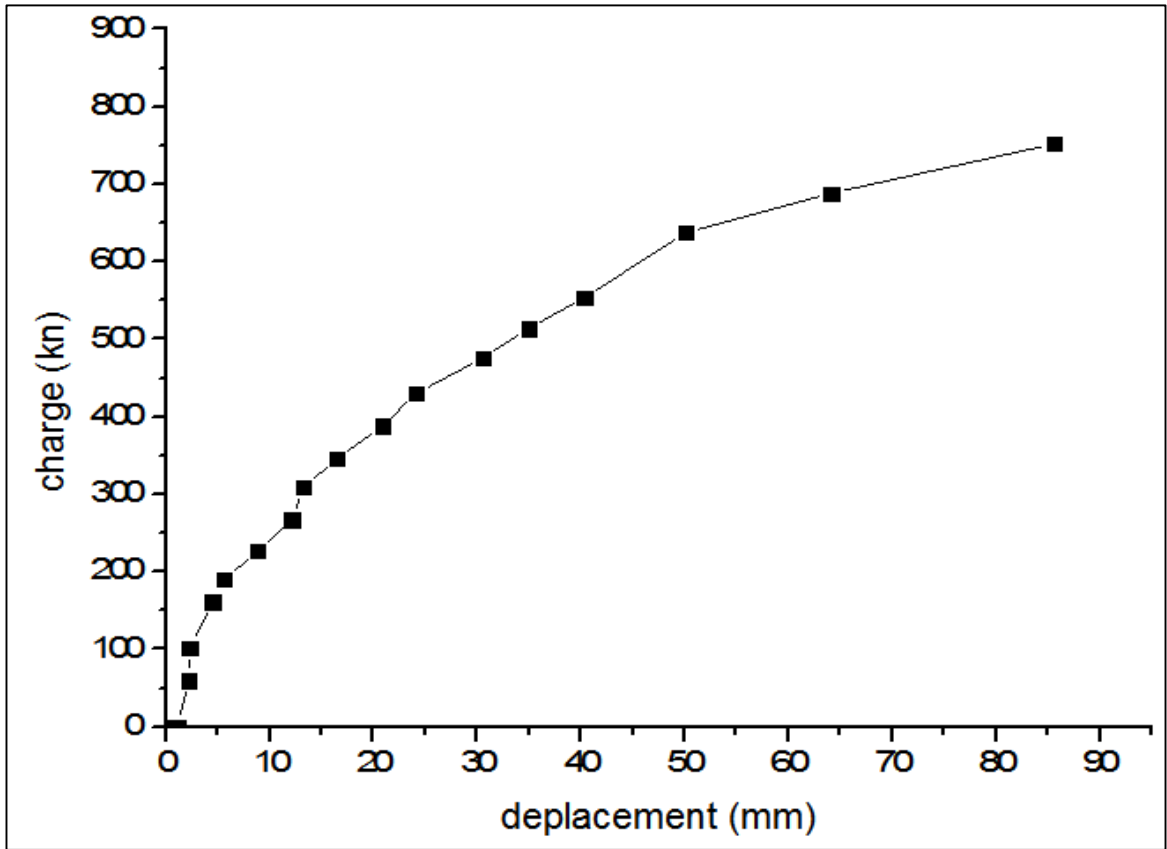
Courbe de chargement cas n°34



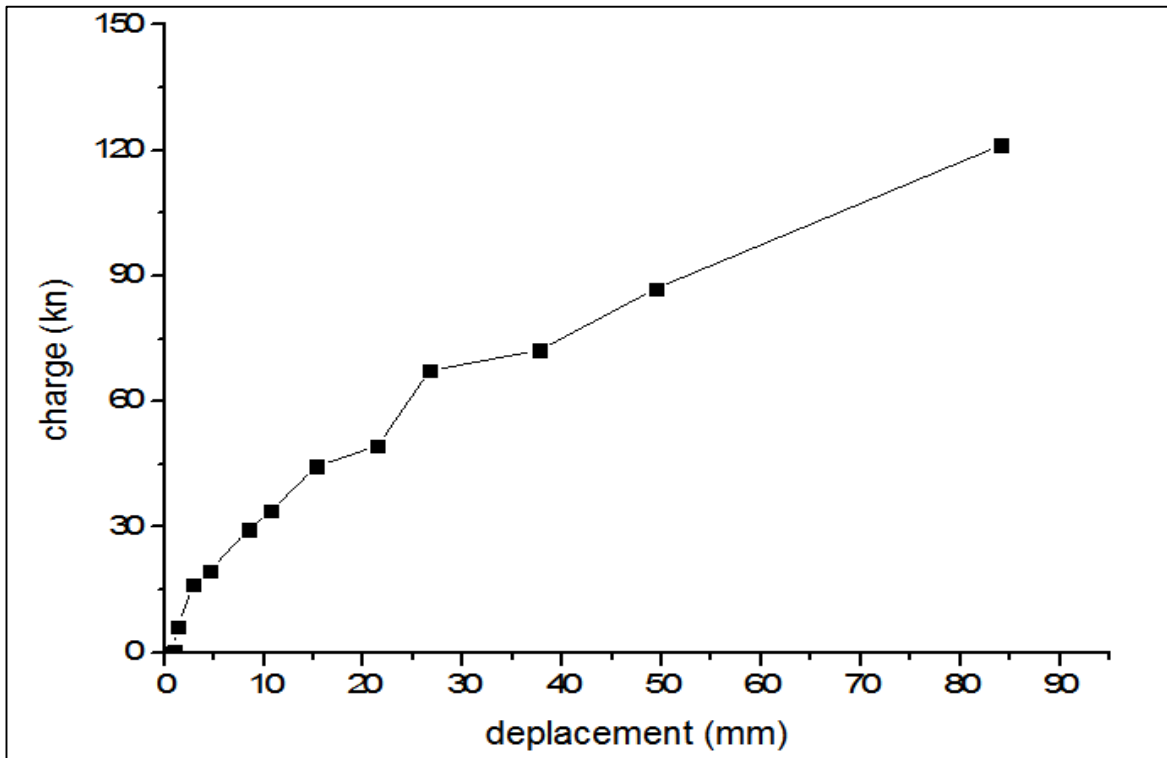
Courbe de chargement cas n°35



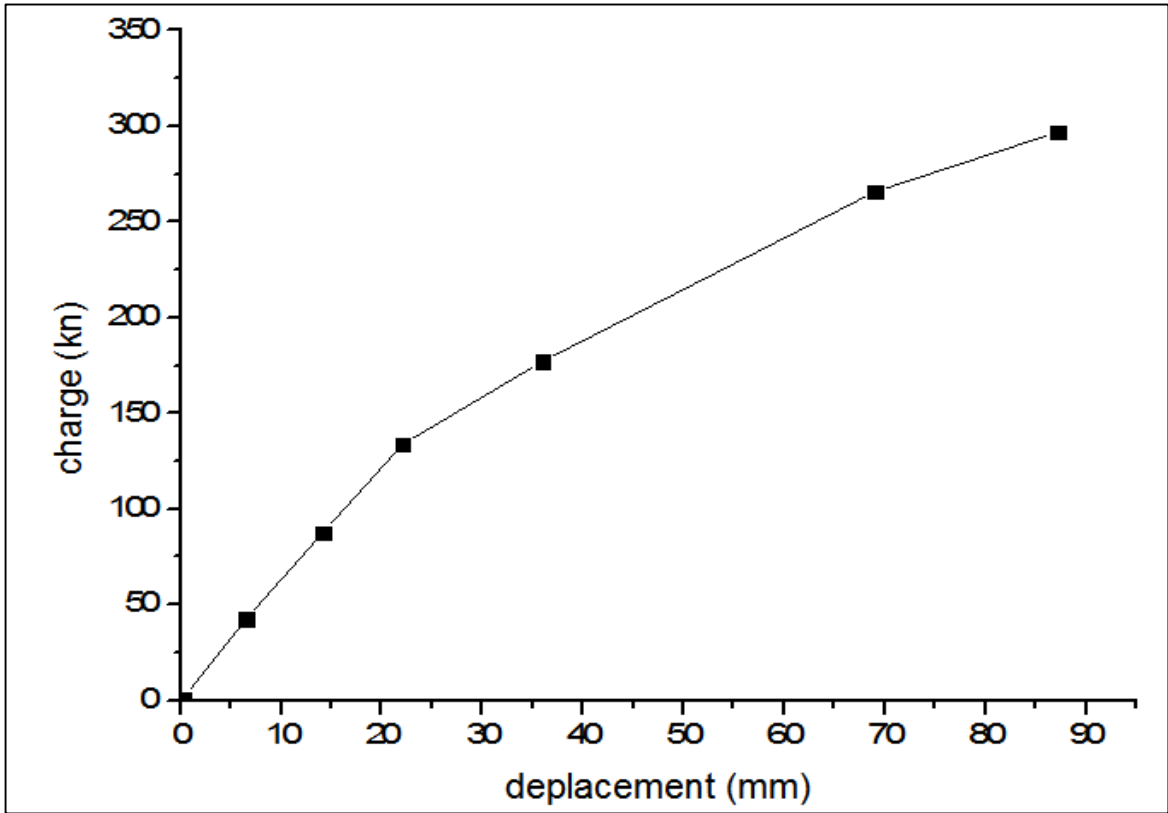
Courbe de chargement cas n°36



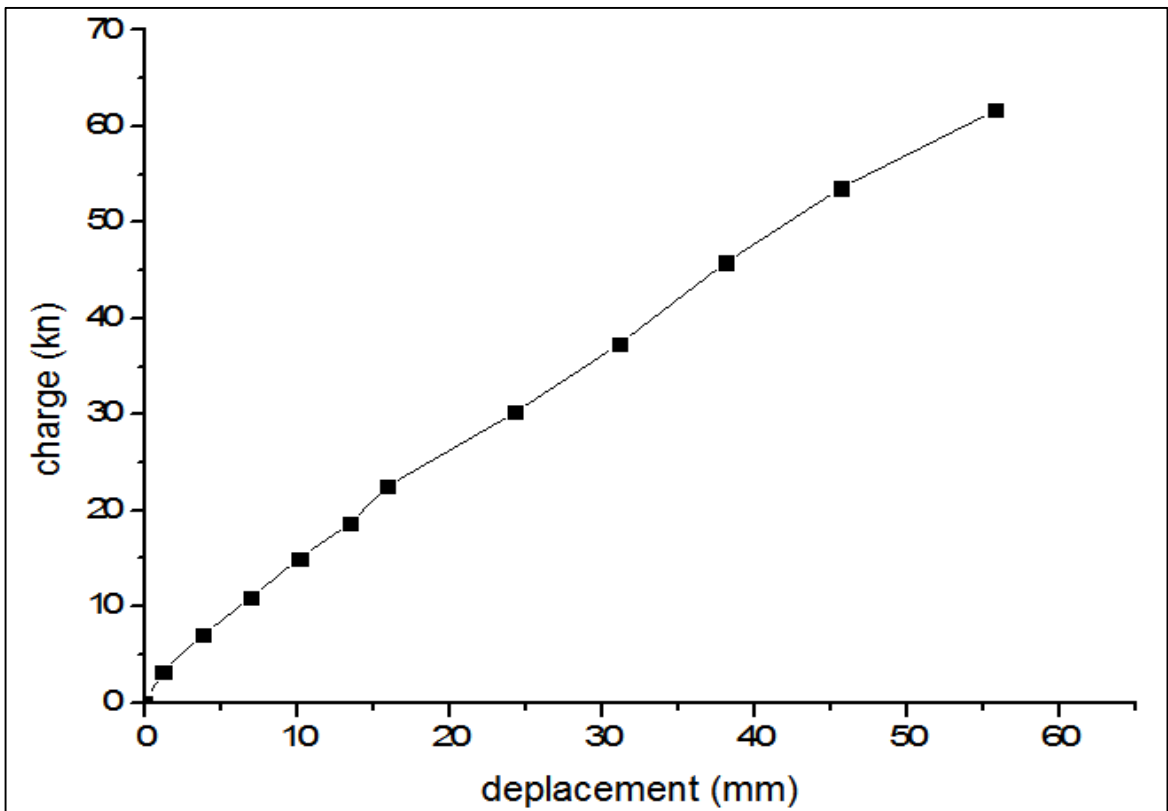
Courbe de chargement cas n°37



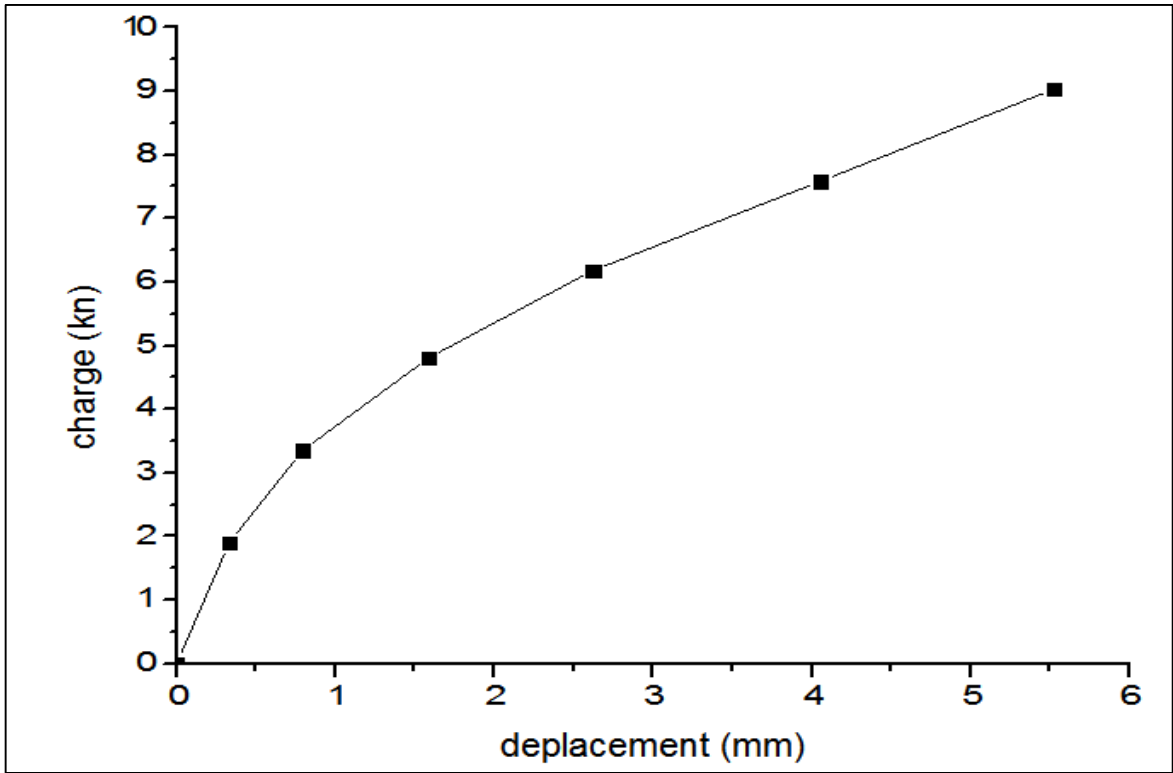
Courbe de chargement cas n°38



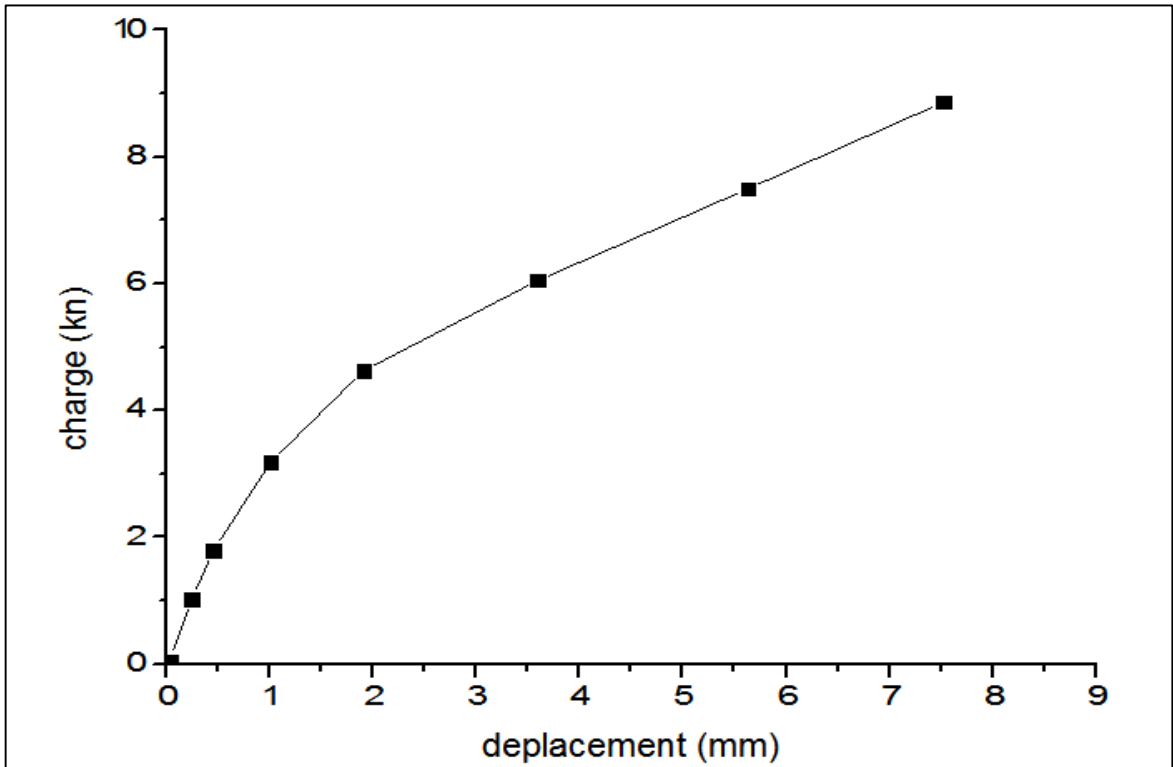
Courbe de chargement cas n°39



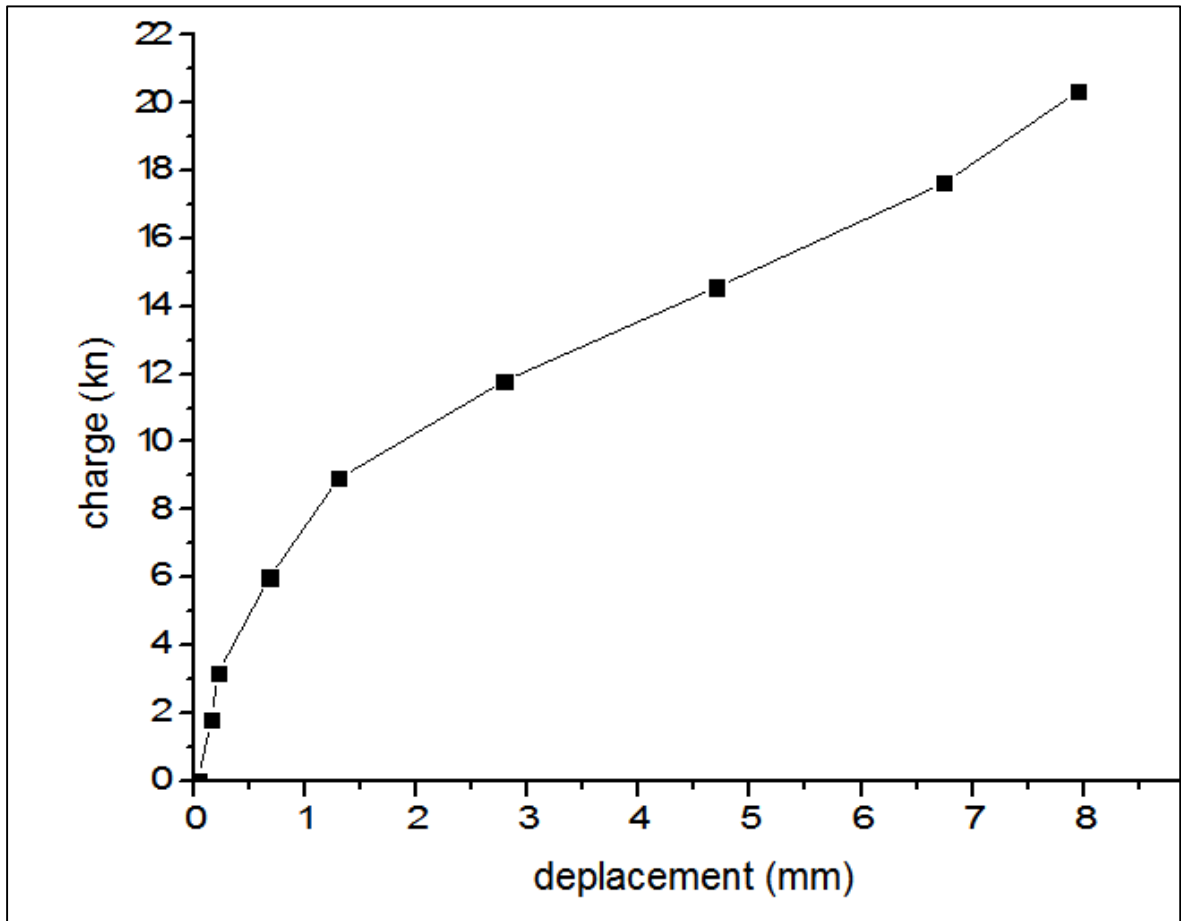
Courbe de chargement cas n°40



Courbe de chargement cas n°41



Courbe de chargement cas n°42



Courbe de chargement cas n°43

ANNEXE C

RESULTATS DE

L'EFFORT LATERAL

« CRITERE » ET ETUDE

COMPARATIVE

C.1 Tableau de l'effort latéral des Critère (sol pulvérulent)

cas	Capacité portante latérale (KN)					
	Parect	Hyper	Exponentiel	10%B	Décourt	Beer
1	23.03	33.80	24.04	NA	31.44	NA
2	23.11	36.57	27.18	NA	31.10	NA
3	496.21	983.09	730.86	NA	2323.09	NA
4	502.86	938.85	690.99	423.79	1688.21	NA
5	195.16	265.00	207.59	142.65	NA	NA
6	238.62	348.25	281.34	186.50	520.41	NA
7	884.89	1290.63	939.82	NA	1100.13	NA
8	831.45	1194.48	897.60	NA	1248.24	NA
9	1468.50	2018.69	1623.89	NA	3354.23	NA
10	820.96	1236.18	968.46	NA	1210.49	NA
11	188.61	464.01	442.89	NA	368.18	NA
12	20964.24	38034.39	25731.65	19992.64	62837.49	NA
13	328.87	529.70	415.24	NA	2285.67	NA
14	154.75	349.51	246.66	NA	900.62	NA
15	153.49	660.20	354.82	NA	577.48	NA
16	153.06	434.73	257.06	NA	436.34	NA
17	137.16	192.93	147.06	NA	237.04	NA
18	166.88	239.56	192.51	NA	451.80	NA
19	471.11	575.81	477.42	NA	599.68	NA
20	211.24	269.15	218.95	212.95	350.52	NA
21	474.21	651.39	529.47	NA	860.65	NA
22	278.91	373.33	293.62	NA	338.751	NA
23	534.94	1010.07	667.45	NA	794.89	NA
24	882.60	2465.40	1823.77	559.54	11460	NA
25	135.05	187.71	157.79	NA	228.406	NA
26	135.05	187.71	157.79	NA	228.406	NA
27	144.33	185.26	147.95	NA	193.98	NA
28	129.72	169.65	141.33	156.01	199.4	NA
29	158.92	218.21	181.81	NA	183.365	NA
30	158.92	218.21	181.81	159.71	183.365	NA
31	105.89	152.68	133.29	104.72	233.53	NA
32	94.31	141.73	126.40	NA	325.016	NA
33	136.47	229.35	174.48	NA	217.48	NA
34	713.22	1017.18	877.28	713.76	1416.51	NA
35	269.93	406.11	290.77	NA	631.328	NA
36	318.16	492.30	400.79	233.58	519.385	NA
37	318.83	459.37	436.55	259.54	750.52	NA
38	321.63	539.65	360.78	257.92	481.77	NA
39	222.58	380.92	245.48	185.09	383.706	NA

C.2 Tableau de l'effort latéral des Critère (sol cohérent)

cas	Capacité portante latérale (KN)					
	Parect	Hyper	Exponentiel	10%B	Décourt	Beer
1	253.79	346.68	263.11	97.55	308.740	NA
2	576.55	878.57	727.51	NA	1186.520	NA
3	354.92	493.39	360.51	346.29	493.580	NA
4	1157.38	1704.51	1329.97	867.53	2774.930	NA
5	569.57	828.17	722.75	NA	1473.350	NA
6	1160.71	1730.65	1427.35	NA	1827.210	NA
7	1103.72	1587.19	1370.00	NA	2570.700	NA
8	664.48	960.54	695.95	NA	1049.520	NA
9	720.83	974.43	762.71	NA	1015.670	NA
10	1434.53	2203.48	1589.05	NA	2844.510	NA
11	1321.39	1772.64	1432.40	NA	2213.960	NA
12	337.23	493.26	402.08	NA	515.440	NA
13	606.97	880.10	742.05	640.84	1144.320	NA
14	106.03	127.42	106.36	NA	208.240	NA
15	97.20	122.24	102.99	NA	157.790	NA
16	374.89	518.82	399.90	NA	531.410	NA
17	521.94	790.65	603.31	NA	1109.960	NA
18	466.49	920.44	624.99	NA	779.460	NA
19	310.81	443.36	333.16	NA	477.740	NA
20	221.66	353.10	245.67	NA	301.350	NA
21	495.05	1221.55	908.38	NA	1985.780	NA
22	494.47	1065.14	830.08	NA	2066.660	NA
23	9253.01	122288.20	610000.00	864.92	NA	NA
24	210.89	315.02	232.32	110.08	419.430	NA
25	48.35	64.62	51.22	27.49	63.360	NA
26	1031.74	4652.94	1062.90	746.08	NA	NA
27	1031.74	4652.94	1062.90	NA	NA	NA
28	1031.74	4652.94	1062.90	NA	NA	NA
29	1.21	1.14	375.00	NA	NA	NA
30	210.89	315.02	232.32	116.86	419.430	NA
31	93.32	130.66	107.13	NA	175.005	NA
32	103.14	160.75	130.30	105.62	213.160	NA
33	93.06	139.71	118.29	99.45	170.320	NA
34	102.54	148.14	134.90	103.108	190.720	NA
35	68.48	99.76	82.49	55.55	140.000	NA
36	99.64	275.09	155.60	73.89	250.000	NA
37	720.03	976.97	757.90	NA	1130.090	NA
38	121.25	161.32	133.68	67.35	270.520	NA
39	296.96	554.34	359.00	234.31	568.900	NA
40	61.67	167.48	132.12	44.79	170.220	NA

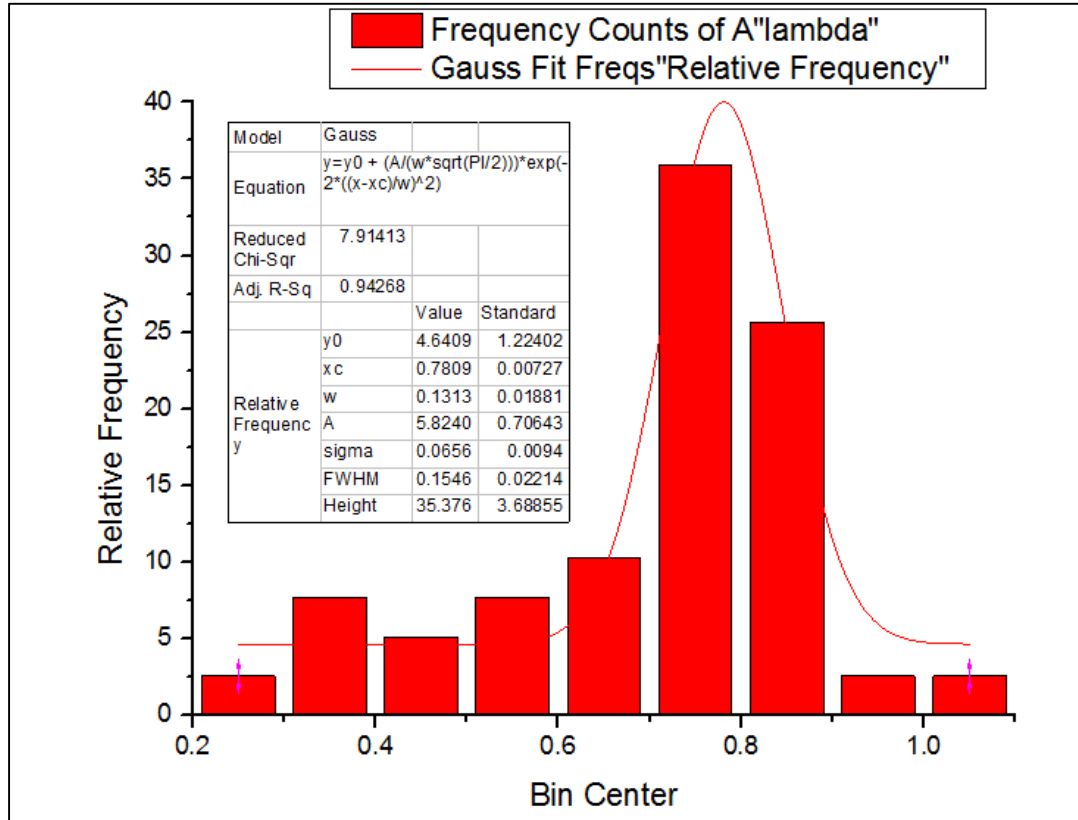
C.3 Tableau du rapport lambda λ (sol pulvérulent)

cas	Rapport lambda (λ)					
	λ Paret	λ Hyper	λ Exponentiel	λ 10%B	λ Décourt	λ Beer
1	0.82	1.20	0.86	/	1.12	/
2	0.78	1.24	0.92	/	1.05	/
3	0.44	0.87	0.64	/	2.05	/
4	0.59	1.11	0.81	0.50	1.99	/
5	0.96	1.31	1.02	0.70	/	/
6	0.76	1.11	0.89	0.59	1.65	/
7	0.84	1.22	0.89	/	1.04	/
8	0.80	1.15	0.86	/	1.20	/
9	0.69	0.95	0.77	/	1.58	/
10	0.78	1.17	0.91	/	1.14	/
11	0.52	1.27	1.21	/	1.01	/
12	0.63	1.13	0.77	0.60	1.88	/
13	0.37	0.60	0.47	/	2.57	/
14	0.37	0.85	0.60	/	2.18	/
15	0.35	1.51	0.81	/	1.32	/
16	0.48	1.36	0.80	/	1.36	/
17	0.77	1.08	0.82	/	1.33	/
18	0.64	0.91	0.73	/	1.72	/
19	0.89	1.08	0.90	/	1.13	/
20	0.84	1.07	0.87	0.84	1.39	/
21	0.75	1.04	0.84	/	1.37	/
22	0.87	1.16	0.91	/	1.05	/
23	0.71	1.34	0.89	/	1.06	/
24	0.26	0.72	0.53	0.16	3.33	/
25	0.76	1.06	0.89	/	1.29	/
26	0.76	1.06	0.89	/	1.29	/
27	0.86	1.10	0.88	/	1.16	/
28	0.81	1.07	0.89	0.98	1.25	/
29	0.86	1.18	0.98	/	0.99	/
30	1.06	1.45	1.21	1.06	1.22	/
31	0.73	1.05	0.91	0.72	1.59	/
32	0.55	0.82	0.74	/	1.89	/
33	0.72	1.21	0.92	/	1.15	/
34	0.75	1.07	0.93	0.75	1.49	/
35	0.68	1.02	0.73	/	1.58	/
36	0.81	1.25	1.02	0.59	1.32	/
37	0.72	1.03	0.98	0.58	1.69	/
38	0.82	1.38	0.92	0.66	1.23	/
39	0.78	1.34	0.87	0.65	1.35	/

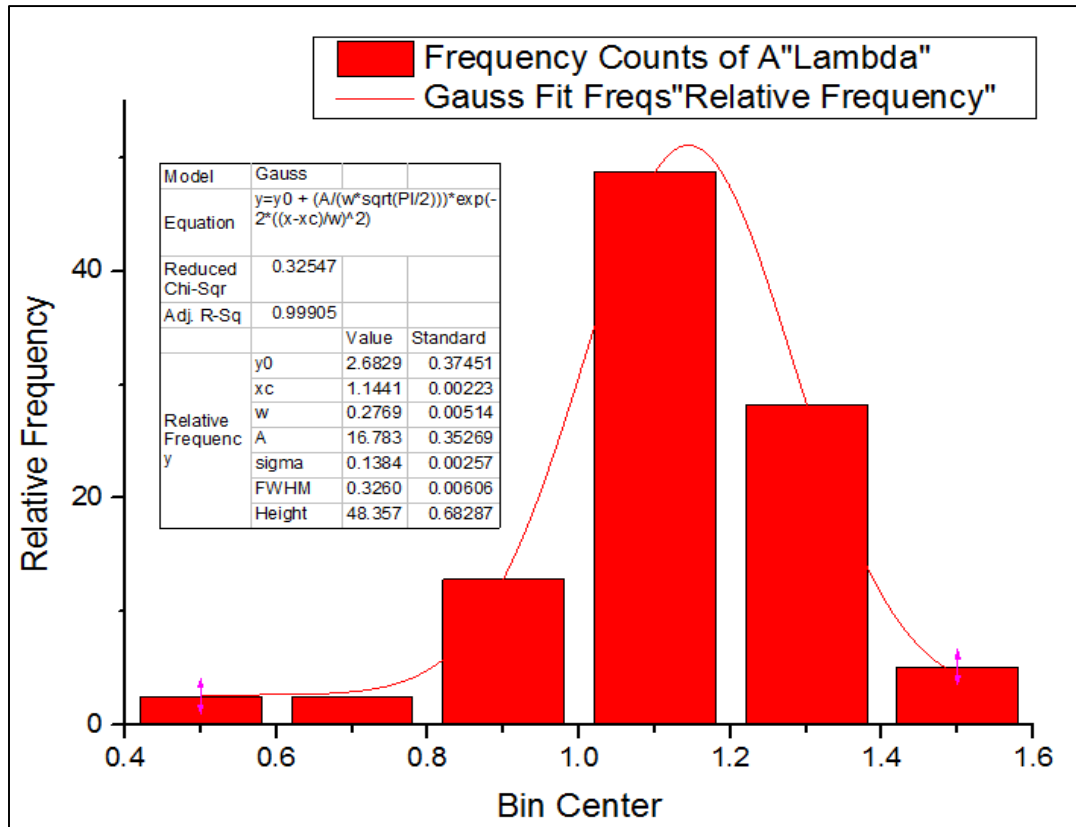
C.4 Tableau du rapport lambda λ (sol cohérent)

cas	Rapport lambda (λ)					
	λ Parect	λ Hyper	λ Exponentiel	λ 10%B	λ Décourt	λ Beer
1	1.00	1.37	1.04	0.38	1.22	/
2	0.68	1.04	0.86	NA	1.41	/
3	0.87	1.20	0.88	0.85	1.20	/
4	0.74	1.09	0.85	0.55	1.77	/
5	0.63	0.92	0.80	NA	1.64	/
6	0.76	1.13	0.93	NA	1.19	/
7	0.67	0.96	0.83	NA	1.55	/
8	0.79	1.14	0.83	NA	1.25	/
9	0.83	1.12	0.88	NA	1.17	/
10	0.71	1.09	0.79	NA	1.41	/
11	0.78	1.05	0.85	NA	1.31	/
12	0.77	1.13	0.92	NA	1.18	/
13	0.76	1.10	0.92	0.80	1.43	/
14	0.77	0.93	0.78	N/A	1.52	/
15	0.81	1.02	0.86	NA	1.31	/
16	0.82	1.14	0.88	NA	1.16	/
17	0.69	1.05	0.80	NA	1.47	/
18	0.67	1.32	0.90	NA	1.12	/
19	0.79	1.13	0.85	NA	1.22	/
20	0.79	1.26	0.88	NA	1.07	/
21	0.43	1.06	0.79	NA	1.72	/
22	0.44	0.96	0.75	NA	1.86	/
23	0.05	0.66	3.29	0.00	NA	/
24	0.82	1.22	0.90	0.43	1.63	/
25	0.95	1.27	1.00	0.54	1.24	/
26	0.55	2.48	0.57	0.40	NA	/
27	0.46	2.07	0.47	NA	NA	/
28	0.46	2.07	0.47	NA	NA	/
29	0.01	0.01	2.98	NA	NA	/
30	0.81	1.22	0.90	0.45	1.62	/
31	0.74	1.03	0.85	NA	1.38	/
32	0.72	1.13	0.91	0.74	1.49	/
33	0.75	1.13	0.95	0.80	1.37	/
34	0.75	1.09	0.99	0.76	1.40	/
35	0.77	1.12	0.92	0.62	1.57	/
36	0.58	1.61	0.91	0.43	1.46	/
37	0.80	1.09	0.85	NA	1.26	/
38	0.80	1.07	0.89	0.45	1.79	/
39	0.74	1.38	0.89	0.58	1.41	/
40	0.54	1.45	1.15	0.39	1.48	/

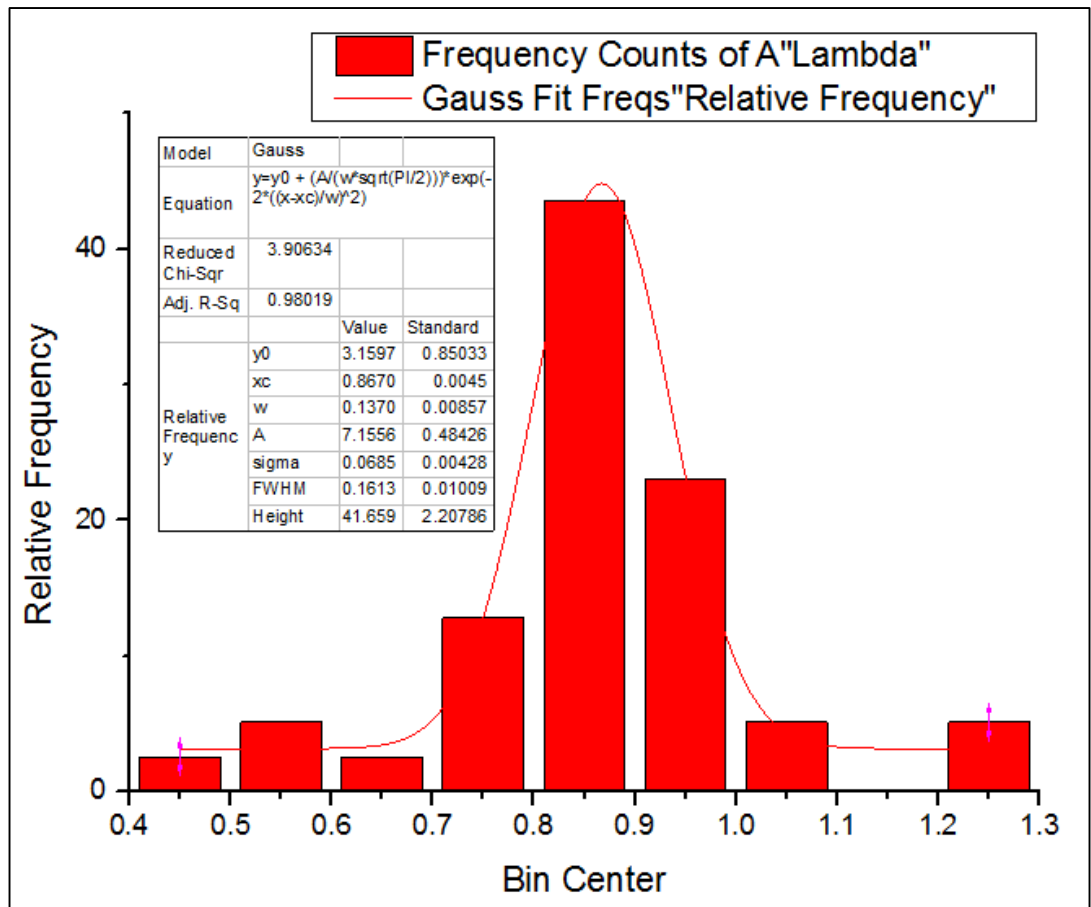
Histogramme de Lambda λ (sol pulvérulent)



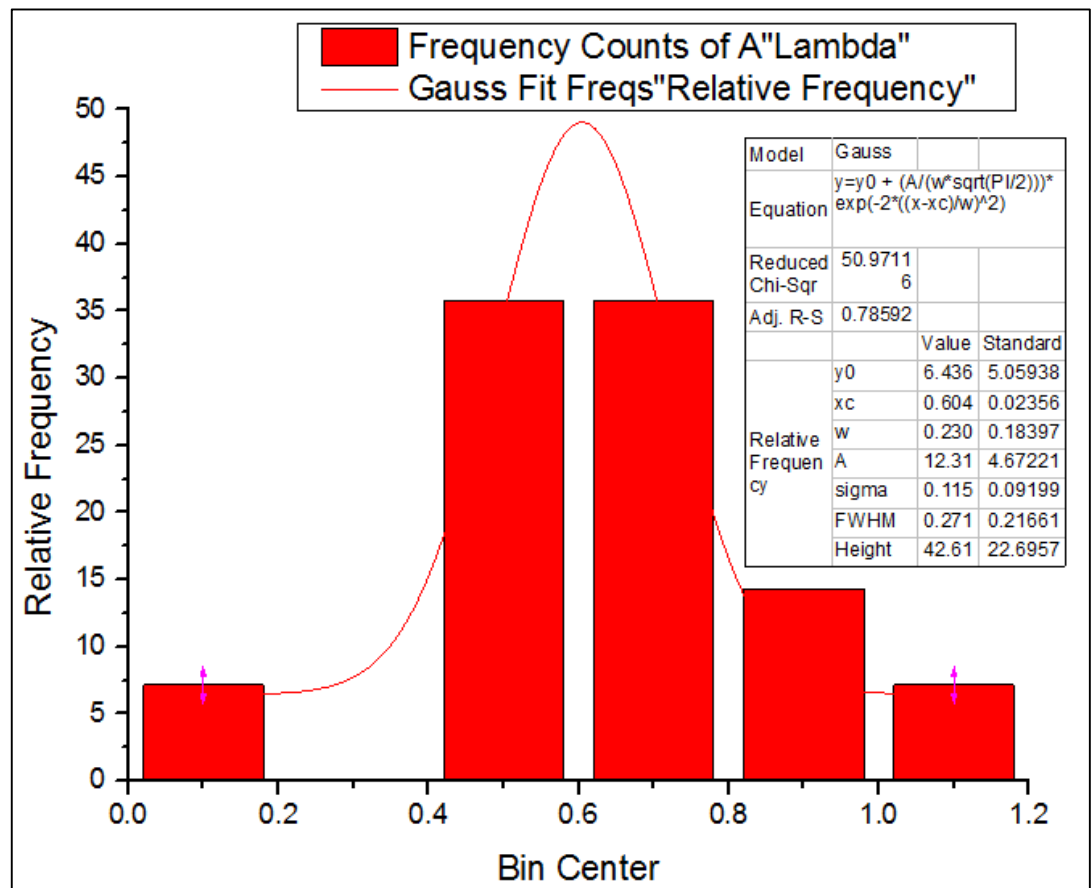
Histogramme de λ (Parect)



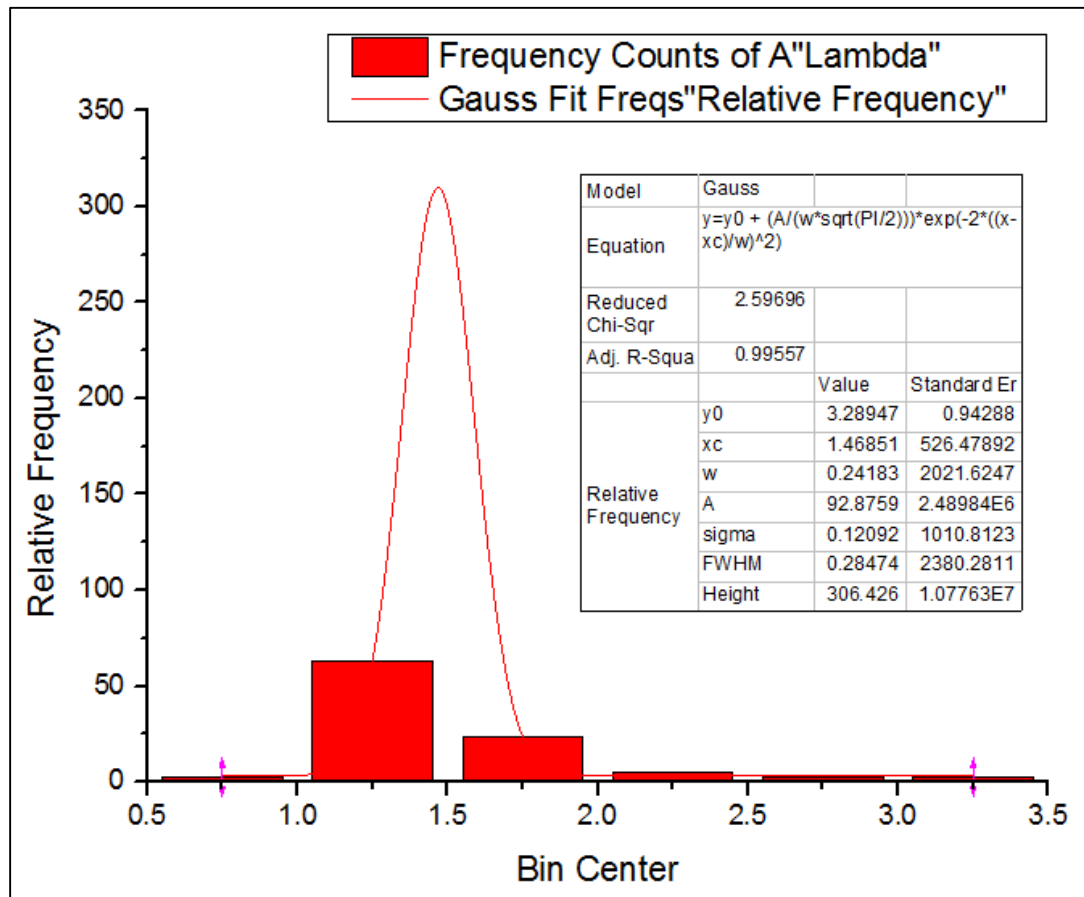
Histogramme de λ (Hyper)



Histogramme de λ (Exponentiel)

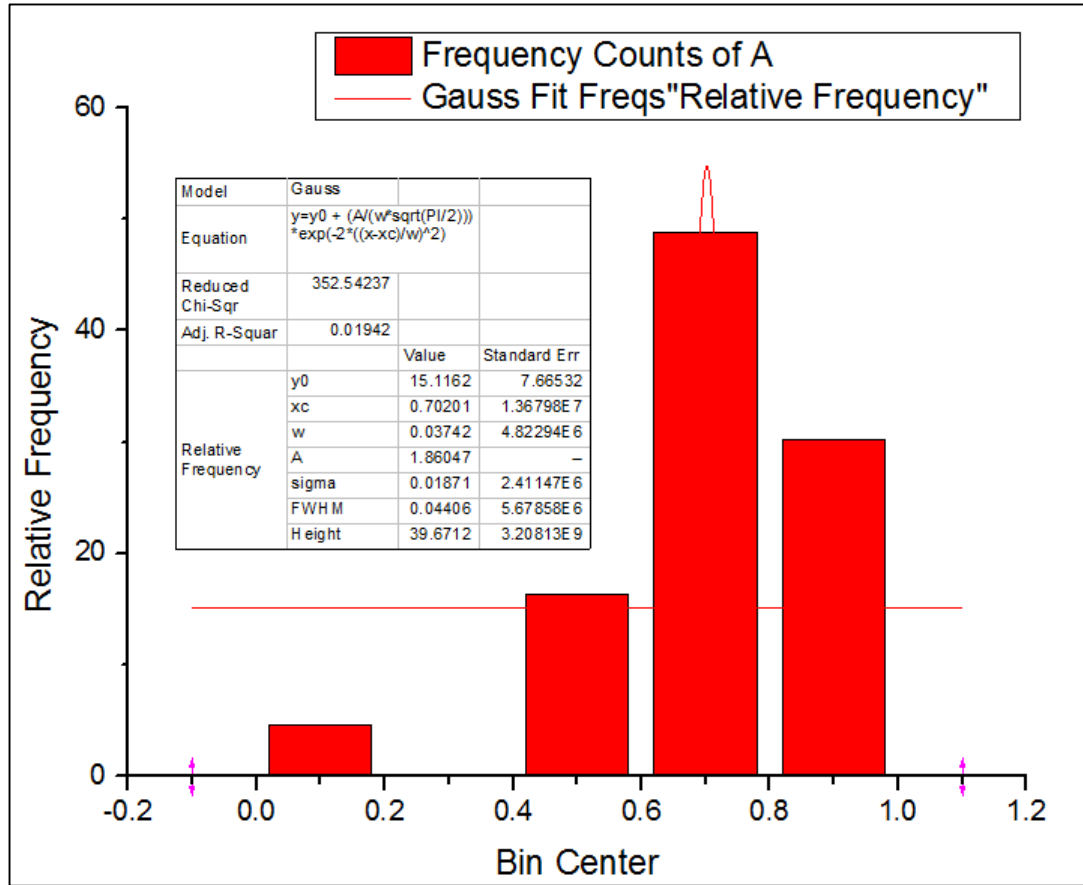


Histogramme de λ (10%B)

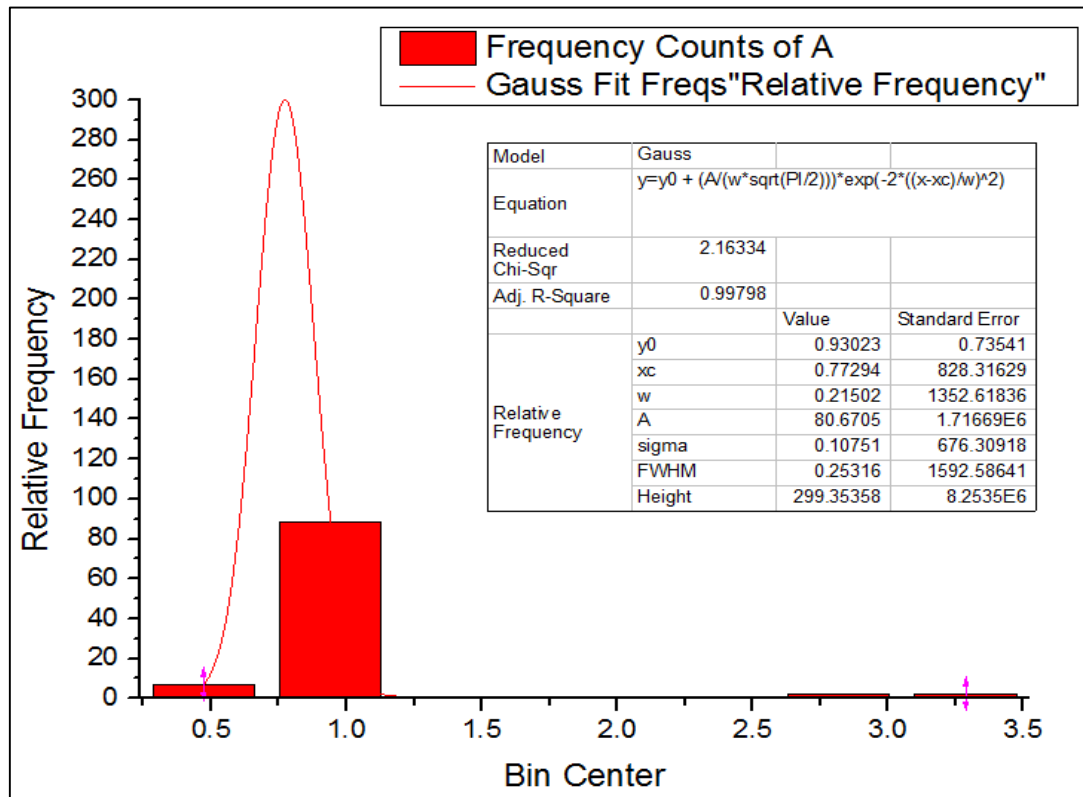


Histogramme de λ (Décourt)

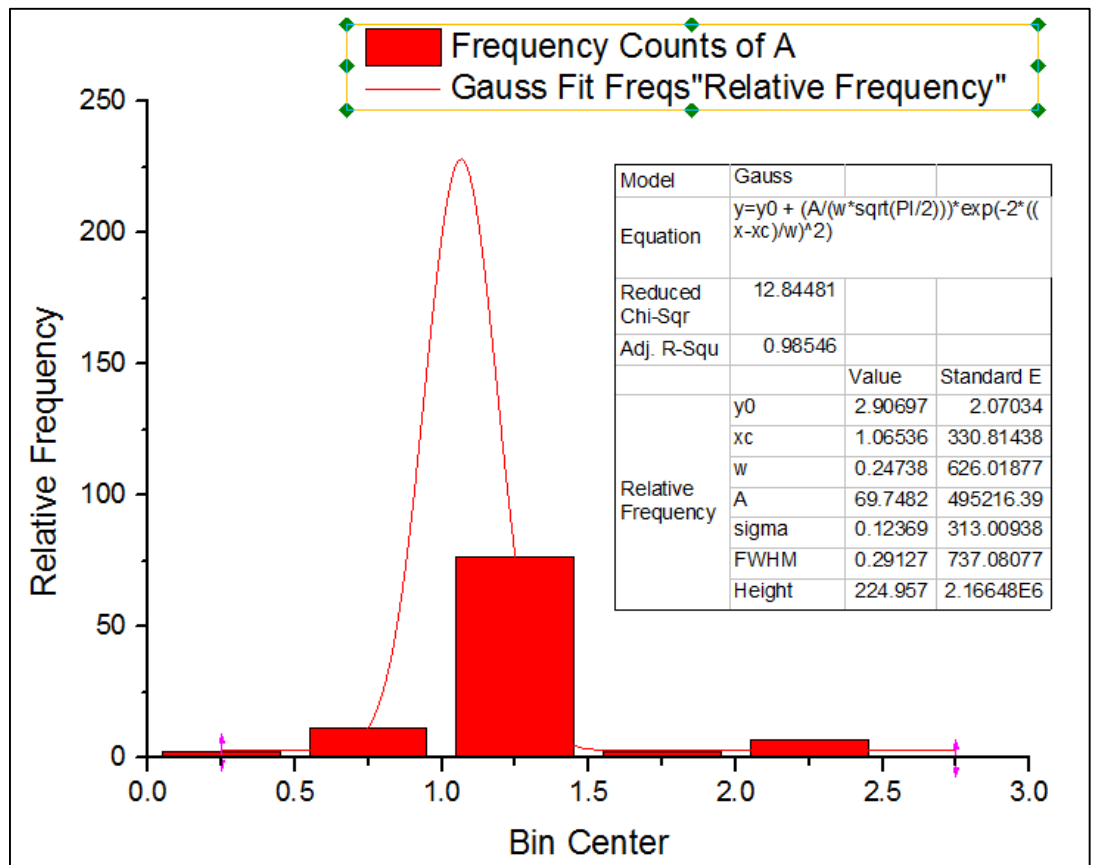
Histogramme de Lambda λ (sol cohérent)



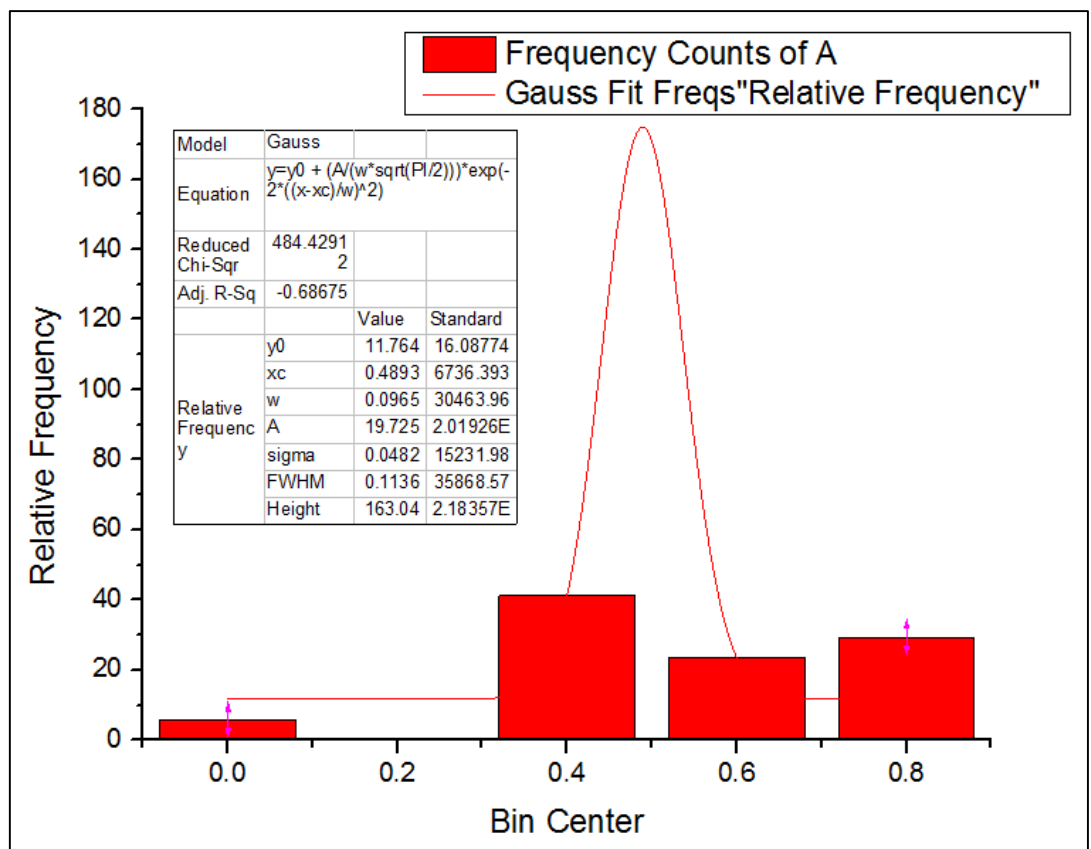
Histogramme de λ (Parect)



Histogramme de λ (Hyper)



Histogramme de λ (Exponentiel)



Histogramme de λ (10%B)

