

**UNIVERSITE SAAD DAHLAB - BLIDA**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

**MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

**Spécialité : Géotechnique**

**COMPORTEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE  
SOUS CHARGE VERTICALE MONOTONE**

**Analyse de la capacité portante à partir de l'essai de  
pénétration statique**

Soutenu Par

**BRAHIM DJELLOUL mohamed amine**

**ZERROUKI karim**

Devant le jury composé de :

Blida, juin 2014



# *Dédicaces*

**À NOS PARENTS AVANT TOUT, NOS FAMILLES RESPECTIVES  
ET NOS PROCHES, POUR TOUS LEURS SACRIFICES, LA DÉTERMINATION  
AINSI QUE L'ABNÉIGATION QU'ILS ONT SU NOUS INCULQUER DURANT  
NOS ANNÉES D'ÉTUDES.**

**À NOS AMIS, NOS FRÈRES ET SŒURS DE CŒUR POUR LEURS SOUTIENS  
ET ENCOURAGEMENTS AINSI QUE POUR LEUR PRÉSENCE DANS LES  
MOMENTS DIFFICILES.**

**À TOUS NOS CAMARADES DE L'UNIVERSITÉ DE BLIDA.**

# REMERCIEMENT

NOUS REMERCIONS TOUT D'ABORD NOTRE CRÉATEUR DE NOUS AVOIR DONNÉ FOIE ET SAGESSE AFIN D'ACCOMPLIR CE MODESTE TRAVAIL.

NOUS TENONS À EXPRIMER NOTRE PROFONDE RECONNAISSANCE ENVERS NOTRE ENCADREUR LE PROFESSEUR BOUAFIA POUR SON DÉVOUEMENT ET POUR TOUT LE SAVOIRQU'IL NOUS A DISPENSÉ DURANT CETTE ANNÉE DE TRAVAIL.

NOS REMERCIEMENTS S'ADRESSENT À MLLE MOUNA MIR, NOTRE CO-PROMOTRICE POUR SA GRANDE GÉNÉROSITÉ ET LA PATIENCE DONT ELLE A SU FAIRE PREUVE MALGRÉ SES CHARGES PROFESSIONNELLES.

POUR LA CONTRIBUTION À NOTRE FORMATION DE MASTER EN GÉOTECHNIQUE, NOUS REMERCIONS TOUS LES ENSEIGNANTS DU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL DE L'UNIVERSITÉ DE BLIDA.

ON ADRESSE NOS ÉGALEMENT NOS REMERCIEMENTS AUX MEMBRES DU JURÝ POUR L'INTÉRÊT QU'ILS ONT PORTÉ À NOTRE TRAVAIL.

## الخلاصة

استخدام طريقة العناصر المنتهية في مجال الجيو تكتنية شائع جدا في المشاريع الكبرى. يمكننا إجراء تحليل العناصر المحدودة لتحقق استقرار البناء بالتفاعل مع الوسط المحيط به، ومراقبة قيم التنقلات لمسوح المساعدة على تصميم الهياكل.

تعرض هذه المذكرة دراسة رقمية باستخدام تحليل العناصر المنتهية حول قدرة تحمل الأساسات السطحية تحت التحميل العمودي الرتيب. وتحليل مشكلة هبوط الأساس داخل الكتلة الاستوبلاستيكية الطينية والرملية. الحسابات أجريت باستخدام

برنامج PLAXIS .

بالإضافة لذلك، أجريت دراسة سمحت بتحديد قدرة التحمل  $K_c$  المستعمل في حساب قدرة تحمل الأساسات السطحية بدلالة المقاومة المخروطية  $q_c$ .

**كلمات مفتاح** التربة، مور-كولومب، الأساسات السطحية، قدرة التحمل، المحاكاة الرقمية. العناصر المنتهية،

## Résumé

L'utilisation de la méthode des éléments finis dans le domaine géotechnique est très courante, dans le cadre des grands projets. On peut réaliser des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

Ce mémoire présente une étude numérique au moyen d'analyse en éléments finis sur la capacité portante d'une fondation superficielle sous une charge verticale monotone, en analysant le problème d'enfoncement dans un massif élastoplastique argileux et sableux. Les calculs ont été effectués en utilisant le code éléments finis PLAXIS.

En outre, une étude paramétrique a permis de déterminer le facteur de portance  $K_c$ , utile pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles à partir de la résistance en pointe  $q_c$ .

**Mots-clefs** : sol, Mohr-Coulomb, fondation superficielle, capacité portante, modélisation, éléments finis (PLAXIS).

## **ABSTRACT**

The use of the finite element method in the geotechnical field is very current for big projects. we can carry out finite element analyses in order to check the stability of a foundation in interaction with his environment, to control the acceptable values of displacements and to contribute the design of the structures.

This report presents a numerical study by means of finite element analyses of the bearing capacity of strip foundation embedded into an elastic perfectly plastic soil (both clay and sand). Calculations were carried out by using finite element code Plaxis.

Finally a parametric study was used to determine the bearing factor  $K_c$  useful for evaluation of bearing capacity of shallow foundation from tip resistance  $q_c$ .

### **Keys words:**

soil, Mohr-Coulomb, shallow foundation, bearing capacity, numerical modeling, finite element method (PLAXIS).



1.3.1.1.	Evaluation du tassement à partir de l'essai P.M.T.....	45
1.3.1.2.	Evaluation du tassement à partir de l'essai C.P.T .....	48
1.3.1.3.	Evaluation du tassement à partir de l'essai S.P.T .....	52
1.3.2.	Méthodes de calcul qui se basent sur les essais de labo.....	54
1.3.2.1.	Essai de compressibilité oedométrique.....	54
1.3.2.1.1.	Calcul du tassement de consolidation primaire.....	54
1.3.2.1.2.	Calcul du tassement de consolidation secondaire.....	56
2.	Modélisation par éléments finis du comportement d'une fondation continue.....	60
2.1.	Introduction.....	61
2.2.	Présentation de PLAXIS.....	62
2.2.1.	Le code éléments finis PLAXIS.....	63
2.3.	Présentation des cas étudiés.....	63
2.4.	Caractéristiques mécaniques du sol.....	63
2.4.1.	Argile .....	63
2.4.2.	Sable .....	64
2.5.	Modélisation du massif de sol et des fondations .....	64
2.6.	Procédure de modélisation numérique .....	64
2.7.	Maillage et conditions aux limites .....	66
2.8.	Résultats de modélisation.....	68
2.8.1.	Résultats d'une Argile molle.....	69
2.9.	Présentation et interprétation des résultats.....	73
2.9.1.	Calcul de la pression verticale.....	73
2.9.2.	Courbes de chargement .....	73
2.9.2.1.	Sable .....	73
2.9.2.2.	Sol Argileux .....	86
2.10.	Conclusion .....	98
3.	Modélisation par éléments finis du comportement d'une fondation circulaire.....	99
3.1.	Introduction .....	100
3.2.	Présentation du cas d'étudié .....	100
3.3.	Procédure de modélisation numérique .....	101
3.4.	Présentation des résultats est interprétation.....	108
3.4.1.	Calcul de la pression verticale .....	108
3.4.2.	Courbes de chargement .....	108
3.4.2.1.	Sol argileux .....	109
3.4.2.2.	Sol sableux.....	121

3.5. Conclusion .....	133
4. Corrélation de la capacité portante avec la résistance pénétrométrique $q_c$ .....	134
4.1. Introduction .....	135
4.2. Principe de calcul de $K_c$ .....	135
4.2.1. cas de l'argile .....	135
4.2.2. cas de Sable .....	136
4.3. Présentation des résultats.....	137
4.3.1. Cas d'argile .....	137
4.3.1.1. Semelle continue .....	137
4.3.1.2. Semelle circulaire .....	138
4.3.2. Cas de sable .....	138
4.3.2.1. Semelle continue .....	138
4.3.2.2. Semelle circulaire.....	139
4.4. Conclusion.....	139
5. Comparaison des valeurs de $K_c$ avec le DTU-13.12.....	141
5.1. Introduction .....	142
5.2. Comparaison des valeurs de $K_c$ .....	142
5.2.1. Cas d'une fondation continue .....	142
5.2.1.1. cas d'une argile .....	142
5.2.1.2. Cas d'un sable .....	143
5.2.2. Cas d'une semelle circulaire .....	144
5.2.2.1. Cas d'une argile .....	144
5.2.2.2. Cas d'un sable.....	145
5.3. Conclusion : .....	146
Conclusions générales.....	147

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1 : types des fondations.....	4
Figure 1. <b>Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.</b> 1 : Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux Sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R.Frank).....	5
Figure <b>Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.</b> 1.2 : mode d'exécution de l'essai P.M.T.....	8
Figure 1.4 : Schéma de principe du pénétromètre à cône mobile [2].....	9
Figure 1.4 : Semelle reposant sur un sol (c.φ).....	13
Figure 1.5 : Les coins de Rankine.....	13
Figure 1.6 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base Liss[7].....	16
Figure 1.7 : surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi[8].....	18
Figure 1.8 : les forces passives agissant sur la face bc du triangle abc[8].....	19
Figure 1.9 : Sol homogène s'étendant à une grande profondeur .....	22
Figure 1.10 : surface de rupture sous une fondation continue rigide. Base rigide et rugueuse à faible profondeur.....	22
Figure 1.11 : variation de D/B avec l'angle de frottement du sol pour (Nc et Nq)[6].....	22
Figure 1.12 : variation de D/B avec l'angle de frottement (pour Nγ).....	23
Figure 1.12 : facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N*c.....	24
Figure 1.14 : facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N*q[9].....	25
Figure 1.15 : variation de m1 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié.[6].....	26
Figure 1.16 : variation de m2 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié.[6].....	27

Figure 1.17 : Comparaison entre les valeurs expérimentales et théoriques de $N_{\gamma}^*$ ( $\Phi=43^{\circ}$ , $c=0$ ).....	27
Figure 1.18 : fondation filante rigide sur une couche de sol dense surmontant argile molle.....	28
Figure 1.19 : La théorie de variation de $K_s$ avec $\Phi$ et $q_2/q_1$ de Meyerhof et Hanna.....	30
Figure 1.20 : fondation filante rigide sur bicouche de sol ( $H/B$ est relativement petite).....	30
Figure 1.21 : Fondation sous charge excentrée.....	31
Figure 3.22 : Nature de la zone plastique sous une fondation filante rugueuse située sur une pente.....	33
Figure 1.23 : Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{c\gamma}$ pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).....	34
Figure <b>Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.</b> 1.24 : Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour le sol grenu, (fondation sur une pente).....	35
Figure 1.25 : filante au sommet d'un talus.....	36
Figure 1.26 : Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{c\gamma}$ pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).[6].....	37
Figure 1.27 : Facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ , pour le sol grenu, (fondation sur une pente).....	38
Figure 1.28 : Définition de la pression limite nette équivalente $P_{le}^*$ .....	40
Figure 1.29 : Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (fascicule 62-V, 1993).....	42
Figure 1.29 : Mécanisme de tassement proposé par Ménard pour une semelle circulaire[4]...45	45
Figure 1.30 : Décomposition du terrain pour le calcul des modules équivalent [2].....	47
Figure 1.31 : profil de déformations verticales [2].....	51
Figure 1.32 : schématisation du fluage oedométrique [3].....	57
Figure 1.33 : courbe de fluage oedométrique [3].....	57
Figure 2.1 : Présentation du problème.....	63

Figure 2.2 : Présentation du model étudié.....	66
Figure 2.3 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	67
Figure 2.4 : Génération du maillage.....	68
Figure 2.5 : Maillage déformé.....	69
Figure 2.6 : Incrément total.....	70
Figure 2.7 : Déplacements verticaux.....	71
Figure 2.8 : Déplacements horizontaux.....	72
Figure 3.1 : présentation du problème .....	101
Figure 3.2 présentation du modèle axisymétrique utilisé.....	102
Figure 3.3 : Vue générale d'un modèle bidimensionnel d'une semelle circulaire de D=0.5m.....	103
Figure 3.4 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol pour une semelle circulaire de D=0.5m.....	104
Figure 3.5 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel après chargement d'une fondation circulaire (D=0.5) dans une argile moyenne (grande déformation de 0.1m).....	105
Figure 3.6 : Vue générale sur l'état des contraintes effective après chargement d'une semelle circulaire (D=0.5) dans une argile moyenne.....	106
Figure 3.7 : Vue sur l'état des contraintes totales dans la zone raffiné après chargement d'une semelle circulaire (D=0.5m) dans une argile moyenne.....	107

Graphique 2.1 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	73
Graphique 2.2 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy) .....	74
Graphique 2.3 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse) .....	74
Graphique 2.4 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	75
Graphique 2.5 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	76
Graphique 2.6 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	76
Graphique 2.7 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	77
Graphique 2.8 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	77
Graphique 2.9 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	78
Graphique 2.10 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	78
Graphique 2.11 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	79
Graphique 2.13 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	79
Graphique 2.14 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	80
Graphique 2.15 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	80
Graphique 2.16 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	81
Graphique 2.17 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	81
Graphique 2.18 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	82
Graphique 2.19 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	82
Graphique 2.20 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	83
Graphique 2.21 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	83
Graphique 2.22 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	84
Graphique 2.23 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	84
Graphique 2.24 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	85
Graphique 2.25 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	85

Graphique 2.26 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	86
Graphique 2.27 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne).....	86
Graphique 2.28 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide).....	87
Graphique 2.29 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	87
Graphique 2.30 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	88
Graphique 2.31 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne).....	88
Graphique 2.32 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide).....	89
Graphique 2.33 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	89
Graphique 2.34 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	90
Graphique 2.35 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne).....	90
Graphique 2.36 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide).....	91
Graphique 2.37 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	91
Graphique 2.38 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	92
Graphique 2.39 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne).....	92
Graphique 2.40 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide).....	93
Graphique 2.41 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	93
Graphique 2.42 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	94
Graphique 2.43 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne).....	94
Graphique 2.44 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide).....	95
Graphique 2.45 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	95
Graphique 2.46 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	95
Graphique 2.47 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne).....	96
Graphique 2.48 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide).....	97
Graphique 2.49 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	97

Graphique 3.1 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	109
Graphique 3.2 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne).....	109
Graphique 3.3: évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide)....	110
Graphique 3.4 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	110
Graphique 3.5: évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	111
Graphique 3.6 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne).....	111
Graphique 3.7 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide)....	112
Graphique 3.8 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	112
Graphique 3.9 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	113
Graphique 3.10 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne)...	113
Graphique 3.11 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide)...	114
Graphique 3.12 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	114
Graphique 3.13 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	115
Graphique 3.14 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne)...	115
Graphique 3.15 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide)....	116
Graphique 3.16 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	116
Graphique 3.17 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	117
Graphique 3.18 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne)...	117
Graphique 3.19 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide)...	118
Graphique 3.20 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	118
Graphique 3.21 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile molle).....	119
Graphique 3.22 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile moyenne)...	119
Graphique 3.23 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (argile très raide)...	120
Graphique 3.24 : évaluation de la pression q avec le déplacement $U_y$ (sol argileux).....	120

Graphique 3.25 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	121
Graphique 3.26 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	121
Graphique 3.27 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	122
Graphique 3.28 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	122
Graphique 3.29 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	123
Graphique 3.30 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	123
Graphique 3.31 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	124
Graphique 3.32 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	124
Graphique 3.33 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	125
Graphique 3.34 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	125
Graphique 3.35 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	126
Graphique 3.36 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	126
Graphique 3.37 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	127
Graphique 3.38 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	127
Graphique 3.39 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	128
Graphique 3.40 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	128
Graphique 3.41 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	129
Graphique 3.42 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	129
Graphique 3.43 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	130
Graphique 3.44 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	130
Graphique 3.45 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable lâche).....	131
Graphique 3.46 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable moy).....	131
Graphique 3.47 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sable danse).....	132
Graphique 3.48 : évaluation de la pression $q$ avec le déplacement $U_y$ (sol sableux).....	132

Graphique 4.1 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élanement (Semelle continue- cas des argiles).....	137
Graphique 4.2 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élanement (Semelle circulaire- cas des argiles) .....	138
Graphique 4.3 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élanement (Semelle continue- cas de sable).....	138
Graphique 4.4 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élanement (Semelle circulaire- cas de sable).....	139
Figure 5.1 : courbe de comparaison des valeurs du $K_c$ issu de calcul avec celle du règlement DTU-13.12 pour une fondation continue pour un sol argileux.....	142
Figure 5.2 : courbe de comparaison des valeurs du $K_c$ issu de calcul avec celle du règlement DTU-13.12 pour une fondation continue pour un sol sableux.....	143
Figure 5.3 : courbe de comparaison des valeurs du $K_c$ issu de calcul avec celle du règlement DTU-13.12 pour une fondation circulaire pour un sol argileux.....	144
Figure 5.4 : courbe de comparaison des valeurs du $K_c$ issu de calcul avec celle du règlement DTU-13.12 pour une fondation circulaire pour un sol sableux.....	145

Tableau 1.1 : Facteur de la portance suivant TERZAGHI.....	20
Tableau 1.2 : valeurs du coefficient $\alpha$ selon Ménard [2].....	46
Tableau 1.3 : valeurs du coefficient $\alpha$ selon Ménard pour la roche [2].....	47
Tableau 1.4 : valeurs des coefficients de forme [2].....	47
Tableau 1.5 : Rapports $E/q_c$ trouvés pour différents auteurs. [2].....	50
Tableau 1.6 : Marges recommandées du coefficient A de Skempton [3].....	55
Tableau 1.7 : Valeur du coefficient $\alpha$ [3].....	55
Tableau 2.1: valeurs des paramètres du modèle Mohr-Coulomb pour la modélisation numérique (Sols argileux).....	63
Tableau 2.2 : Valeurs des paramètres du modèle Mohr-Coulomb pour la modélisation numérique (Sols sableux).....	64
Tableau 4.1 : Valeurs du facteur de cône $N_k$ .....	136
Tableau 4.2: Valeurs du facteur de cône $N_k$ .....	138

# ***INTRODUCTION GENERALE***

Fonder une construction est une des plus anciennes activités du bâtiment et des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol ou de la roche à supporter les structures (bâtiments, usines, barrages, ponts etc..), les fondations peuvent être superficielles ou profondes. La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols.

Les procédures de calcul classiques de la capacité portante et de tassement basées sur la méthode de l'équilibre limite imposent, d'une part, les directions des plans de ruptures. D'autre part ces théories supposent que le sol se comporte comme un matériau associé, avec un angle de dilatance  $\psi$  égal à l'angle de frottement interne  $\phi$ . Il est bien connu que pour les sols réels, l'angle de dilatance est généralement considéré inférieur à l'angle de frottement interne.

Ce travail est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine de l'analyse numérique pour le calcul de la capacité portante et du tassement d'une fondation superficielle. La méthode des éléments finis est utilisée dans la présente étude en se basant sur le logiciel Plaxis 8.2.

Le présent mémoire est composé d'une introduction générale, suivie de cinq chapitres chacun ayant une conclusion partielle et en fin, il comporte une conclusion générale.

- Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique, la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement ainsi que les différents mécanismes de rupture de ces fondations ont été présentés également dans ce chapitre, les différentes méthodes de calcul de la capacité portante et du tassement et présentation des logiciels Plaxis et FLAC.

- Le deuxième chapitre présente la simulation numérique du problème de capacité portante pour une fondation continue en petites déformations dans un sol d'épaisseur infinie, soumise à un déplacement imposé. La loi de comportement du sol est élastoplastique parfaite avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb.

- Le troisième chapitre présente la simulation numérique du problème de capacité portante pour une fondation circulaire dans un sol d'épaisseur infinie, soumise à un déplacement imposé. La loi de comportement du sol est élastoplastique parfaite avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb.

• Le quatrième chapitre présente la corrélation de la capacité portante avec la résistance pénétrométrique  $q_c$

• Enfin, dans le dernier chapitre, on détermine les valeurs du facteur de portance pénétrométrique  $K_c$  proposée par cette simulation en vue de déterminer la capacité portante  $q_1$  et on termine par une étude comparative de ces résultats avec ceux trouvés de DTU 13-12.

On termine ce travail avec une conclusion, en soulevant les principaux résultats à retenir et les perspectives de futures recherches.

**Chapitre -1-**  
**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

# Chapitre -I-

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### Introduction

La partie inférieure d'une structure qui transmet les charges au sol est désignée par le terme « fondations ». Les fondations peuvent être classées en deux majeures catégories, ce sont les fondations superficielles et les fondations profondes.

### 1.1. Généralité

#### 1.1.1. Définition des fondations

On peut définir une fondation comme un élément de structure d'un bâtiment qui sert et assure la transmission et la répartition des charges de l'ouvrage. Cet élément est la face cachée ou bien la partie enterrée de chaque ouvrage.

On peut classer les fondations en trois grandes catégories, la première est celle des fondations superficielles, à son tour elle se divise en trois sous-groupes qu'on va les voir par la suite avec plus de détail, la deuxième famille et celle des fondations semi-profondes, et en fin la troisième est la celle des fondations profondes. La figure [1.1] schématise cette classification.

Cette classification des fondations se base sur deux paramètres essentiels : la fiche « D » qui représente la hauteur de l'encastrement et la largeur de la base de la fondation « B » comme suite :

- Une fondation est dite superficielle si :  $\frac{D}{B} < 4$  et  $D < 3m$  .
- Une fondation est dite semi profonde si :  $4 \leq \frac{D}{B} \leq 10$  .
- Une fondation est dite profonde si :  $\frac{D}{B} > 10$  .

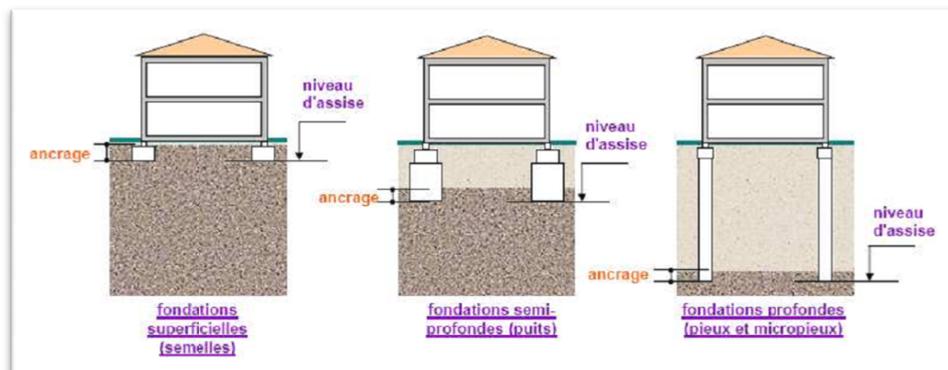


Figure 1.1 : types des fondations

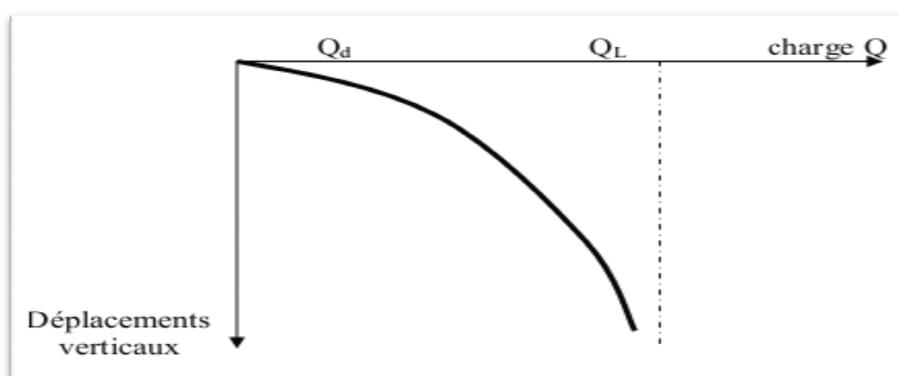
### 1.1.2. Définition des fondations superficielles

Une fondation est dite superficielle si «  $\frac{D}{B} < 4$  » et «  $D < 3m$  », d'où on peut conclure qu'elles sont des fondations faiblement encastées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles du terrain. Ce type des fondations est exploité sur des sols de bonne portance. Ces fondations sont le type le plus fréquent à cause de leurs simplicités et rapidité de réalisation, et bien sûr leur faible coût.

De leurs côté, les fondations superficielles sont réparties en trois sous-groupes : fondation isolé si la largeur de la fondation «  $B$  » est comparable à sa longueur «  $L$  », en d'autres termes si «  $\frac{L}{B} \leq 5$  », fondation continue si la largeur de la fondation «  $B$  » est très petite devant sa longueur «  $L$  », soit en pratique «  $\frac{L}{B} > 5$  » ;enfin on trouve le radier général.

### 1.1.3. Définition de la capacité portante

Si on applique une charge «  $Q$  » croissante à une fondation, au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire (Les déplacements verticaux croissent proportionnellement à la charge appliquée). A partir d'une certaine charge «  $Q_C$  », les déplacements ne sont plus proportionnels à la charge. Enfin, pour une charge «  $Q_L$  » les déplacements deviennent incontrôlables, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure, voir [figure (1-2)]. Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation, en d'autres termes c'est la charge maximale que le sol peut supporter sous une fondation.



1.1 Figure 1.1 : Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux Sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R.Frank).

#### **1.1.4. Définition du tassement**

Le tassement d'une fondation est une déformation verticale descendante due à une application de contrainte extérieure pouvant être issue d'un ouvrage, remblai ...etc. On distingue deux types de tassement : uniforme et différentiel. Ce dernier se manifeste en fonction de l'homogénéité du terrain et la répartition des charges, ainsi que ce type de tassement est un grave facteur de désordre par rapport au tassement uniforme.

Le tassement se manifeste presque instantanément dans les sols grenus non saturé, mais au niveau des sols saturé il peut s'étendre sur quelques secondes pour les sols grenus, jusqu'à une dizaine d'années pour les sols fins.

#### **1.1.5. Rappel sur les essais in-situ**

##### **1.1.5.1. Essai pressiométrique (P . M . T)**

###### **A. Principe de l'essai**

L'essai pressiométrique de Ménard (norme NFP 94-110) possède de multiples avantages, c'est un essai praticable dans tous types de sol ce qui présente un avantage très important.

L'essai pressiométrique est un essai de chargement statique du terrain en place grâce à une sonde dilatable. Il consiste à descendre à une profondeur donnée la sonde cylindrique dans un sondage conçu à cet essai. La variation de volumes du sol est mesurée en fonction de la pression radiale appliquée jusqu'à la rupture du sol.

###### **B. L'appareil pressiométrique de Ménard**

Un pressiomètre comporte trois parties comme on peut le distinguer sur la figure :

- **Le comparateur pression-volume (C.P.V)**

Cet appareil placé en surface auprès du forage permet de dilater la sonde et de mesurer la relation pression déformation correspondante. Dans un CPV, on distingue les organes essentiels suivants :

- une bouteille de gaz sous pression et un mano-détendeur.

- un indicateur de volume permettant d'apprécier au moins le cm<sup>3</sup>.
- une série de manomètre dont la gamme de mesure est adaptée aux pressions à mesurer.

- **La sonde tricellulaire :**

Elle comporte trois cellules. La cellule centrale, dite de mesure, gonflée à l'eau et deux cellules d'extrémité dites cellules de garde gonflées au gaz. La cellule standard a un diamètre extérieur de 57 mm et une longueur totale de 45 cm. La cellule de mesure a une longueur de 21 cm.

- **Les tubulures de connexion:**

Le CPV et la sonde sont reliés par deux tubes plastiques semi-rigides coaxiaux servant à conduire l'eau et le gaz sous pression.

### **C. Exécution de l'essai**

Le forage est réalisé de telle sorte que sa paroi demeure pratiquement intacte, que son diamètre soit adapté à celui de la sonde (63 ou 76 mm) et que les sols voisins soient les moins perturbés possibles. La sonde est placée au niveau désiré et les paliers de chargement sont effectués avec le CPV, comme on peut l'apercevoir sur la figure [1.3].

Dans les terrains graveleux où l'équilibre des parois n'est pas assuré, la sonde sera placée dans un tube fendu déformable radialement, introduit dans le terrain par battage, vibrofonçage ou forage simultané.

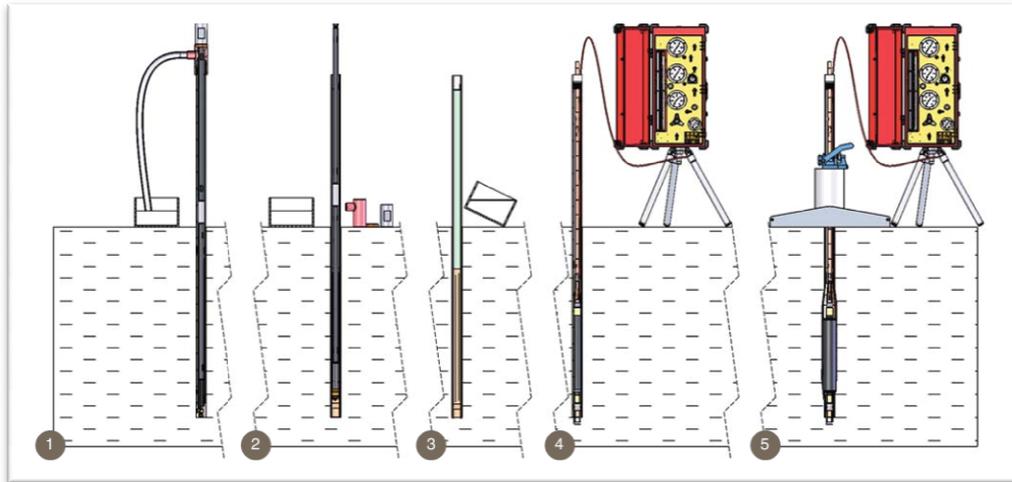


Figure 01.2 :Mode d'exécution de l'essai P.M.T

### 1.1.8. Essai de pénétration statique

#### A. Principe de l'essai

L'essai CPT consiste à enfoncer dans le sol un cône de faible diamètre (30 à 100 mm) accompagné de son train de tiges avec une vitesse constante de l'ordre de 2 cm/s.

L'essai permet de mesurer la résistance en pointe  $q_c$  du sol ainsi que les frottements latéraux.

#### B. L'appareillage

Il existe deux types de pénétromètre, un premier pénétromètre à cône fixe et un deuxième à cône mobile comme suite :

#### C. Pénétromètre à cône fixe

Ce type d'appareillage possède un cône collé à sa tige, d'autre termes le cône et sa tige forme un seule bloc.

Avec ce type d'appareillage on mesure l'effort en pointe «  $Q_p$  » et l'effort total de pénétration «  $Q_t$  » de la tige et ces deux paramètres sont mesurés simultanément.

L'effort de frottement latéral «  $Q_f$  » est obtenue par la différence de deux efforts comme suite :

$$Q_f = Q_t - Q_p$$

Les mesures des deux paramètres ( $Q_p$  et  $Q_t$ ) se font d'une façon continue tous le long de la pénétration à l'aide des capteurs de force.

#### D. Pénétromètre à cône mobile

Contrairement au type précédent le cône n'est pas fixé à sa tige c'est-à-dire ils ne forment pas un seul corps, le cône peut se déplacer et s'enfoncer alors que la tige reste fixe. Au cours de réalisation de l'essai, à une profondeur donnée, on peut fixer la tige et la pointe continuera de s'enfoncer dans le sol d'environ 4cm. D'où on dit qu'on a mesuré l'effort en pointe «  $Q_p$  », ensuite après avoir mesuré «  $Q_p$  » on fait descendre l'ensemble tige et point sur une profondeur d'environ 16cm se qui nous permis de mesurer l'effort total «  $Q_t$  », ainsi que l'effort de frottement latéral soit obtenu par la déférence des deux paramètres mesuré ( $Q_t$  et  $Q_p$ ), le principe et expliqué sur la figure[1.4].

Avec ce type de pénétromètre contrairement au type précédent, les mesures des deux paramètres ( $Q_p$  et  $Q_t$ ) se font d'une façon discontinue.

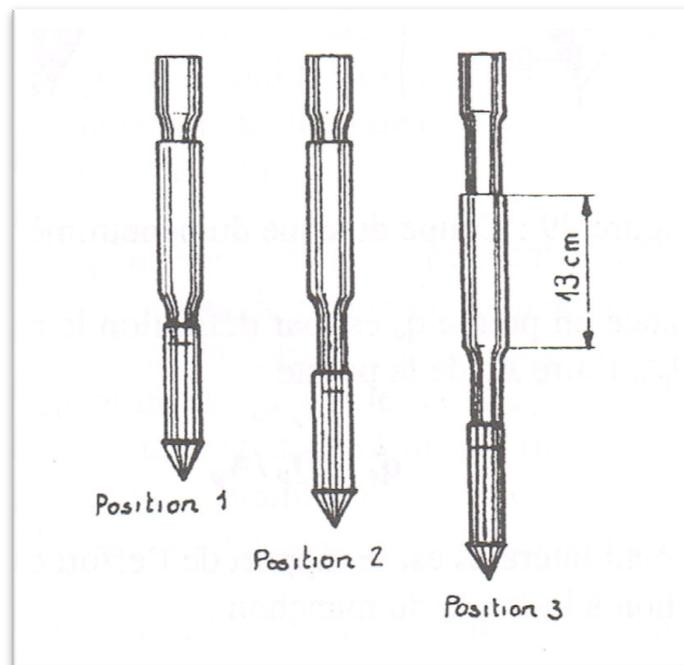


Figure 1.4 : Schéma de principe du pénétromètre à cône mobile [2]

### 1.1.9. Essai de pénétration dynamique (D . P . T)

#### A. Principe de l'essai

L'essai (D . P . T) est considéré comme l'essai le plus simple et le moins coûteux des essais in-situ. Son principe consiste à battre un train de tiges mené par une pointe conique dans le sol. Ce train de tige est enfoncé à l'aide d'un mouton de masse « M », tombant en chute libre d'une hauteur « H », on notant le nombre de coups « N<sub>d</sub> » nécessaire pour une pénétration « h » de la pointe, on calcule la résistance dynamique à la pénétration « q<sub>d</sub> » avec la formule suivante appelée formule des Hollandais :

$$q_d = \frac{M \cdot g \cdot H}{S_p \cdot v} \frac{M}{M + M'}$$

- M' : masse totale des tiges, du guide et de l'enclume.
- M : masse du mouton.
- H : hauteur de chute du mouton.
- S<sub>p</sub> : aire de la section droite du cône.
- g : accélération de la gravité terrestre (10 m/s<sup>2</sup>).
- v : pénétration pour un coup (v=h/N<sub>d</sub>, h≈10 ou 20cm est l'enfoncement de la pointe).

#### B. L'appareil de pénétromètre dynamique

L'appareil de pénétration dynamique se compose essentiellement de quatre parties comme suite :

- Le mouton sous forme d'une masse « M » tombant en chute libre en battant l'enclume du pénétromètre.
- L'enclume qui reçoit et transmet l'énergie de battage au train de tiges.
- Les tiges, à leurs tours vont transmettre l'énergie de battage à la pointe.
- Et enfin la pointe caractérisée par son diamètre et son angle.

Ainsi qu'il existe quatre catégories d'appareils qui sont :

- La première catégorie comporte les appareils doté d'une pointe ayant le même diamètre que celui des tiges, d'où le battage provoque une résistance en pointe ainsi qu'un effort de frottement latéral tout le long des tiges, ce qui peut représenter un battage d'un modèle réduit d'un pieu.
- La deuxième catégorie comporte les appareils munis par une pointe ayant un diamètre supérieur à celui des tiges, ce qui crée un vide entre le sol et les tiges qui annule l'effort de frottement latéral donc on mesure seulement la résistance dynamique en pointe.

Mais en réalité il existe certain effort de frottement, ce dernier est généralement négligeable devant la résistance en pointe seulement pour les dix premier mètres du sondage selon Meyerhof.

- La troisième catégorie ressemble à la deuxième, appareil avec pointe débordante, sauf qu'on ajoute un tubage de revêtement. Après le battage de la ointe et son train de tiges, un tube ouvert et extérieur aux tiges est battu, cela permettra d'éliminer le frottement latéral, sauf que l'essai prendre plus de temps car on a un double travail ainsi qu'une fois l'essai est achevé la récupération du tube de revêtement est difficile à cause des frottements latérales.
- La quatrième et la dernière catégorie comporte une pointe débordante et l'injection d'une boue de forage dans l'espace qui se trouve entre les tiges et les parois du forage, on site à titre d'exemple le pénétromètre de SERMES.

Il existe aussi quatre types d'essai (D . P . T) selon la taille du cône et l'énergie de battage :

- L'essai DPL : pénétration dynamique lourd.
- L'essai DPM : pénétration dynamique moyenne.
- L'essai DPH : pénétration dynamique lourd.
- L'essai DPSH : pénétration dynamique super lourd.

## 1.2. Les méthodes de calcul de la capacité portante

### 1.2.1. Les méthodes classiques

Deux types de méthodes classiques de calcul de la capacité portante sont développées : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques dites méthodes « C- $\varphi$  »), et les méthodes à partir des résultats des essais in-situ (CPT, DPT, SPT.....).

#### 1.2.1.1. Méthodes basées sur les essais de laboratoire ou méthode(C- $\varphi$ )

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de C et  $\varphi$  est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence.

##### 1.2.1.1.1. Méthodes de calcul de la capacité portante pour le cas d'un chargement

###### Vertical

Aucune solution mathématique rigoureuse ne permet encore d'analyser le phénomène de la Rupture. Bien des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices quant aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

En dépit de ces insuffisances, les comparaisons entre les capacités portantes de Modèles réduits et de fondations en vraie grandeur montrent que la marge d'erreur est un peu plus grande que pour les problèmes de stabilité avec les autres matériaux.

Les études de stabilité à la rupture (habituellement dénommée cisaillement total) reposent sur l'hypothèse que le sol se comporte comme un matériau plastique idéal. Cette hypothèse fut avancée pour la première fois par Prandtl au sujet du poinçonnement des métaux, puis étendue à l'étude des sols par Terzaghi, Meyerhof, Buisman, Caquot & Kérisel et De Beer & Vesic. Leur approche générale du problème est identique : une fondation de longueur infinie et de largeur B exerce une pression moyenne  $q_L$  sur un sol homogène dont le poids spécifique est  $\gamma$ .

La charge qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle.

On se trouve donc en présence d'un problème à deux dimensions.

## A. Théorie de Rankine (les coins de Rankine)

La figure (1.4) représente une semelle de rapport  $(L/B)$  très grand et un encastrement  $D$ , et qui repose sur un sol de cohésion  $C$ , avec un angle de frottement  $\varphi$ .

La figure (1.5) représente les coins de Rankine utilisés dans cette analyse.

- Le coin I est un coin actif,
- Le coin II est un coin passif.

Les résistances horizontales ou latérales et qui agissent sur l'interface des deux coins sont désignées par «  $P$  » et elles se caractérisent par une même magnitude et deux directions opposées.

Cependant, la force  $P$  associée au coin (I) représente la pression active, tandis que la force  $P$  du coin (II) est la pression passive.

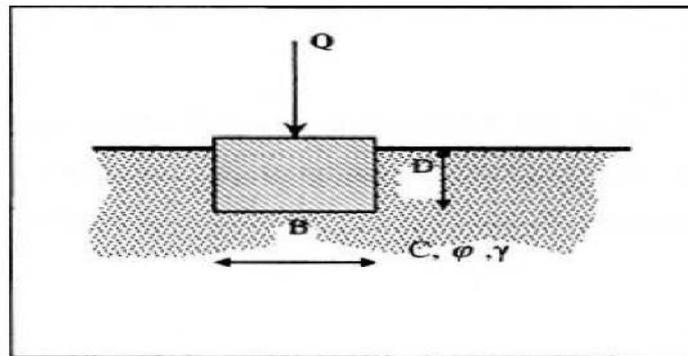


Figure 1.4 : Semelle reposant sur un sol  $(c, \varphi)$

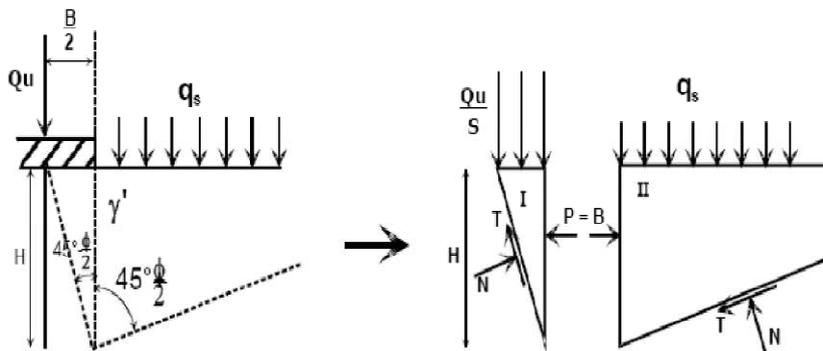


Figure 1.5 : Les coins de Rankine

- Pour le cas passif (coin II) nous avons :

$$P = \frac{1}{2}\gamma K_p H^2 + 2C\sqrt{K_p} + qK_p H$$

D'où,  $K_p = \tan^2[45 + \frac{\phi}{2}]$

- Pour le cas actif nous avons :

$$P = \frac{1}{2}\gamma K_a H^2 + 2CH\sqrt{K_a} + q_l K_p H$$

D'où,  $K_a = \tan^2[45 - \frac{\phi}{2}]$

Les deux résultantes sont supposées avoir une même magnitude, alors on peut écrire :

$$\frac{1}{2}\gamma K_p H^2 + 2C\sqrt{K_p} + qK_p H = \frac{1}{2}\gamma K_a H^2 + 2CH\sqrt{K_a} + q_l K_p H$$

L'expression qui donne la charge maximum que supportera la semelle :

$$q_l = \frac{1}{2}\gamma H \left(\frac{1}{K_a}\right) (K_a - K_p) + \frac{2C}{K_a} (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) + qK_p^2$$

Mais,  $K_p = \frac{1}{K_a}$ ; alors d'après la figure

$$H = \frac{B}{2 \tan(45 - \frac{\phi}{2})} = \frac{B}{2\sqrt{K_a}}$$

Alors, l'expression de  $q_l$  devient :

$$q_l = \frac{1}{4}\gamma B K_p^{\frac{3}{2}} (K_p - K_p^{-1}) + 2CK_p \left(K_p^{\frac{1}{2}} + K_p^{\frac{-1}{2}}\right) + qK_p^2$$

Ou bien ;

$$q_l = \gamma B \left(K_p^{\frac{5}{2}} - K_p^{\frac{1}{2}}\right) + 2C \left(K_p^{\frac{3}{2}} + K_p^{\frac{1}{2}}\right) + qK_p^2$$

Qui s'écrit sous la forme condensée :

La capacité portante :

$$q_l = C \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Avec ;

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( K_p^{5/2} - K_p^{1/2} \right).$$

$$N_c = 2 \left( K_p^{3/2} + K_p^{1/2} \right).$$

$$N_q = K_p^2$$

Où :

$N_\gamma$  : est le facteur de surface

$N_c$  : est le facteur de cohésion

$N_q$  : est le facteur de profondeur

Le schéma de Rankine n'est q' une approximation très grossière du comportement réel du sol. En réalité, les expérimentations sur modèles réduits montrent que sous la fondation se forme un coin, limité par des forces planes inclinées qui s'enfonce avec la semelle et se conduit en corps solide. Il exerce une poussée sur le sol adjacent qui réagit en butée avec frottement sol/ sol.

## B. Théorie de Prandtl (1920)

D'après Prandtl, le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de la fondation est lisse, donc un état actif de Rankine est développé dans le coin AA'O (Figure 1.6).[7]

Le système est formé par trois zones successives.

- La zone I en équilibre de poussée de Rankine.
- La zone II en équilibre de Prandtl.
- La zone III en équilibre de butée de Rankine.

Dans la zone I et III, la famille de lignes de glissement est formée de droites.

Dans la zone II, une famille de ligne de glissement est constituée de courbe. Il s'agit de lignes de glissement appartenant à cette même famille et qui sont homothétiques entre elles et forment des spirales logarithmiques. L'autre famille des lignes de glissement est formée de droites, faisant un angle de  $\phi$  avec la normale aux points d'intersection avec les spirales, et ayant toutes un point de rebroussement à l'intersection des deux surcharges.

Il est à noter que les spirales logarithmiques peuvent s'écrire sous la forme, en coordonnées polaires, de :

$$(r=r_0 \cdot e^{\theta \tan \phi})$$

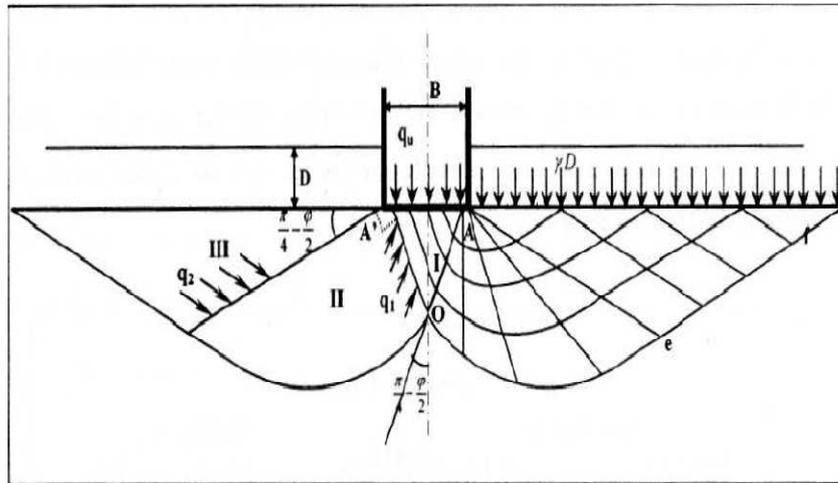


Figure 1.6 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base Liss[7]

Le problème se ramène à l'étude de l'équilibre du bloc (AOe) en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces est nul.

Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant d'angle de frottement interne  $\phi$  et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniforme, a été résolu pour la première fois par Prandtl [1920].[7]

On notera  $q_1$  et  $q_2$  les intensités des contraintes critiques qui agissent respectivement sur les rayons polaires AO et Ae. L'équilibre de poussée et de butée de Rankine dans un milieu non pesant donne:

$$q_1 = q_u \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$q_2 = \gamma \cdot D \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

On peut traduire l'équilibre du bloc AOe en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces appliquées est nul.

Soit ;

$$\frac{AO}{2} \cdot AO \cdot q_1 \cdot \tan \phi - \frac{Ae}{2} \cdot Ae \cdot q_2 \cdot \tan \phi = 0$$

On a alors

$$\frac{AO}{Ae} = e^{-\varepsilon \tan \phi}$$

Donc,  $q_1$  et  $q_2$  sont liés par la relation suivante dans l'équilibre de Prandtl :

$$\frac{q_1}{q_2} = \left(\frac{AO}{A_e}\right)^2 = e^{-2 \cdot \varepsilon \cdot \tan \varphi} = e^{-\pi \tan \varphi}$$

Puisque l'angle  $\varepsilon$  que fait AO et  $A_e$  est égale à  $\frac{\pi}{2}$

On aboutit donc finalement ;

$$q_L = \gamma \cdot D \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

C'est-à-dire :

$$N_q = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl-Caquot, car ces deux auteurs l'on publiée, indépendamment l'un de l'autre vers [1920].

### C. Théorie de Terzaghi (1943) :

En 1948, Terzaghi propose une théorie assez bien conçue pour déterminer la capacité portante pour une fondation superficielle (rigide, continue, et avec une base rugueuse) supportée par un sol homogène d'assez grande profondeur ; Terzaghi définit les paramètres géométriques de la fondation superficielle comme suite :  $B \leq D_f$  ( $B$  : Largeur de la semelle),  $D_f$  Profondeur de l'ancrage. La surface de rupture dans le sol provoquée par la charge ultime ( $q_u$ ) ; la surface de rupture du sol sous la fondation peut être divisée en trois (03) majeures zones. Ce sont : Zone  $abc$  : c'est zone triangulaire élastique située immédiatement sous la fondation.[8]

L'inclinaison des faces  $ac$  et  $bc$  avec l'horizontale est l'angle  $\alpha = \Phi$  (angle de frottement du sol).

Zone  $bcf$ . Cette zone est dite zone de cisaillement radial de Prandtl.

Zone  $bfg$ . C'est la zone passive de Rankine. Les lignes inclinées dans cette zone font un angle de  $\pm (45\Phi/2)$  avec l'horizontale. Il est à noter que la zone de cisaillement radial '2', et la zone passive de Rankine '3' existe aussi à gauche du triangle élastique zone  $abc$ , cependant ils ne sont pas montrés.

La ligne  $cf$  est un arc spiral logarithmique définie par l'équation ( $r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \Phi}$ )

Les lignes  $bf$  et  $fg$  sont des lignes rectilignes. En principe, la droite  $fg$  continue jusqu'à la surface du sol, mais Terzaghi a supposé que le sol au-dessus du niveau de la base de la semelle est remplacé par une surcharge  $= \gamma D_f$ .

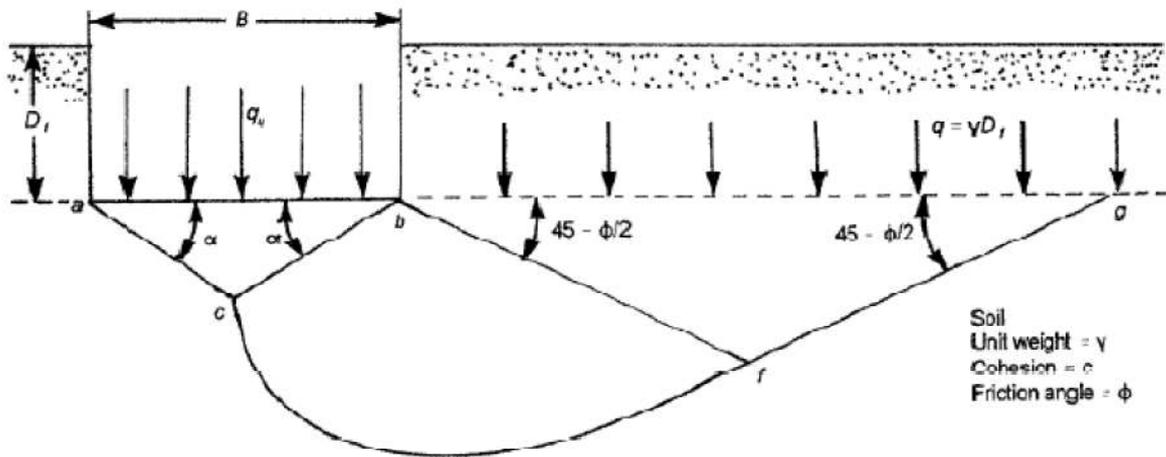


Figure 1.7 : surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi[8]

La contrainte de cisaillement dans le sol est donnée par :

$$\tau = \sigma' \tan \phi + C$$

Où  $\sigma'$  : est la contrainte effective normale

Et  $c$  : cohésion

La capacité portante,  $q_u$ , de la fondation peut être déterminée en considérant les faces  $ac$  et  $bc$  du triangle  $abc$  et en déterminant les forces passives sur chaque face provoquant la rupture.

Il est à noter que la force passive  $P_p$  est une fonction de la surcharge  $q = \gamma \cdot D_f$ , cohésion  $c$ , poids volumique  $\gamma$ , et de l'angle de frottement interne  $\Phi$  du sol.

D'après la Figure (1.8), la force passive  $P_p$  sur la face  $bc$  par unité de longueur de la fondation est:

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma}$$

Avec :  $P_{pq}$ ,  $P_{pc}$  et  $P_{p\gamma}$  composantes de la force passive dues respectivement à  $q$ ,  $c$ , et  $\gamma$ .

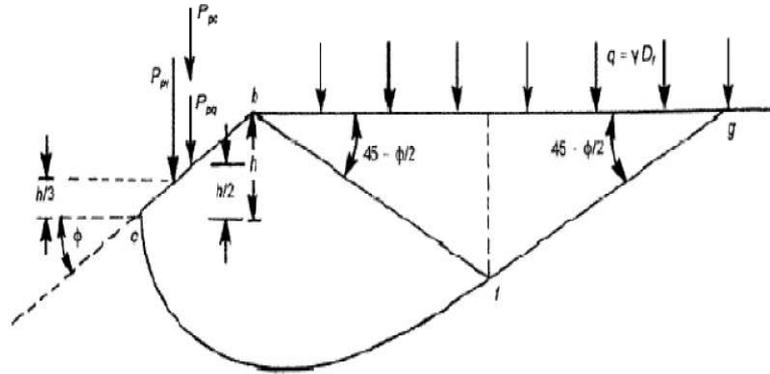


Figure 1.8 : les forces passives agissant sur la face bc du triangle abc[8]

Par ailleurs il est important de noter que les directions  $P_{pq}$ ,  $P_{pc}$ , et  $P_{p\gamma}$  sont verticales, et puis la face  $bc$  fait un angle  $\Phi$  avec l'horizontale, et  $P_{pq}$ ,  $P_{pc}$ , et  $P_{p\gamma}$  doivent faire un angle  $\Phi$  avec la normale de  $bc$ , pour obtenir les valeurs de  $P_{pq}$ ,  $P_{pc}$ , et  $P_{p\gamma}$  la méthode de superposition peut être utilisée, mais ce n'est pas une solution exacte.

Ainsi il a été démontré que

$$q_q(B.1) = 2P_{pq}$$

$$q_q = \frac{2P_{pq}}{B} = q \underbrace{\left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right]}_{N_q} = qN_q$$

Pareillement l'expression des termes  $q_c$  et  $q_\gamma$  ont été démontré :

$$q_c = C \cot\phi \underbrace{\left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right]}_{N_c} = CN_c = C \cot\phi (N_q - 1)$$

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left( \frac{1}{4} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2\phi - \frac{B^2}{4} \gamma \tan\phi \right) = \frac{1}{2} \gamma B \underbrace{\left( \frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2\phi - \frac{\tan\phi}{2} \right)}_{N_\gamma} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Avec  $k_{py}$  = coefficient de poussé des terres (passive)

La charge ultime par unité de surface de la fondation (c'est-à-dire la capacité portante  $q_l$ ) pour un sol avec cohésion  $c$ , et un poids spécifique  $\gamma$  peut s'écrire d'onc :

$$q_u = q_q + q_c + q_\gamma$$

En remplaçant  $q_q$ ,  $q_\gamma$  et  $q_c$  par leurs expressions trouvées précédemment, on aura comme expression de la capacité portante

$$q_l = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

Où  $N_c$ ,  $N_q$ , et  $N_\gamma$  sont les facteurs de la capacité portante

$$N_c = \cos \varphi \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4-\varphi}\right) \tan \varphi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi+\varphi}{4}\right)} - 1 \right] = \cot \varphi (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4-\varphi}\right) \tan \varphi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_{py}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \tan \varphi$$

Les valeurs des facteurs sont présentées sur le tableau (1.1), les valeurs de  $N_\gamma$  sont obtenues par Kumbhojbar (1993)[5]

Tableau 1.1 : facteur de la capacité portante suivant Terzagui

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.1	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

### 1.2.1.1.2. Méthodes de calcul de la capacité portante pour des cas particuliers

Le problème de la capacité portante exposé précédemment suppose que le sol supportant la fondation est homogène et s'étend sur une grande profondeur sous de la fondation, et on suppose aussi que la surface du sol est horizontale, cependant ceci n'est vrai pour tous les cas.

Il est possible de rencontrer une couche rigide à faible profondeur, ou un sol stratifié avec des couches de caractéristiques mécaniques différentes, où qu'il soit nécessaire de construire une fondation sur ou près d'un talus. C'est le problème de la capacité portante de ces cas que nous essayons d'aborder dans cette section.

#### A. Fondations supportées par une couche de sol au-dessus d'une base rigide

La Figure. (1.9) : montre une semelle continue rigide à base rugueuse supportée par une couche de sol qui s'étend sur une grande profondeur. La capacité portante de cette fondation peut être exprimée (en négligeons le facteur de profondeur).

$$q_l = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

La profondeur de la zone de rupture dans le sol due à la charge ultime qu'est égale à D. La valeur de D obtenue pendant l'évaluation du facteur de la capacité portante  $N_c$  et  $N_q$  par Meyerhof est donné sous une forme non dimensionnelle dans **la figure (1.11)**. De la même façon, la magnitude de D obtenue par Lingren et Mortensen (1953) pendant l'évaluation de  $N_\gamma$  est donné dans **Figure (1.12).**[6]

Maintenant si une base rugueuse rigide est localisée à une profondeur  $H < D$  au-dessous de la base de fondation, un développement complet de la surface de rupture dans le sol sera limité.

Dans un tel cas, la zone de rupture du sol et le développement des lignes de glissement à la charge ultime sera comme indiqué dans la **figure.(1.10)**. Mandel et Salencon (1972) ont déterminé les facteurs de la capacité portante pour un tel cas par intégration numérique en utilisant la théorie de plasticité. La capacité portante d'une fondation continue rugueuse avec une base rugueuse rigide localisée à une petite profondeur peut être donnée par la relation [9]

$$q_l = cN_c^* + qN_q^* + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma^*$$

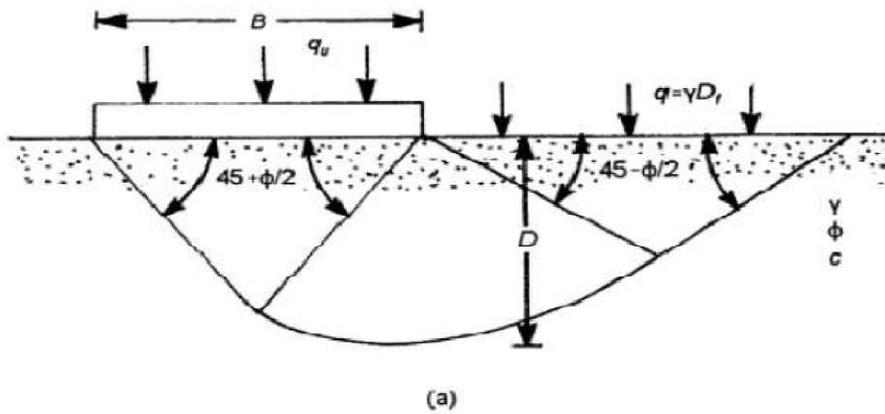


Figure 1.9 : Sol homogène s'étendant à une grande profondeur

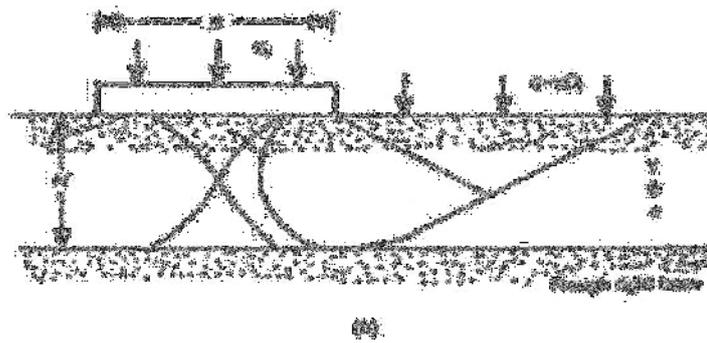


Figure 1.10 : surface de rupture sous une fondation continue rigide. (Base rigide et rugueuse à faible profondeur)

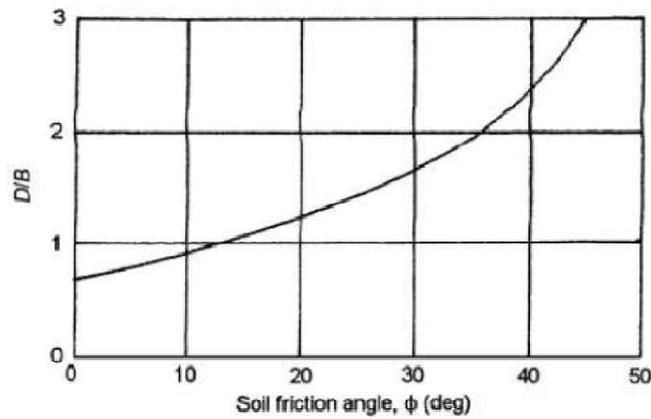


Figure 1.11 : Variation de D/B avec l'angle de frottement du sol pour  $(N_c$  et  $N_q)$ [6]

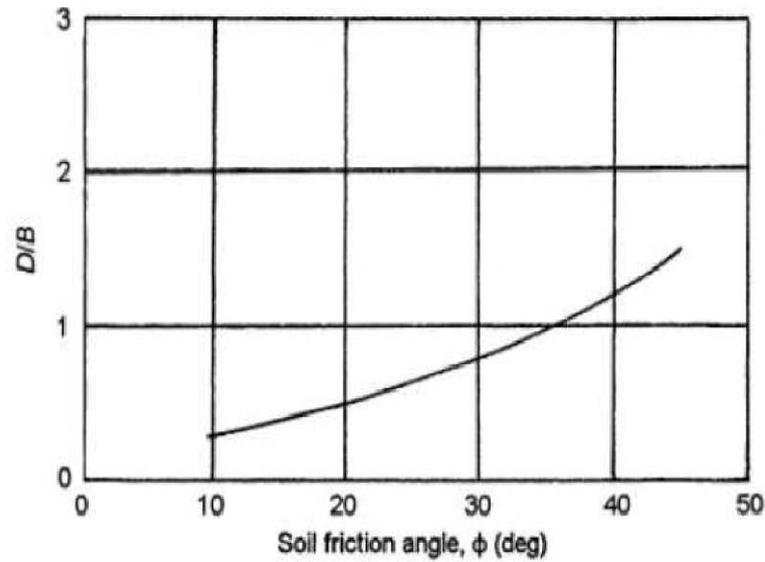


Figure 1.12 :Variation de D/B avec l'angle de frottement (pour  $N\gamma$ ).

Notons que, pour  $H \geq D$ ,  $Nc^* = Nc$ ,  $Nq^* = Nq$ , et  $N\gamma^* = N\gamma$  (Lundgren et Mortensen 1953). Les variations de  $Nc^*$ ,  $Nq^*$ , et  $N\gamma^*$  avec  $H/B$  et l'angle du frottement du sol  $\Phi$  sont donnés dans les figures. (1.12) (1.13) et (1.14), respectivement.

En négligeant les facteurs de la profondeur, la capacité portante ultime des fondations circulaires et rectangulaires rugueuses sur une couche du sable ( $c = 0$ ) avec une base rigide rugueuse localisée à une petite profondeur peut être donnée comme :

$$q_u = q N_q^* \lambda_{q_s}^* + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma_s}^*$$

Les facteurs de forme cités ci-dessus varient en fonction de  $H/B$  et  $\Phi$ . Basés sur le travail de Meyerhof et Chaplin (1953) et avec l'hypothèse simplificatrice qui, dans les plans radiaux, les contraintes et les zones du cisaillement sont identiques à ceux dans les plans transversaux, Meyerhof (1974) a évalué les valeurs approximatives de  $\lambda_{q_s}^*$  et  $\lambda_{\gamma_s}^*$  comme : [6]

$$\lambda_{q_s}^* = 1 - m_1 \left( \frac{B}{L} \right)$$

$$\lambda_{\gamma_s}^* = 1 - m_2 \left( \frac{B}{L} \right)$$

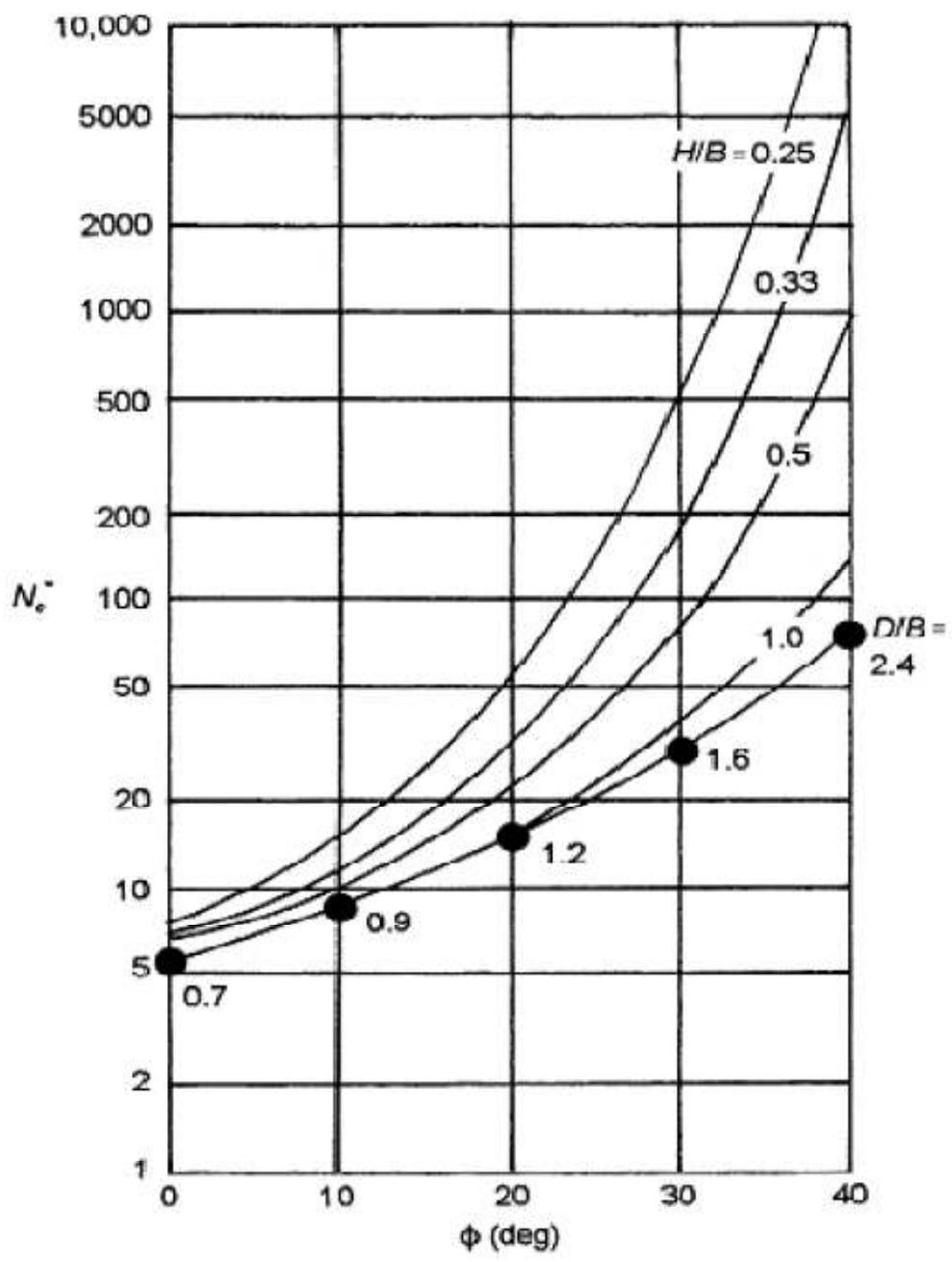


Figure 1.12 : facteur de la capacité portante de Mandel et Salençon  $N_c^*$

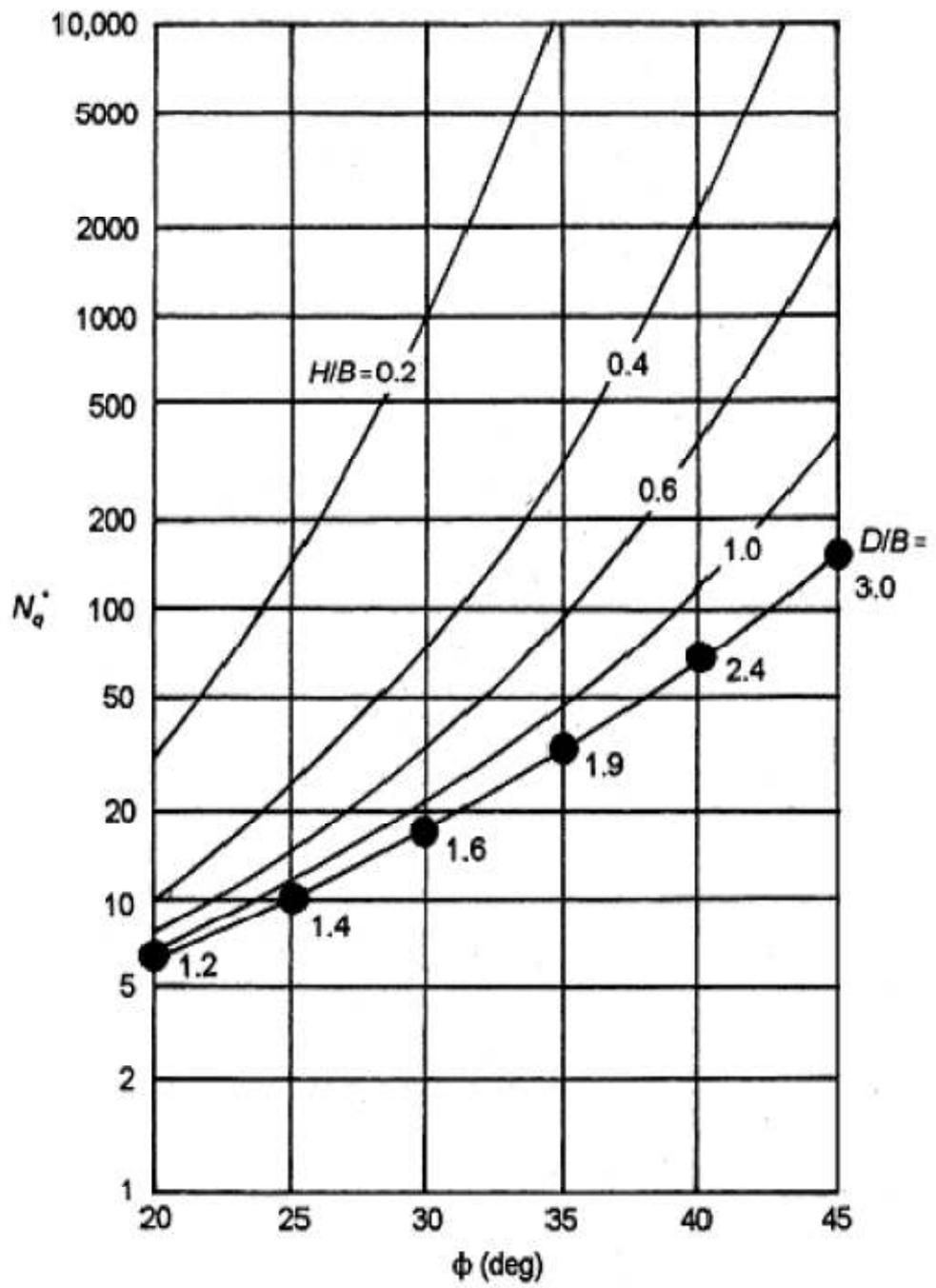
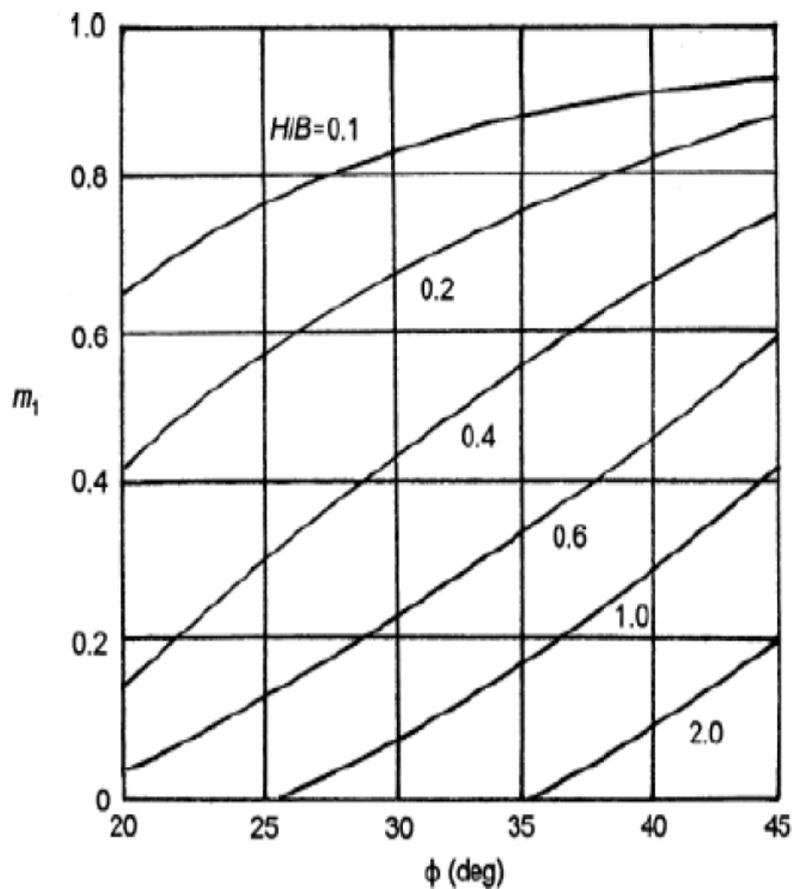


Figure 1.14 : facteur de la capacité portante de Mandel et Salençon  $N_q^*$ [9]

La variation de  $m_1$  et  $m_2$  avec  $H/B$  et  $\Phi$  est donnée dans les **figures (1.15) et (1.16)**. Pfeifle et Das (1979) ont dirigé des essais de modèles réduits de laboratoire pour vérifier la théorie de Mandel et Salencon (1972). La figure (1.14) représente la comparaison de l'évaluation expérimentale de  $N^*\gamma$  pour une fondation de surface rugueuse ( $D_f = 0$ ) sur une couche du sable.

L'angle de frottement du sable utilisé pour ces essais était  $35^\circ$  voir **figure (1.17)**. Les conclusions suivantes peuvent être tirées

- 1- La valeur de  $N\gamma^*$  pour une fondation donnée augmente avec la diminution de  $H/B$ .
- 2- La grandeur  $H/B \geq D/B$  ; la présence d'une base rugueuse rigide n'a aucune influence sur  $N\gamma^*$  la valeur d'une fondation est approximativement 50-75% plus que celle prédit par la théorie.
- 3- Pour  $H/B$  entre 0.6 et presque 1.9, les valeurs expérimentales de  $N\gamma^*$  sont plus grandes que celles donnée par la théorie
- 4- Pour  $H/B < 0.6$ , les valeurs expérimentales de  $N\gamma^*$  sont considérablement inférieures à celles qui sont prédites par la théorie. Il peut être dû à deux facteurs: (a) l'écrasement des grains du sable à telles hautes valeurs de pressions, et (b) la nature curviligne de l'enveloppe de rupture réel de sol à haut niveau des contraintes normales.



**Figure 1.15** : variation de  $m_1$  (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié.[6]

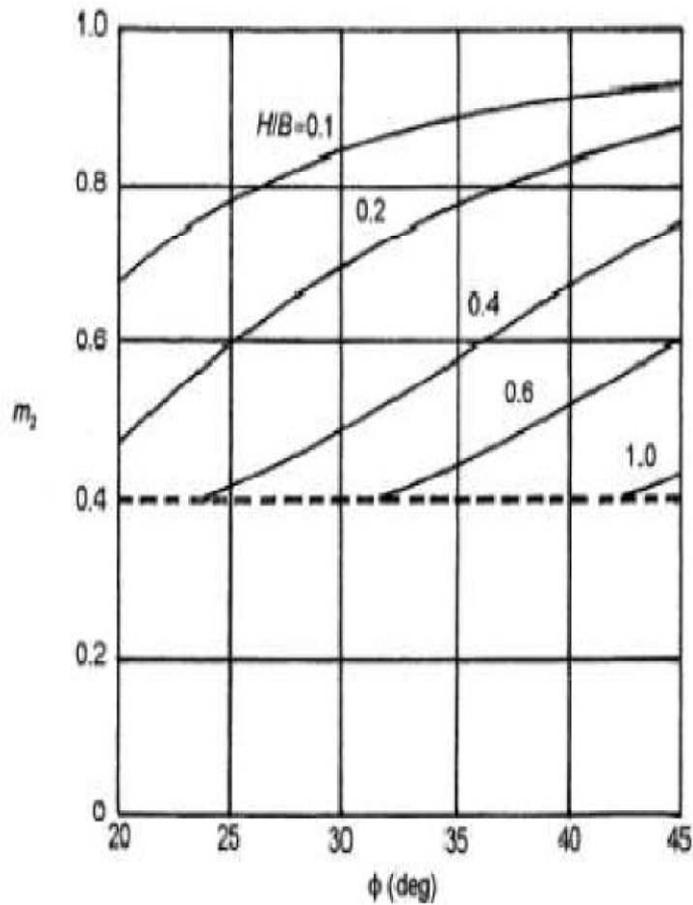


Figure 1.16 : variation de  $m_2$  (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié.[6]

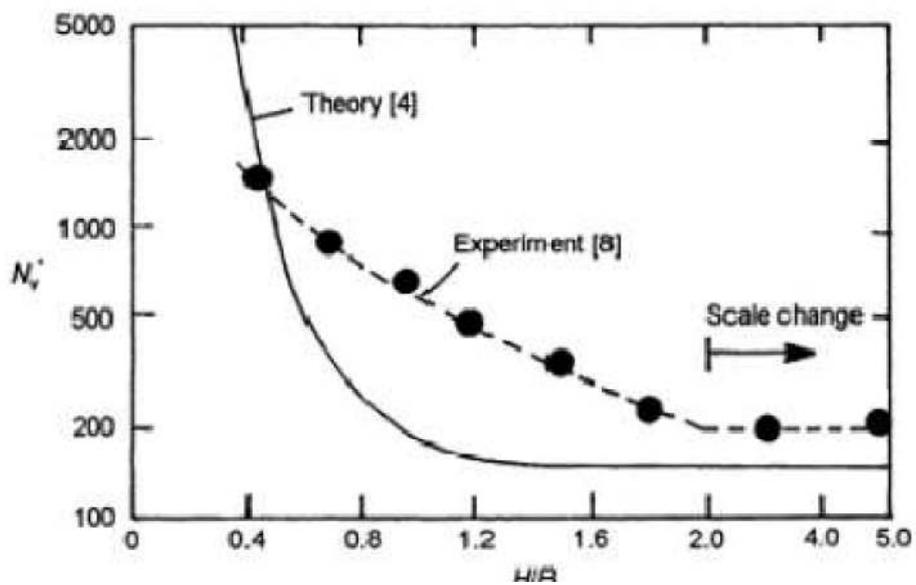


Figure 1.17 : Comparaison entre les valeurs expérimentales et théoriques de  $N_v^*$  ( $\Phi=43^\circ$ ,  $c=0$ ).

## B. Fondation sur une couche de sol raide surmontant un sol mou :

Meyerhof et Hanna (1978) ont développés une théorie pour estimer la capacité portante ultime d'une fondation filante rigide sur une couche de sol raide surmontant une couche de sol mou **figure(1.18)** . D'après leur théorie, à une charge ultime par unité de surface,  $q_u$ , la surface de rupture dans le sol sera comme celle de la **figure (1.18)**.

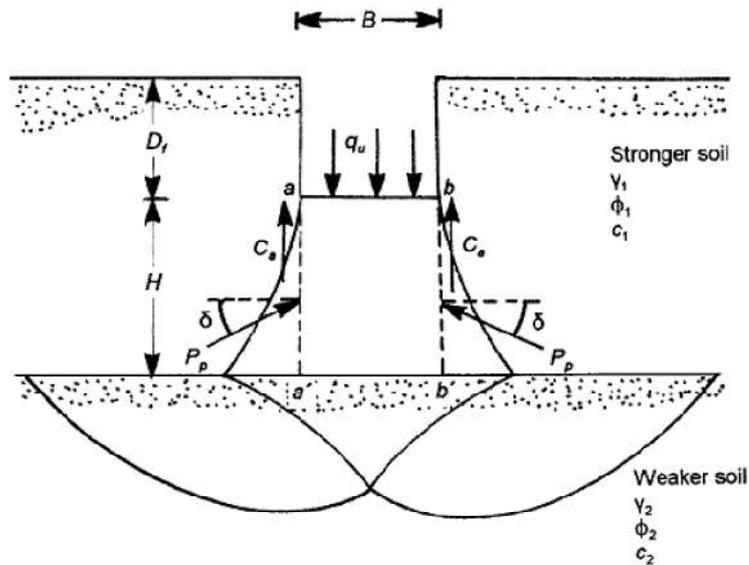


Figure 1.18 : fondation filante rigide sur une couche de sol dense surmontant argile molle

Si le rapport  $H/B$  est relativement petit, une rupture du cisaillement local se produira dans la couche du sol raide suivie par une rupture de cisaillement général dans la couche de sol mou. En considérant la longueur unitaire de la fondation continue, la capacité portante peut être donnée par:

$$q_t = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H$$

Avec  $B$  = largeur de la semelle

$\gamma_1$  = Densité de sol ferme

$C_a$  = force d'adhésion le long de  $aa'$  et  $bb'$

$P_p$  = force passive sur les faces  $aa'$  et  $b$

$q_b$  = la capacité portante au bas de la couche

$\delta$  = angle de la force passive  $PP$  avec l'horizontale.

Notons que dans l'équation

$$C_a = c_a H$$

Où  $c_a$  = unité d'adhésion

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left( \frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) (\gamma_1 D_f)(H) \left( \frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left( 1 - \frac{D_f}{H} \right) \left( \frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right)$$

Où  $K_{pH}$  = composante horizontale du coefficient de poussée des terres.

$$q_b = C_2 N_{c(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}$$

$N_{c(2)}$ ,  $N_{q(2)}$ ,  $N_{\gamma(2)}$  = les facteurs de la capacité portante de la couche du sol inférieure (c'est, en ce qui concerne l'angle du frottement de la couche du sol inférieure,  $\Phi_2$ )

La combinaison des équations (2-47), (2-48) et (2-49) entraîne l'équation suivante

$$q_l = q_b + \frac{2C_a H}{B} + 2 \left[ \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \right] \left( \frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) \left( \frac{\sin \delta}{B} \right) - \gamma_1 H$$

Où :

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi_1$$

Avec :  $K_s$  = le coefficient de cisaillement perforé

Alors :

$$q_l = q_b + \frac{2C_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[ 1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{k_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H$$

Le coefficient de cisaillement local peut être déterminé en utilisant les tableaux du coefficient de la pression du sol passif proposé par Caquot et Kerisel (1949). La figure (1.19) donne la variation de  $K_s$  avec  $q_2/q_1$  et  $\Phi_1$ . On notera que  $q_1$  et  $q_2$  sont les capacités portantes ultimes d'une fondation de la surface continue de largeur  $B$  sous charge verticale sur couches homogènes des sols supérieurs et inférieurs, respectivement, ou

$$q_1 = C_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}$$

Où :  $N_c(1)$ ,  $N_\gamma(1)$  = les facteurs de la capacité portante correspondant à l'angle de frottement du sol  $\Phi_1$

$$q_2 = C_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)}$$

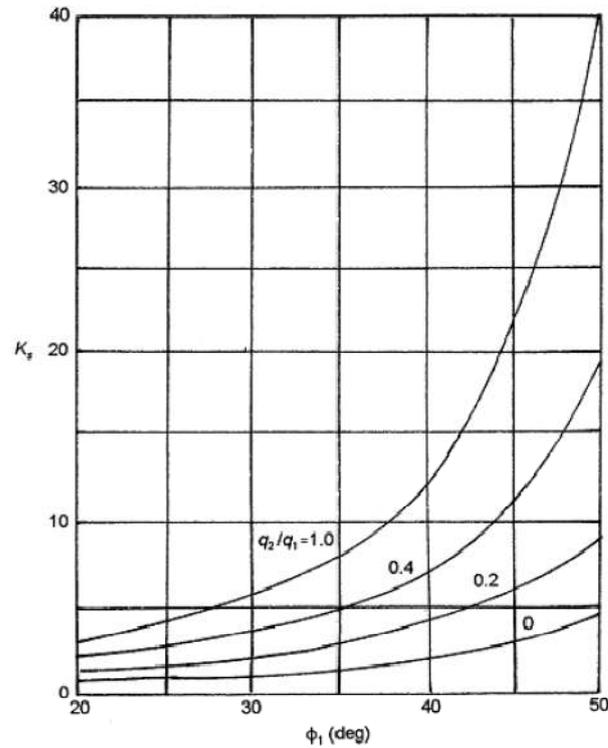


Figure 1.19 : La théorie de variation de  $K_s$  avec  $\Phi_1$  et  $q_2/q_1$  de Meyerhof et Hanna

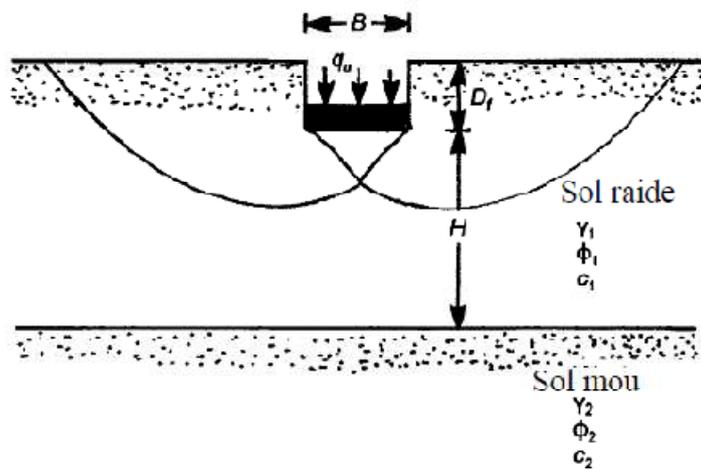


Figure 1.20 : Fondation filante rigide sur bicouche de sol ( $H/B$  est relativement petite)

Si la hauteur H est grande comparée avec la largeur B, alors la surface de rupture sera complètement localisée dans la couche de sol raide supérieure comme la **figure (1.20)**. Dans tel cas, la limite supérieure pour qu sera de la forme suivante :

$$q_l = q_1 = C_1 N_{c(1)} + q N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}$$

D'où, en combinant les équations :

$$q_u = q_b + \frac{2C_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[ 1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t$$

Pour la fondation rectangulaire, l'équation précédant peut être modifiée comme :

$$q_l = q_b + \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{2C_a H}{B} \right) \lambda_a + \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left( \frac{K_s \tan \phi_1}{B} \right) \lambda_s - \gamma_1 H \leq q_t$$

Où :  $\lambda_a, \lambda_s$  : facteurs de forme

$$q_l = C_2 N_{c(2)} \lambda_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} \lambda_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \lambda_{\gamma s(2)}$$

$$q_t = N_{c(1)} \lambda_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} \lambda_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \lambda_{\gamma s(1)}$$

$\lambda_{cs(1)}, \lambda_{qs(1)}, \lambda_{\gamma s(1)}$  = facteurs de forme pour la couche de sol supérieur (l'angle de frottement  $\Phi_1$ ).

$\lambda_{cs(2)}, \lambda_{qs(2)}, \lambda_{\gamma s(2)}$  = facteurs de forme pour la couche de sol inférieur (l'angle de frottement  $\Phi_2$ ).

Basé sur les équations générales, on prend un cas spécial en considérant la couche supérieure comme sable dense et la couche inférieure comme argile molle.

### C. Charge excentrée :

La capacité portante diminue lorsque la charge appliquée est excentrée, car la surface portante effective est plus faible. Dans le cas d'une charge d'excentrement e parallèle à B, on remplace la largeur B par une valeur réduite B' :  $B' = B - 2.e$ .

Dans le cas d'une charge d'excentrement é parallèle à L, on remplace la largeur L par une valeur réduite L' = L - 2.é, (**figure 1.21**).

La capacité portante est obtenue par :

$$Q_l = q_l B' l \text{ Pour une fondation rectangulaire ou carrée.}$$

$$Q_l = q_l \pi B' \frac{\pi}{4} \text{ Pour une fondation circulaire.}$$

$q_l$ : contrainte de rupture, incluant tous les coefficients correctifs éventuels.

$B'$  : largeur ou diamètre réduit de la fondation.

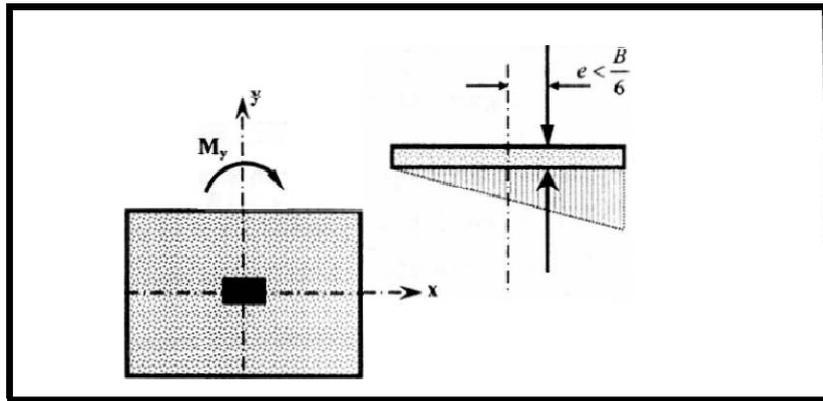


Figure 1.21 : Fondation sous charge excentrée.

La charge est appliquée au bord de la fondation. La capacité portante est alors très faible.

Cette situation est toujours exclue, pour des raisons de sécurité évidentes.

On met ainsi en évidence deux coefficients correcteurs correspondant à l'excentricité  $e$  et de la

$$\text{Charge : } \left\{ \begin{array}{l} (1-2.e) \quad \text{pour } N_q \text{ et } N_c \\ (1-2.e)^2 \quad \text{pour } N_\gamma \end{array} \right.$$

### D. Fondation sur la surface d'un talus

En 1957, Meyerhof a proposé une théorie pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle située sur la surface d'un talus. La **Figure (1.22)** montre la nature de la zone plastique développée dans le sol.[6]

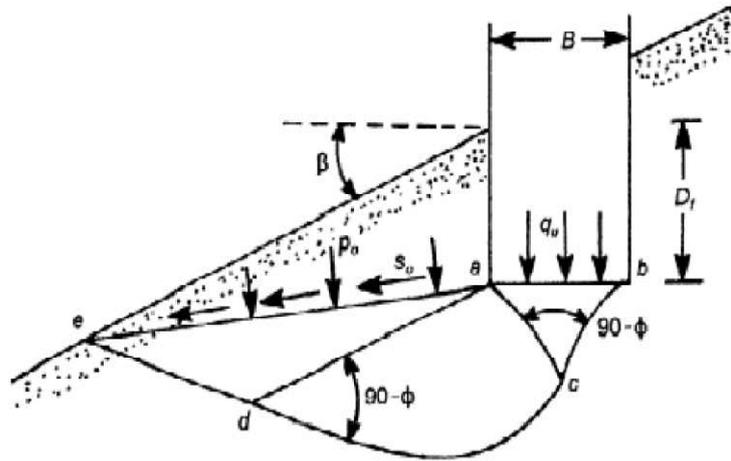


Figure 3.22 : Nature de la zone plastique sous une fondation filante Rugueuse située sur une pente.

Sous la fondation filante rugueuse de largeur **B** située sur un talus Meyerhof a proposé trois zones: **abc** : est une zone élastique. La zone **acd** présente un cisaillement radial et **ade** présente une zone de cisaillement.

Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan **ae** sont **P<sub>0</sub>** et **S<sub>0</sub>** respectivement.

On note aussi que le talus fait un angle  $\beta$  avec l'horizontale. Les paramètres de résistance au cisaillement du sol sont **C** et  $\phi$  ; et son poids spécifique est  $\gamma$

La portance finale peut être exprimée comme suit:

$$q_l = CN_c + P_0N_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

La relation peut également être exprimée comme suit :

$$q_l = CN_{cq} + \frac{1}{2}N_{\gamma q}$$

Avec :  $N_{cq}$ ,  $N_{\gamma q}$  sont les facteurs de la capacité portante.

Pour le sol purement cohérent (c'est-à-dire  $\phi = 0$ ) :

$$q_t = Cn_{cq}$$

La **Figure (1.23)** montre la variation de  $N_{cq}$  avec l'angle  $\beta$  du talus et le nombre de la stabilité du talus  $N_s$ .

On note que :

$$N_s = \frac{\gamma H}{C}$$

Avec H : hauteur du talus.

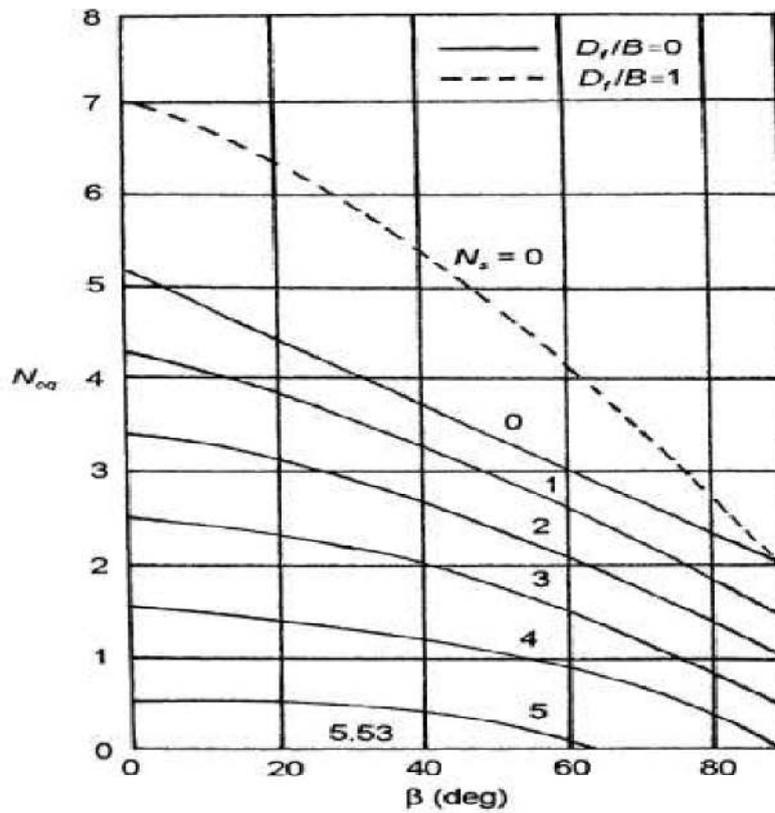


Figure 1.23 : Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof  $N_{cq}$  pour Un sol purement cohérent (fondation sur une pente).

D'une façon semblable pour le sol granulaire ( $c = 0$ )

$$q_t = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q}$$

La **Figure (1.24)** montre la variation de  $N_{\gamma q}$  avec l'angle  $\beta$  du talus et le nombre de la stabilité du talus  $N_s$  ;

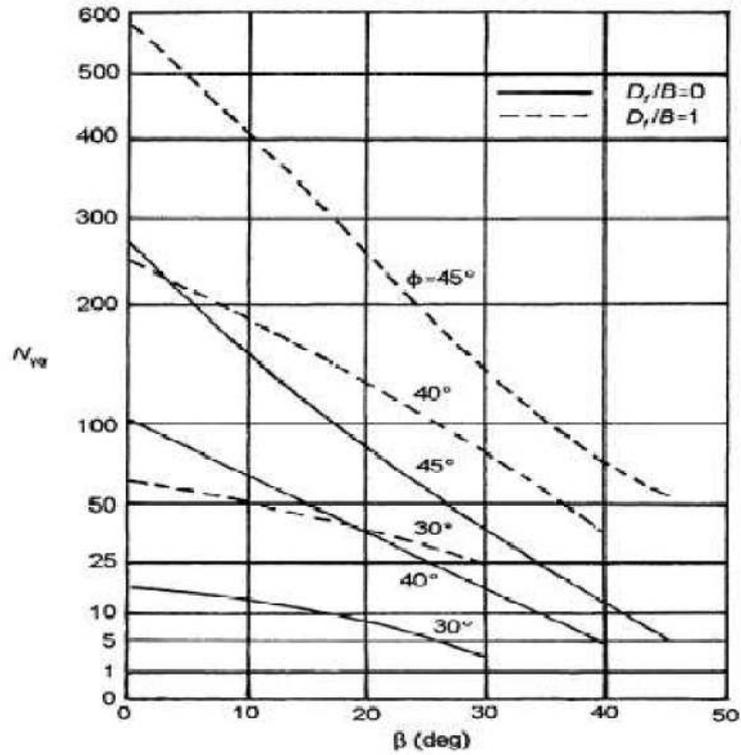


Figure 01.24 : Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof  $N_{yq}$  pour le sol grenu, (fondation sur une pente).

### E. Fondation au sommet d'un talus

La solution de Meyerhof voir **Figure (1.25)** nous montre une fondation filante rugueuse de largeur  $B$  située au-dessus d'une pente, de hauteur  $H$ . La fondation est placée à une distance  $b$  à partir de la crête (bord) de la pente.

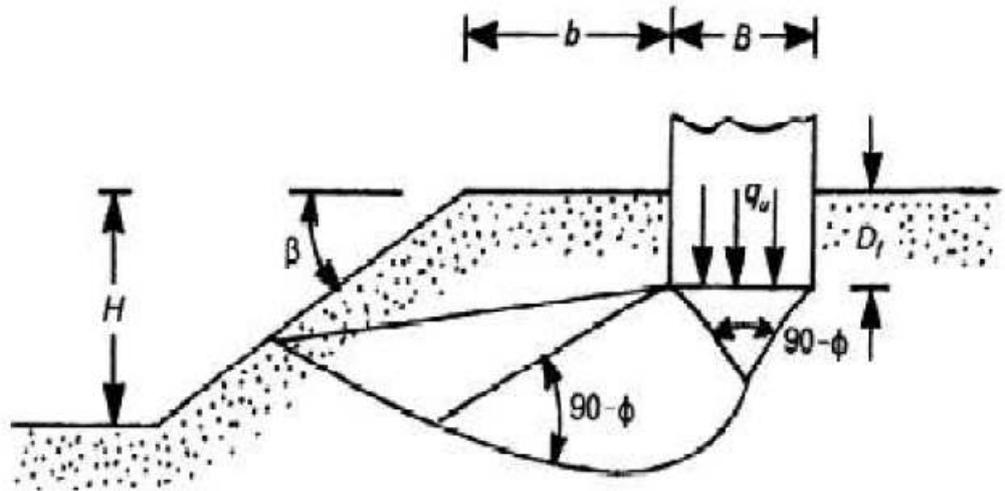


Figure 1.25 : filante au sommet d'un talus.

La capacité portante de la fondation peut être exprimée par l'équation :

$$q_l = CN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q}$$

Meyerhof (1957) a développé les variations théoriques du facteur  $N_{cq}$  pour les sols purement cohésif ( $\phi = 0$ ) et  $N_{\gamma q}$  pour les sols grenus ( $C = 0$ ). Ces variations sont montrées sur les **Figure(1.26)** et **Figure (1-27)** respectivement.

On note aussi :

$$q_l = CN_{cq} \quad \text{Pour le sol purement cohérent } (\phi = 0) \text{ D'une façon semblable}$$

$$q_l = \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad \text{Pour le sol granulaire } (c = 0).$$

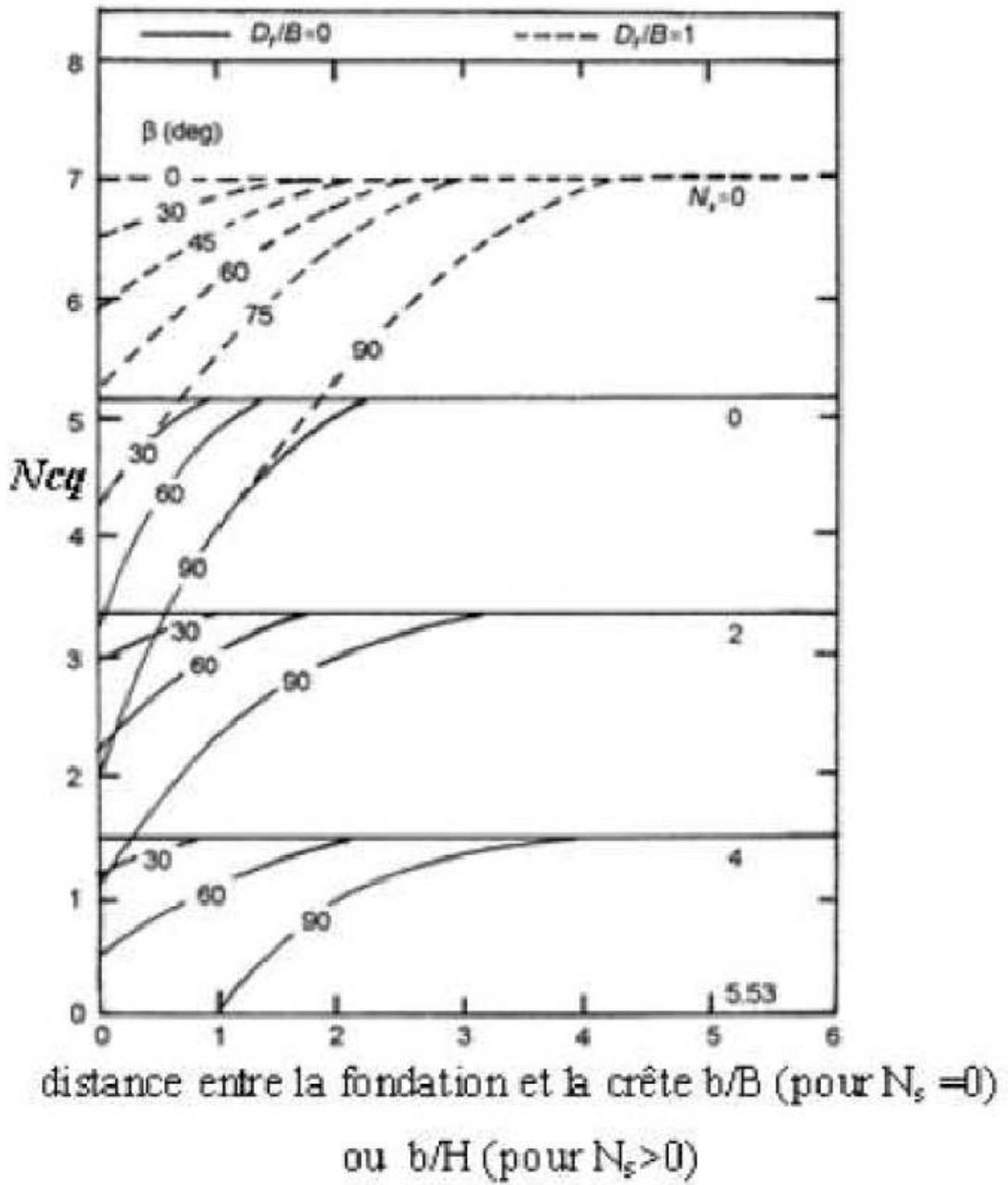


Figure 1.26 : Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof  $N_{cq}$  pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).[6]

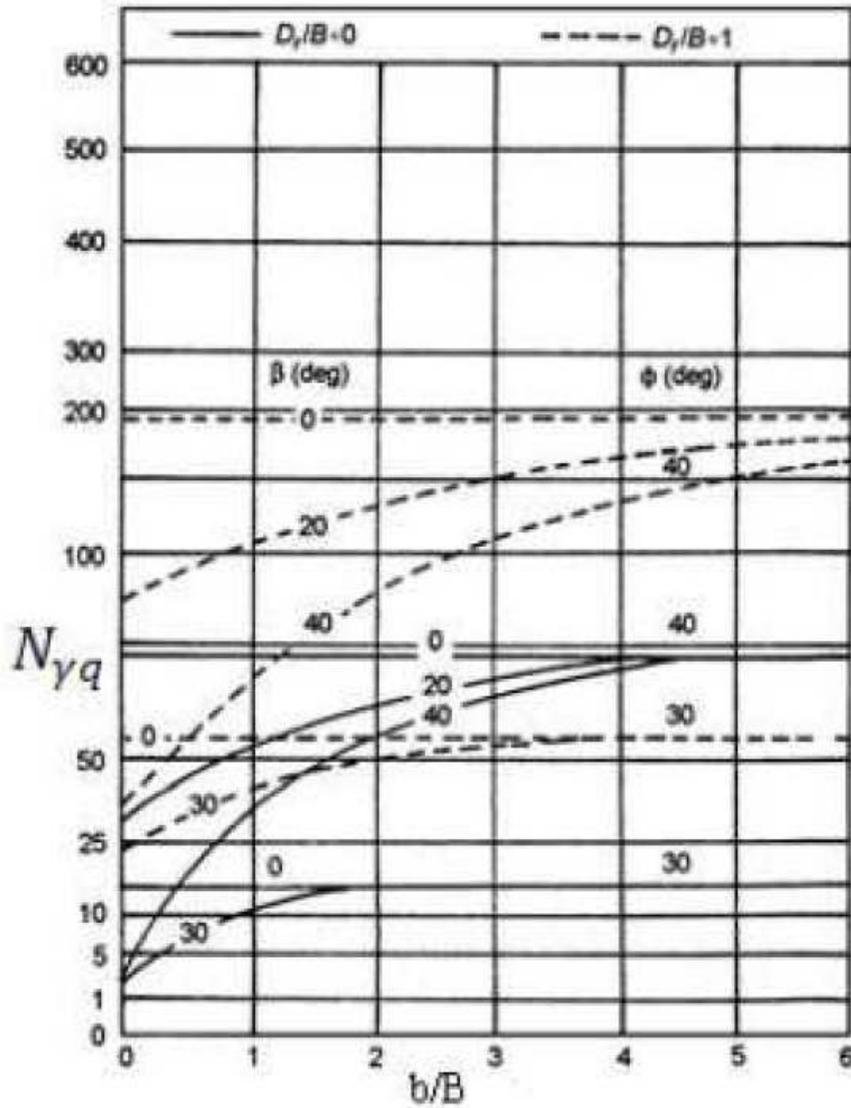


Figure 1.27 : Facteur de la capacité portante de Meyerhof  $N_{\gamma q}$ , pour le sol grenu, (fondation sur une pente).

En utilisant la **Figure (1.26)** le nombre  $N_s$  de la stabilité devrait être pris en tant que zéro quand :  $B < H$  et si  $B > H$  et la courbe pour le nombre de la stabilité réel  $N_s$  doit être utilisée.

### 1.2.1.2. Les Méthode basées sur les essais in-situ

Dans cette approche empirique, la capacité portante de la fondation est reliée directement à une caractéristique de rupture mesurée dans le sol en place : la pression limite pour le pressiomètre ou la résistance de pointe pour le pénétromètre.

#### 1.2.1.2.1. Méthode pressiométrique

Selon le fascicule 62, titre V (1993), la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = K_p P_{le}^* + q_0$$

$q_0$  étant la contrainte verticale initiale dans le sol au niveau de la fondation,  $q_l$  contrainte de rupture de la semelle sous une charge verticale centrée,  $K_p$  le facteur de portance expérimental, et  $P_{le}^*$  la pression limite nette équivalente du sol. Si le terrain est homogène,  $P_{le}^*$  est calculée en établissant un profil linéaire des pressions limites nettes sur l'intervalle  $[D, D+2/3B]$ ,  $D$  étant la hauteur réelle d'encastrement de la fondation (**figure 1.28**):

$$P_{le}^* = P_l^*(Z_e) = P_l^*(Z_e) \left( D + \frac{2}{3} B \right)$$

Où  $P_l^*$  est la pression limite nette définie par:

$$P_l^* = P_l - P_0$$

Avec  $P_0 = K_0 \sigma'_{v0}$  pour les sols pulvérulents saturés.

$P_0 = K_0 \sigma_{v0}$  pour les sols non saturés.

et  $K_0 = 0,5$  pour les sols pulvérulents

$K_0 = 1$  pour les sols purement cohérents saturés

Avec  $P_0$  la contrainte horizontale totale initiale dans le sol au niveau de l'essai, et  $P_l$  la pression limite conventionnelle.

Le facteur de portance  $K_p$  dépend de la géométrie de la fondation, de la hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  et de la nature du sol. Le tableau 1-1 donne les valeurs de  $K_p$  pour les sols fins et pulvérulents ainsi que les ordres de grandeur des pressions limites pour ces types de sols (d'après le Fascicule 62).[3]

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$ , différente de la hauteur d'encastrement réelle  $D$ , permet de prendre en compte le fait que les caractéristiques mécaniques des sols de surface sont en général plus faibles que celles des sols situés sous la fondation.  $D_e$  est donné par l'expression :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_d^D P_l^*(z) dz$$

La profondeur  $d$  est prise égale à zéro, sauf s'il existe des couches de sol de surface de très mauvaises qualité ne devant pas être prises en compte.

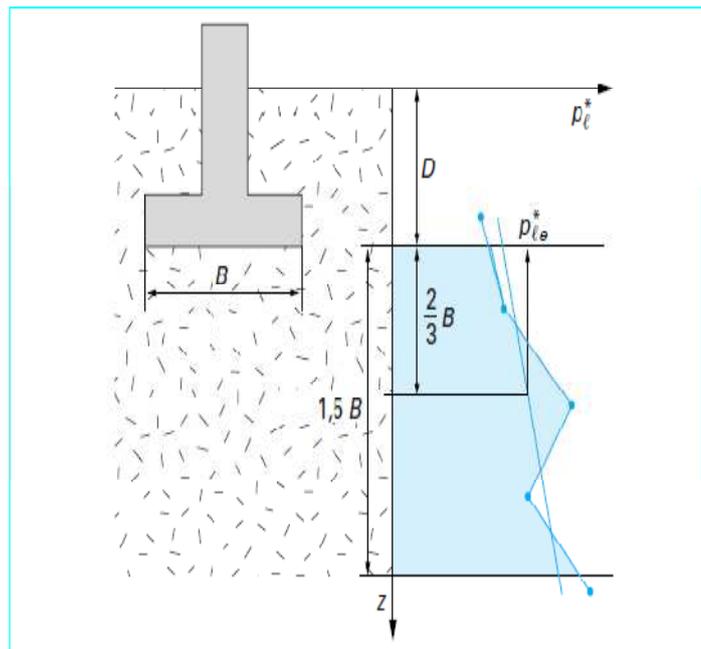


Figure 1.28 : Définition de la pression limite nette équivalente  $P_{le}^*$

#### 1.2.1.2.2. Méthode pénétrométrique

Le fascicule 62, titre V (1993) propose pour le calcul de la contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) sous charge verticale centrée à partir des résultats de l'essai de **pénétration statique CPT**, une formule analogue à celle indiquée pour le pressiomètre Ménard :[3]

$$q_l = K_c q_{ce} + q_0$$

$q_0$  étant la contrainte verticale initiale dans le sol au niveau de la fondation,  $q_l$  contrainte de rupture de la semelle sous une charge verticale centrée,  $K_c$  le facteur de portance pénétrométrique, et  $q_{ce}$  résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir d'une courbe  $q_c(z)$  lissée, par **(figure 1.29)**.

$K_c$  est facteur de portance pénétrométrique fonction de la catégorie du sol étudié, de la fiche équivalente et dimension de la fondation. Il est donné par le tableau .

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

$a = \max(\frac{B}{2}, 0, 5)$  en mètres,  $b = \min(a, h)$  et  $h$  est la hauteur de la fondation dans la couche résistante, en cas d'un sol mou surmontant un sol résistant.[3]

Pour un sol ne comportant pas d'horizon résistant :  $h=b=0$  et la zone utile de capacité portante est bien  $\frac{3B}{2}$  sous la fondation si la largeur est supérieure à 1,0 m et égale à 1,5 m en cas contraire.

Avec  $q_{cc}$  résistance pénétrométrique de pointe  $q_c$  écrêtée à  $1,3q_{cm}$  :

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

La fiche équivalente  $D_e$  généralement inférieure à  $D$ , est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les résistances pénétrométrique peuvent être remplacées par une moyenne analytique égale à  $q_{ce}$ . Elle est donnée par :

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

La profondeur  $d$  est prise égale à zéro, sauf s'il existe des couches de sol de surface de très mauvaises qualité ne devant pas être prises en compte.

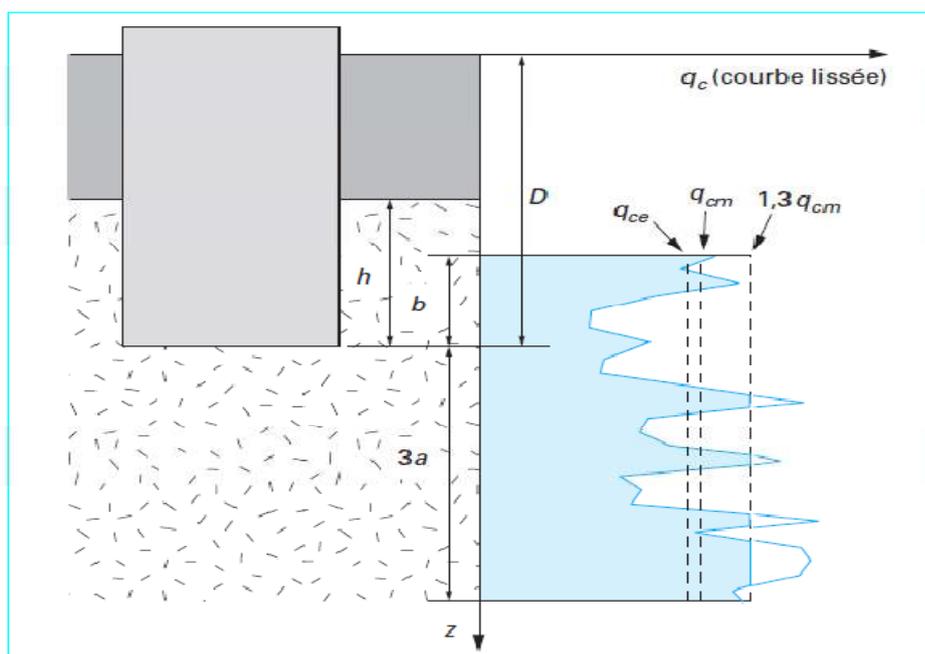


Figure 1.29 : Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (fascicule 62-V, 1993)

## 1.2.2. Les méthodes numériques

Les méthodes numériques représentées par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies sont des outils extrêmement puissants. Les méthodes de résolution numérique discrétisent le sol en mailles et emploient des algorithmes pour assurer les exigences statiques et cinématique simultanément.

### 1.2.2.1. Modélisation des fondations superficielles (P. Mesta & M. Prat)

Bien que les méthodes de calcul traditionnelles, notamment la méthode pressiométrique, sont bien adaptées au dimensionnement des fondations courantes, il n'est pas usuel de les généraliser aux ouvrages importants tels qu'une centrale nucléaire, réservoir de grande capacité, un barrage, une plateforme marine ou bien encore des bâtiments complexes, dont le calcul par les éléments finis s'impose. Pour ces ouvrages, l'étude de la déformabilité du massif de sol et l'analyse des tassements différentiels doivent être considérées, notamment lorsque le massif est hétérogène ou que les charges appliquées sont complexes.

Lorsque des problèmes d'interaction interviennent entre le sol et des structures ou lorsqu'une fondation doit être construite à proximité d'un ouvrage préexistant, une modélisation en éléments finis peut apporter des informations utiles sur le fonctionnement de l'ouvrage, sur les champs de déplacement et de contrainte, et ainsi compléter une étude géotechnique classique. Ces études sont rendues possibles parce que, contrairement aux méthodes de dimensionnement classique, la méthode des éléments finis permet de tenir compte de l'état des contraintes en place, des propriétés de l'interface, de géométries parfois complexes et de chargements quelconques. Ainsi, les modélisations de fondations superficielles peuvent être divisées en trois catégories :

- Les modélisations en déformation plane (semelles filantes, radiers parallélépipédiques de grandes dimensions, etc.)
- Les modélisations en symétrie de révolution ou axisymétrique (fondations circulaires, réservoirs cylindrique, etc.)
- Les modélisations tridimensionnelles lorsque aucune simplification géométrique n'est possible (forte hétérogénéité des couches de sol, plates-formes pétrolière, fondation décentralisée nucléaire, interactions tridimensionnelles avec d'autres ouvrages, etc.)

Selon le problème posé et l'étude choisie, il est possible en théorie de modéliser un problème de fondation de trois manières différentes en considérant : soit la fondation et les structures sans le sol, soit le sol et la fondation sans les structures, soit enfin l'ensemble constitué par le massif de sol, la structure et l'interface.

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur étudie l'effet de la réaction du sol sur la fondation et éventuellement sur les structures. La réaction du sol est représentée par des ressorts linéaires ou non linéaires, dont le comportement est caractérisé par une proportionnalité entre le déplacement vertical et la contrainte verticale. Le coefficient de proportionnalité est appelé module de réaction ou coefficient de raideur ( $N/m^3$ ). Si ce coefficient est constant, la réaction du sol est linéaire. D'une manière générale, cette approche est critiquable, car elle ne considère qu'une interaction unidimensionnelle et ignore les interactions entre colonnes de sol et la nature de la fondation de trois manières différentes en considérant : soit la fondation et les structures sans le sol, soit le sol et la fondation sans les structures, soit enfin l'ensemble constitué par le massif de sol, la structure et l'interface.

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur étudie l'effet de la réaction du sol sur la fondation et éventuellement sur les structures. La réaction du sol est représentée par des ressorts linéaires ou non linéaires, dont le comportement est caractérisé par une proportionnalité entre le déplacement vertical et la contrainte verticale. Le coefficient de proportionnalité est appelé module de réaction ou coefficient de raideur ( $N/m^3$ ). Si ce coefficient est constant, la réaction du sol est linéaire. D'une manière générale, cette approche est critiquable, car elle ne considère qu'une interaction unidimensionnelle et ignore les interactions entre colonnes de sol et la nature de l'interface sol-fondation.

### **1.2.2.2. Modélisation du sol et de la fondation sans les structures**

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur s'intéresse essentiellement aux déplacements verticaux et aux tassements différentiels à la surface du massif de sol. Une telle modélisation nécessite la connaissance des conditions de transmission des charges dues aux structures vers la fondation. Plusieurs cas peuvent être envisagés.

#### **1.2.2.2.1. Cas d'une fondation rigide**

Si la fondation est supposée rigide (indéformable), à base de forme simple (carrée, rectangulaire ou circulaire), elle peut être représentée par une condition de déplacement vertical imposé aux nœuds situés à l'interface. De plus, cette interface peut être lisse (le déplacement horizontal à l'interface n'est pas imposé) ou rugueuse (le déplacement horizontal à l'interface est nul).

Beaucoup de structures de génie civil peuvent être de cette façon assimilées à des fondations rigides, la pression mobilisée par un déplacement vertical imposé est alors obtenue par une moyenne sur les contraintes verticales de la première rangée des points d'intégration situés sous les nœuds de l'interface. Pour une semelle filante rigide, le début de la plasticité est localisé sous la fondation et aux bords de la fondation ; ensuite, celle-ci s'étend en profondeur plus que sur les côtés. L'exemple typique est une semelle en béton.

#### **1.2.2.2.2. Cas d'une fondation souple**

Si la fondation est supposée souple (très déformable), elle peut être représentée par une condition de pression uniforme appliquée directement à la surface du sol. Les déplacements horizontaux et verticaux à l'interface ne sont pas imposés. Pour une semelle filante souple, la plasticité commence au-dessous des bords de la fondation et se propage latéralement puis vers la profondeur. L'exemple typique est le réservoir métallique d'hydrocarbures. Toutefois, d'une manière générale, le type de fondation (rigide ou souple) a relativement peu d'influence sur l'allure de la courbe chargement tassement et les valeurs de la charge limite sont proches.

### 1.3. Méthodes de calcul du tassement

#### 1.3.1. Méthodes de calcul qui se basent sur les essais in-situ

##### 1.3.1.1. Evaluation du tassement à partir de l'essai P.M.T

L'essai pressiométrique est pratiquement le seul essai in-situ qui permet d'obtenir la relation contrainte-déformation dans le sol. Il est couramment admis que les charges de services d'un ouvrage sollicitent le sol dans le domaine des petits tassements, c'est-à-dire celui de l'élasticité. Louis Ménard était le premier à proposer une méthode basée sur le module de déformation pressiométrique du sol pour évaluer le tassement.

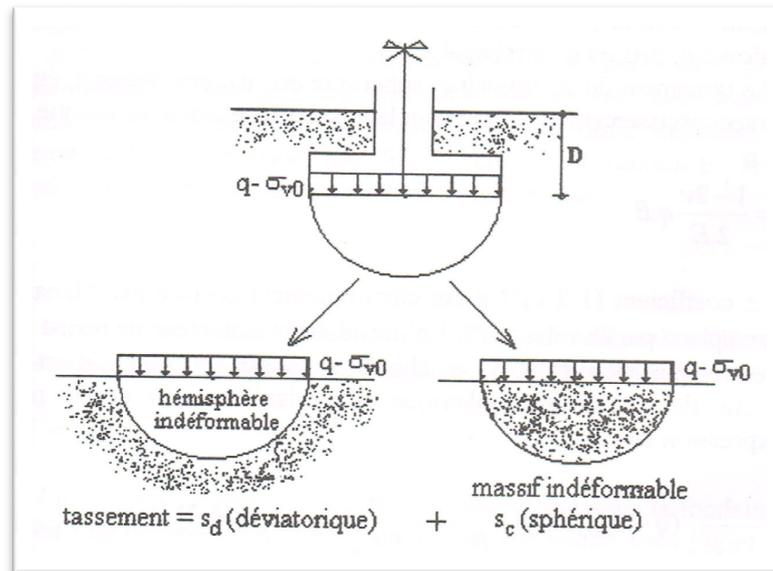


Figure 1.29 : Mécanisme de tassement proposé par Ménard pour une semelle circulaire [4]

Le tassement d'une fondation superficielle ayant une largeur « B » et une longueur « L », est la somme des tassements sphérique et déviatorique, et donner par l'expression suivante :

$$s = \frac{4}{18 E_m} (q - \sigma_{v0}) B_0 [\lambda_d \frac{B}{B_0}]^\alpha + \frac{\alpha}{9 E_m} (q - \sigma_{v0}) \cdot \lambda_s \cdot B$$

Dans cette formule on introduit  $(q - \sigma_{v0})$  qui est l'augmentation de contrainte due à la surcharge, à la base de la fondation. « q » est la pression verticale correspondant aux combinaisons de sollicitations aux états limites de service.

«  $\sigma_{v0}$  » est la contrainte verticale due au poids des terres avant travaux de fondation. les coefficients de forme «  $\lambda_d$  » et «  $\lambda_s$  » sont donnés par le tableau [1.4].

Le coefficient «  $\alpha$  », appelé coefficient de structure du sol, relie le module d'Young «  $E_s$  » du sol au module pressiométrique «  $E_m$  » comme suite :

$$E_s = E_m / \alpha$$

Le coefficient «  $\alpha$  », donné par le tableau [1.2] et tableau [1.3], dépend de la nature du sol et de son degré de consolidation ou de sa compacité.

Ce qui a été présenté ci-dessus est relatif au cas d'un sol homogène. Dans le cas d'un sol hétérogène, où les valeurs du module pressiométrique varient d'une manière plus ou moins régulière en fonction de la profondeur, le tassement total est évalué par l'expression générale ci-dessous :

$$s = \frac{4}{18 E_{md}} (q - \sigma_{v0}) B_0 [\lambda_d \frac{B}{B_0}]^\alpha + \frac{\alpha}{9 E_{ms}} (q - \sigma_{v0}) \cdot \lambda_s \cdot B$$

Tableau 1.2 : valeurs du coefficient  $\alpha$  selon Ménard [2]

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	$E_m/P_1$	$\alpha$								
Surconsolidé ou très serré	--	--	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	--	1,0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche.	--	--	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	--	--

Tableau 1.3 : valeurs du coefficient  $\alpha$  selon Ménard pour la roche [2]

Rocher	
Type	$\alpha$
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

Tableau 1.4 : valeurs des coefficients de forme [2]

L/B	Cercle	1	2	3	5	20
$\lambda_S$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_D$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Le tassement sphérique correspond à une zone du sol sous la fondation épaisse de  $B/2$ , et fait intervenir un module équivalent  $E_{ms}$ .

Le tassement déviatorique correspond à une zone du sol ayant une épaisseur de «  $8.B$  » (voir figure [1.30]) et se calcule avec le module équivalent «  $E_{md}$  ».

Le calcul du tassement nécessite de diviser en tranche fictives le sol sous la fondation, chaque tranche étant épaisse de «  $B/2$  ».

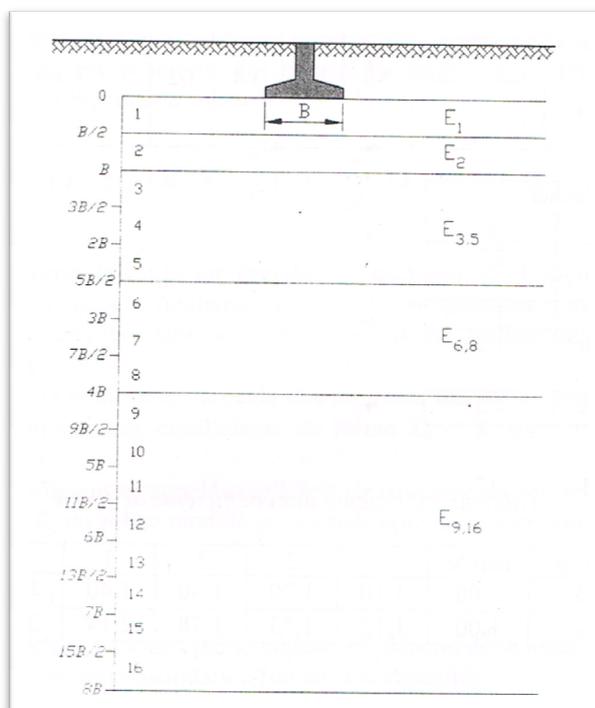


Figure 1.30 : Décomposition du terrain pour le calcul des modules équivalent [2]

Le calcul des modules équivalent «  $E_{md}$  » et «  $E_{ms}$  » peut être mené conformément aux recommandations de Ménard, comme suit :

- $E_{ms} = E_1$  = moyenne harmonique des «  $n$  » modules pressiométriques dans l'hémisphère (tranche 1 dans la figure [4.1])

$$\frac{n}{E_1} = \sum_{k=1}^n \frac{1}{E_k}$$

- $E_{md}$  est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2,5 E_{6-8}} + \frac{1}{2,5 E_{9-16}}$$

$E_{i-j}$  est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches de «  $i$  » à «  $j$  ».

Si les valeurs de «  $E_9$  » à «  $E_{16}$  » ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs sus-jacentes, «  $E_{md}$  » se calcul par :

$$\frac{3,6}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2,5 E_{6-8}}$$

De même, si «  $E_6$  » à «  $E_8$  » ne sont pas connues, «  $E_{md}$  » est calculé par :

$$\frac{3,2}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3-5}}$$

L'expérience montre que la prévision du tassement par la méthode pressiométrique devient de moins en moins bonne lorsque le paramètre «  $B/H$  » augmente, «  $H$  » étant la distance verticale de la base de la fondation au substratum. Ainsi il est recommandé de ne faire l'étude du tassement par la méthode pressiométrique que si «  $B/H$  » est très faible, c'est-à-dire lorsque le champ déviatorique sous la fondation est prédominant. Il est déconseillé que pour «  $B/H$  » élevé, il est plutôt recommandé d'utiliser l'essai oedométrique.

### 1.3.1.2. Evaluation du tassement à partir de l'essai C.P.T

Il existe plusieurs approches tentant de relier le module de déformation du sol «  $E$  » à la pression mobilisée en petits déplacements, lors de la pénétration d'un cône rigide avec l'hypothèse qui considère le sol comme matériau élastique homogène, d'où on cite quelques une :

Buisman (1940) a montré, en assimilant la pointe pénétrométrique à un hémisphère au sein d'un massif élastique homogène ayant un module élastique «  $E$  », que la pression «  $q_c$  » en pointe est telle que :  $E = 1,5 q_c$

Dahan (1979), lors de son étude sur le contact des corps rigides avec un massif élastique anisotrope, a montré que la pression verticale d'enfoncement «  $q_c$  » d'un cône rigide ayant un angle de «  $2\theta$  » peut être reliée au module d'élasticité «  $E$  » comme suit :

$$E = 2 q_c (1 - \nu^2) \operatorname{tg} \theta$$

On obtient pour une pointe de  $60^\circ$ , un rapport «  $E/q_c = 1,03$  » dans un sol pulvérulent et égal «  $0,87$  » pour un sol cohérent. On attire l'attention sur le fait que la pression «  $q_c$  » correspond à un comportement élastique et par conséquent loin de celle mesurée au pénétromètre, et qui correspond à la rupture du sol par poinçonnement sous la pointe.

Vesic (1970) a proposé de relier le module «  $E$  » à la résistance en pointe «  $q_c$  » et la densité relative «  $D_r$  » par :

$$E = 2 q_c (1 + D_r^2)$$

On obtient ainsi un rapport «  $E/q_c = 2$  » pour un sol très lâche et égal à 4 pour un sol très dense.

Le rapport «  $E/q_c$  » pour un sol normalement consolidé, comme le montre le tableau [1.5], varie entre «  $0,87$  » et «  $3,50$  ». Pour un sable surconsolidé avec  $\text{OCR} > 2$ , Lunne et Christofersen (1985) recommandant de prendre :

- $E = 5 q_c$  pour :  $q_c < 50$  MPa.
- $E = 250$  MPa pour :  $q_c > 50$  MPa.

Pour un sol sableux homogène normalement consolidé il est recommandé d'opter les valeurs de Schmertmann.

Cette brève description de la méthode d'élasticité nous montre que cette dernière est limitée à l'évaluation du tassement instantané des fondations dans des sols homogènes, et pour les sols fins elle ne tient pas compte du phénomène de consolidation. En pratique la méthode de Schmertmann est souvent utilisée, afin de palier à ces limitations.

Tableau 1.5 : Rapports  $E/q_c$  trouvés pour différents auteurs. [2]

Référence	$E/q_c$	Marges
Buisman (1940)	1,50	
Dahan (1979)	0,87-1,03	0,87 pour sol cohérent 1,03 pour sol pulvérulent
Vesic (1970)	$2(1 + Dr^2)$	2 pour sable lâche 4 pour sable dense
Schmertmann (1978)	2,5-3,5	2,5 pour semelle carrée 3,5 pour semelle $\frac{L}{B} > 10$
Lunne & Christofersen (1985)	4 ( $2 q_c + 20$ ) MPa	$q_c < 10$ MPa $10 < q_c < 50$ MPa

#### ➤ Méthode pénétrométrique de Schmertmann

Cette méthode est applicable seulement pour les semelles rigides reposant sur un massif sableux, elle se base sur les trois paramètres suivant :

- Le module de déformation d'un sable est lié au terme de pointe  $d$  par la relation expérimentale :  $E = 2,5 q_c$  pour les semelles carrées et  $E = 3,5 q_c$  pour les semelles rectangulaires.
- Le siège principal des tassements s'étend sur une profondeur maximale soit  $2B$  en cas de semelles continues ; au-delà de cette profondeur maximale les tassements peuvent être négligeables. Pour les semelles rectangulaires  $L/B \leq 10$ , l'épaisseur de la zone utile de déformation est donnée par la formule suivante :  $h = 2B(1 + \log_{10} \frac{L}{B})$ .
- Dans les deux cas de fondation rectangulaire ou carrée, la déformation maximale correspond à un facteur d'influence de déformation  $I_{Zp}$ .

$$I_{Zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{vp}}}$$

- $\Delta\sigma_v$  : est l'augmentation des contraintes à la base de la fondation due à une surcharge « q » provenant de l'ouvrage,  $\Delta\sigma_v = q - q'_0$  tel que «  $q'_0$  » contrainte verticale effective due au poids des terres à la base de la fondation ( $q'_0 = \gamma'D$ ).
- $\Delta\sigma_{vp}$  : est la contrainte verticale effective due au poids des terres à la profondeur de déformation maximale soit  $0,5B$  pour une semelle carrée et  $B$  pour une semelle rectangulaire.

La méthode pénétrométrique de Schmertmann consiste à découper la zone utile de déformation en tranches mince épaisse de «  $\Delta Z_k$  », et à calculer le facteur d'influence de déformation «  $I_{Zk}$  » et le module de déformation «  $E_{sk}$  » au milieu de la tranche « k », la figure[1.31] est utile pour le calcul des facteurs «  $I_{Zk}$  ».

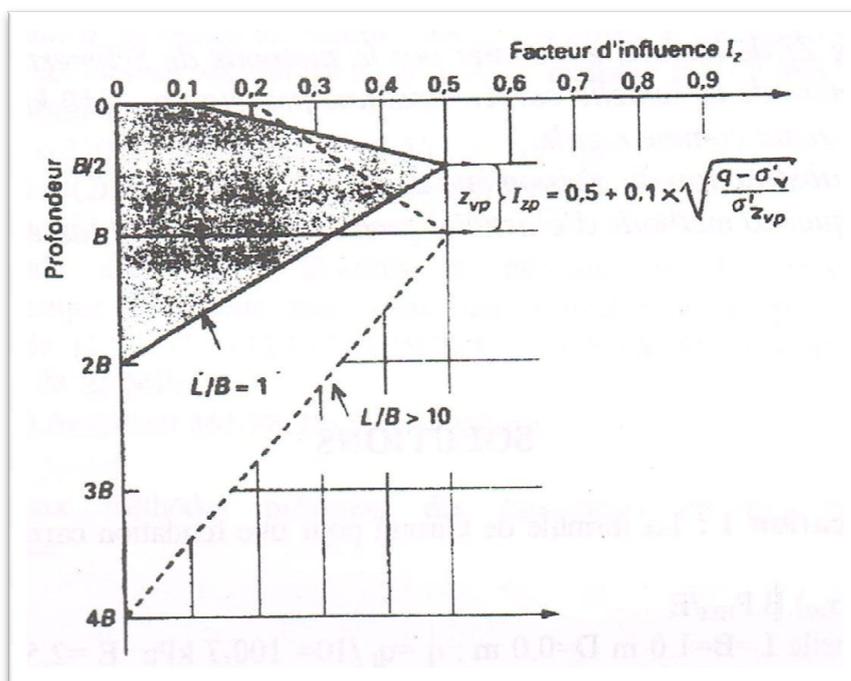


Figure 1.31 : profil de déformations verticales [2]

Le tassement au centre d'une fondation dans un sol multicouche caractérisé par un profil pénétrostatique est tel que pour une semelle carrée  $L/B = 1$ .

$$s = C_1 C_2 (q - q'_0) \sum_0^2 \frac{I_{Zk}}{E_{sk}} \Delta Z_k$$

Et pour une semelle rectangulaire  $L/B > 10$

$$s = C_1 C_2 (q - q'_0) \sum_0^{4B} \frac{I_{Zk}}{E_{sk}} \Delta Z_k$$

L'effet de la fiche « D » de la fondation (encastrement) est pris en compte à travers le facteur «  $C_1$  », le fluage étant un phénomène de déformation à charge constante dans le temps qui se manifeste aussi bien dans certain argiles que dans les sols pulvérulents à été introduit par Schmertmann par le biais du facteur «  $C_2$  ».

$$C_1 = 1 - 0,5 \left( \frac{q'_0}{\Delta\sigma_v} \right)$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left( \frac{t}{0,1} \right)$$

### 1.3.1.3. Evaluation du tassement à partir de l'essai S.P.T

Cette méthode provient de l'analyse statique de plus de 200 cas de fondations, réservoirs et remblais fondés sur du sable ou du gravier.

Un tel type d'approche est intéressant sur le plan pratique, dans la mesure où la méthode dérive des observations sur des fondations expérimentales en vrais grandeur ou des fondations d'ouvrages, et reflète donc toutes les particularités du comportement réel. En outre, le tassement de fluage, composante mal connue actuellement, a été intégré dans cette approche. Le tassement d'une fondation superficielle est calculé en millimètres, par l'expression suivante :

$$s = F_s F_l F_t I_c \left( q - \frac{2}{3} \sigma_{v'} \right) B^{0,7}$$

«  $F_s$  » est un facteur de forme donnée par :

$$F_s = \left( \frac{5 L}{4 B} \right)^2 \frac{1}{\left( \frac{L}{B} + 0,25 \right)^2}$$

«  $F_l$  » est facteur dépendant de l'épaisseur «  $H$  » de la couche. Il est donné, lorsque «  $H < Z_i$  » par :

$$F_l = \frac{H}{Z_i} \left( 2 - \frac{H}{Z_i} \right)$$

«  $Z_i$  » est la profondeur d'influence du tassement. Elle est définie comme étant la profondeur à laquelle le tassement atteint 25% du tassement en surface.

En cas où le nombre «  $N$  » est constant ou augmente avec la profondeur, les auteurs proposent de calculer approximativement «  $Z_i$  » par «  $Z_i = B^{3/4}$  ».

«  $F_t$  » est le facteur de tassement par fluage. Il est calculer par :

$$F_t = 1 + R_3 + R \cdot \log(t/3)$$

- $t > 3$  : est le temps exprimé en nombre d'années pour lequel on évalue le tassement.
- $R_3$  : est un facteur tenant compte du tassement au cours des trois premières années. Il est égal à 0,3 pour les charges statiques et 0,7 pour les charges répétées.
- $R$  : est appelé rapport de fluage. Il est égal à 0,2 pour les charge statiques et 0,8 pour les charges répétées.

«  $I_c$  » est l'indice de compressibilité. Il est donné par :

$$I_c = \frac{1,7}{N^{1,4}}$$

«  $N$  » est la moyenne arithmétique des nombres «  $N$  » mesurés au SPT le long de la profondeur d'influence «  $Z_i$  ». en cas de présence de nappe d'eau. Il faut corriger les valeurs brutes «  $N_m$  » supérieures à 15, comme le recommandent Terzaghi et Peck, par :

$$N = 15 + \frac{N_m - 15}{2}$$

pour les sables très fins et limoneux sous la nappe, et par :

$$N = 1,25 N_m$$

Pour les graviers et graviers sableux sous la nappe.

«  $q$  » est la pression moyenne effective agissant sur la fondation (KPa).

«  $\sigma'_v$  » est la contrainte verticale effective maximale régnant au préalable (en KPa).

«  $B$  » est la largeur de la fondation en mètre est «  $L$  » sa longueur.

## 1.3.2. Méthodes de calcul qui se basent sur les essais de labo

### 1.3.2.1. Essai de compressibilité oedométrique

#### 1.3.2.1.1. Calcul du tassement de consolidation primaire

Le calcul du tassement de consolidation primaire se base en générale sur les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique. La méthode d'intégration du tassement par tranches est souvent utilisée. Son principal avantage est qu'elle permet de faire une analyse non linéaire du tassement en fonction des contraintes. Le tassement calculé correspond à la fin de consolidation primaire, et le raisonnement doit se faire par conséquent en contraintes effectives.

La référence des profondeurs correspond à la base de la fondation. La méthodologie de calcul est comme suite :

- Découper le sol en « N » tranches suffisamment minces telles que la contrainte effective «  $\sigma'_v$  » varie linéairement au sein de la tranche. Le découpage continue jusqu'à ce que «  $\Delta\sigma'_v$  » devient négligeable dans un massif semi-infini, ou jusqu'à la base du sol étudié dans le cas d'un massif d'épaisseur finie.
- Calculer «  $\sigma_v$  » au milieu de la tranche « i » à l'aide des méthodes d'élasticité.
- Calculer la contrainte effective «  $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{v'}$  ».
- Calculer le tassement «  $s_c(i)$  » de la tranche « i » sous «  $\sigma'_v(i)$  ». Le calcul du tassement dépend de la position de «  $\sigma'_v$  » par rapport à la contrainte de préconsolidation «  $\sigma'_c$  ». En cas où «  $\sigma'_v > \sigma'_c$  » :

$$s_c(i) = \frac{H(i)}{1 + e_0(i)} \left( C_s(i) \log_{10} \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} + C_c(i) \log_{10} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right)$$

En cas où «  $\sigma'_v < \sigma'_c$  » (voir figure 3-12) :

$$s_c(i) = \frac{H(i)}{1 + e_0(i)} \left( C_s(i) \log_{10} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)$$

Calculer le tassement oedométrique total :

$$s_c^{oed} = s_c(1) + \dots + s_c(N)$$

Le tassement calculé est dit oedométrique car il correspond à des déformations horizontales nulles du sol. Ce cas se rencontre dans les déformations de dimensions très grandes devant

l'épaisseur de la couche du sol argileux, tel qu'un radier fondé sur une couche argileuse mince surmontant un substratum, ou une semelle continue ayant (B/H) très grand. Par contre, si le rapport (B/H) est faible, les déformations latérales sont non négligeables et influencent considérablement le tassement des fondations. Dans ce cas le tassement oedométrique ainsi calculé est à corriger par la méthode de Bjerrum & Skempton, pour tenir compte de l'influence des déformations latérales, comme suite :

$$s_c = \mu s_c^{oed} = [\alpha(1 - A) + A]s_c^{oed}$$

« A » est le coefficient de pression interstitielle ou coefficient de Skempton, à mesurer à partir d'un essai triaxial non drainé avec mesure de pression interstitielle (appelé essai UU+u)

En absence de mesure du coefficient, Skempton recommande les marges suivantes pour les matériaux argileux (tableaux [1.6])

«  $\alpha$  » est déduit de la théorie d'élasticité selon la géométrie de la fondation et l'épaisseur de la couche du sol. Les valeurs de «  $\alpha$  » sont regroupées au (tableau [1.7]).

Tableau 1.6 : Marges recommandées du coefficient A de Skempton [3]

Sol	Marge de « A »
Argile molle	A > 1,00
Argile normalement consolidée	0,50 – 1,00
Argile surconsolidée	0,25 – 0,50
Argile sableuse fortement surconsolidée	0,00 – 0,25

Tableau 1.7 : Valeur du coefficient  $\alpha$  [3]

H/B	0,0	0,25	0,50	1,0	2,0	4,0	10,0	$\infty$
Fondation circulaire	$\alpha = 1,0$	0,67	0,5	0,38	0,30	0,28	0,26	0,25
Fondation continue	$\alpha = 1,0$	0,74	0,53	0,37	0,26	0,20	0,14	0,00

### 1.3.2.1.2. Calcul du tassement de consolidation secondaire

La figure [1.32] représente l'évolution de l'histoire des contraintes d'un sol fin en cours de consolidation. L'état initial est représenté par le point « A » ( $e_0, \sigma'_{v0}$ ). L'état final de consolidation primaire est repéré par le point « B » ( $e_0, \sigma'_c$ ).

Le point « C » ( $e(t), \sigma'_c$ ) variable dans le temps, représente l'évolution de l'indice des vides au cours de la consolidation secondaire ou fluage. Le passage du point « A » au point « C » aboutit à un indice des vides « e » tel que pour  $t \gg t_{100\%}$  :

$$e = e_0 - C_s \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} - C_f \log \frac{t}{t_{100\%}}$$

«  $C_f$  » appelé indice de fluage, est la pente de la partie de la courbe  $e-\log(t)$ , tendant généralement vers une droite pour  $t \gg t_{100\%}$ . Ce paramètre s'obtient à partir de l'essai odométrique de fluage au laboratoire, tel que :

$$C_f = \frac{e_2 - e_1}{\log \left( \frac{t_2}{t_1} \right)}$$

Comme le montre la figure [1.33] au cours d'un tassement oedométrique par fluage, la courbe donnant l'évolution de la déformation verticale, c'est-à-dire le rapport du tassement « s » sur l'épaisseur « H » de la couche, en fonction du logarithme décimal du temps, est pratiquement caractérisée par une variation linéaire, selon une pente «  $C_\alpha$  », appelée indice de compression secondaire :

$$C_\alpha = \frac{\Delta \varepsilon}{\log \left( \frac{t_2}{t_1} \right)}$$

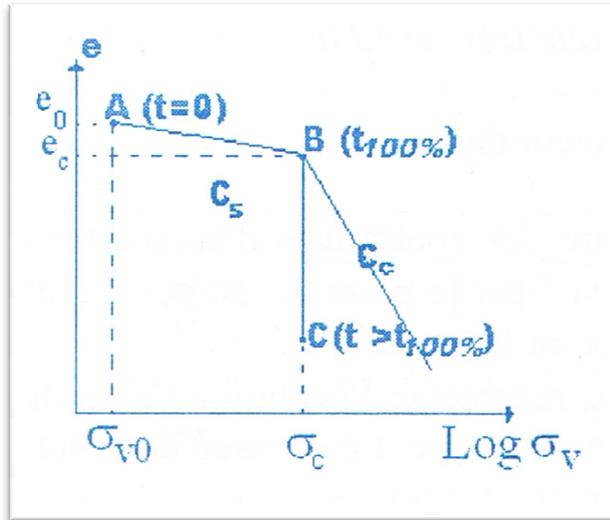


Figure 1.32 : schématisation du fluage oedométrique [3]

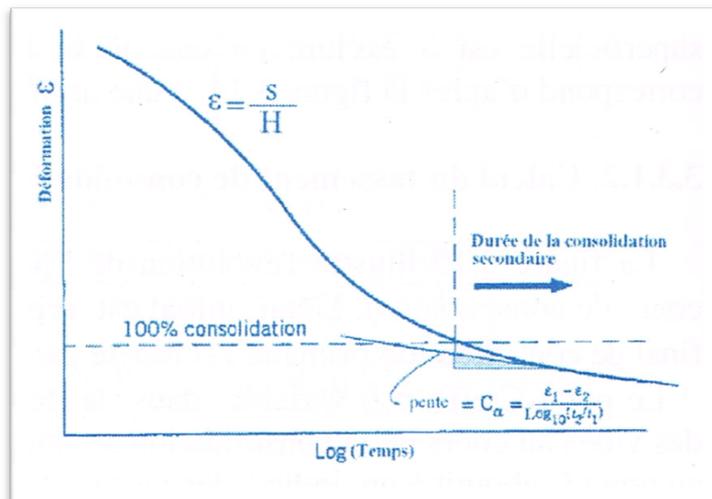


Figure 1.33 : courbe de fluage oedométrique [3]

On montre à partir des figures [5.4] et [5.5] la relation suivante entre les indices de fluage et de compression secondaire :

$$C_{\alpha} = \frac{C_f}{1 + e_0}$$

Il existe une diversité d'approche d'évaluations du tassement de consolidation secondaire dont le point essentiel de divergence est la définition du temps «  $t_0$  » de début de ce phénomène.

Certain chercheurs recommandent de considérer le temps de fin de consolidation primaire «  $t_{100\%}$  » comme étant le début de la consolidation secondaire, les deux phénomènes sont ainsi séparés dans le temps, alors que selon d'autres, la consolidation secondaire se déclenche dès le début de chargement.

Parmi ces méthodes on cite quelque une qui sont les plus courantes, premièrement l'équation de Bjerrum (1972) valable pour «  $\sigma'_v > \sigma'_c$  » :

$$s_f = H_0 C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_0}\right)$$

Deuxièmement la méthode de Koppejan (1948), permettant de calculer le tassement de fluage oedométrique «  $s_f$  », comme suite :

- Si «  $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_c$  » :

$$s_f = \frac{H_0}{C_k} \log_{10}\left(\frac{t}{t_0}\right) \ln\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

- Si «  $\sigma'_{v0} < \sigma'_c < \sigma'_v$  » :

$$s_f = H_0 \log_{10}\left(\frac{t}{t_0}\right) \left[ \frac{1}{C_k} \ln\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}\right) + \frac{1}{C'_k} \ln\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_c}\right) \right]$$

- 

Les coefficients «  $C_k$  » et «  $C'_k$  » sont appelés respectivement indices de compression secondaire de Koppejan, en deçà de la contrainte de préconsolidation «  $\sigma'_c$  » et au-delà de «  $\sigma'_c$  ». Ils sont déterminés à partir de l'essai oedométrique de fluage et le coefficient «  $C'_k$  » est lié à «  $C_\alpha$  » comme suite :

$$C_\alpha = \frac{1}{C'_k} \ln\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_c}\right)$$

Et pour terminer on cite la méthode de Baghery & Magnan (1981) est recommandée pour estimer le tassement de fluage des sols sous les remblais de géométrie courante. Cette méthode suppose que le tassement est oedométrique, et évalué comme suit :

$$s_f(t) = H_0 \max\{f_1(t), f_2(t)\}$$

Avec :

- $f_1(t) = \frac{c_f}{4(1+e_0)} \log_{10}(t)$
- $f_2(t) = \frac{c_f}{(1+e_0)} \left[ \frac{5}{2} \log_{10}(t) - \frac{3}{2} \log_{10}(t_{99\%}) \right]$

«  $H_0$  » est la distance de drainage, et le temps «  $t$  » est compté au début de chargement du massif (en minute). Le temps «  $t_{99\%}$  » est, selon les auteurs, le temps de consolidation primaire.

Ces méthodes peuvent être appliquées, en découpant le sol en des tranches représentatives et en calculant le tassement de chaque tranche. Le tassement de fluage oedométrique total est la somme des tassements des tranches.

**CHAPITRE –2-**  
**MODELISATION PAR**  
**ELEMENTS FINIS DU**  
**COMPORTEMENT D’UNE**  
**FONDATION CONTINUE**

# CHAPITRE –2-

## MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DU COMPORTEMENT D'UNE FONDATION CONTINUE

### 2.1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc.

Les travaux de recherches menés dans le cadre de ce chapitre concernent l'étude numérique du comportement d'une semelle filante reposant sur un sol argileux et sableux. L'étude portera sur la détermination de la capacité portante  $q_l$  de cette semelle en tenant compte de la variation de la largeur  $B$  de la semelle.

Le problème du calcul de la capacité portante d'une semelle filante a fait l'objet de très nombreuses études théoriques et expérimentales. Toutefois, les semelles réelles sont généralement de type tridimensionnel, le plus souvent carrées, circulaires ou rectangulaires. Le code éléments finis PLAXIS explicites est utilisé pour l'évaluation la capacité portante d'une semelle continue supposée rigide, sous charge verticale et centrée. Les résultats numériques obtenus par cette étude sont comparés aux valeurs issues des formulations disponibles dans la littérature.

## **2.2. Présentation de PLAXIS**

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes « éléments finis ». L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant. Il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations des fichiers.

### **2.2.1. Le code éléments finis PLAXIS**

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation). Il est doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

### 2.3. Présentation des cas étudiés

Dans cette étude on considère le calcul comme contrainte plane pour déterminer la capacité portante d'une semelle filante de largeur ( $B=1\text{m}$ ), encastrement ( $D=0,1,1.2,1.5\text{et}2\text{m}$ ) et la longueur infinie. Dans ce cas la semelle est supposée rigide, rugueuse ou lisse, et soumise à une charge verticale centrée Figure (2.1)

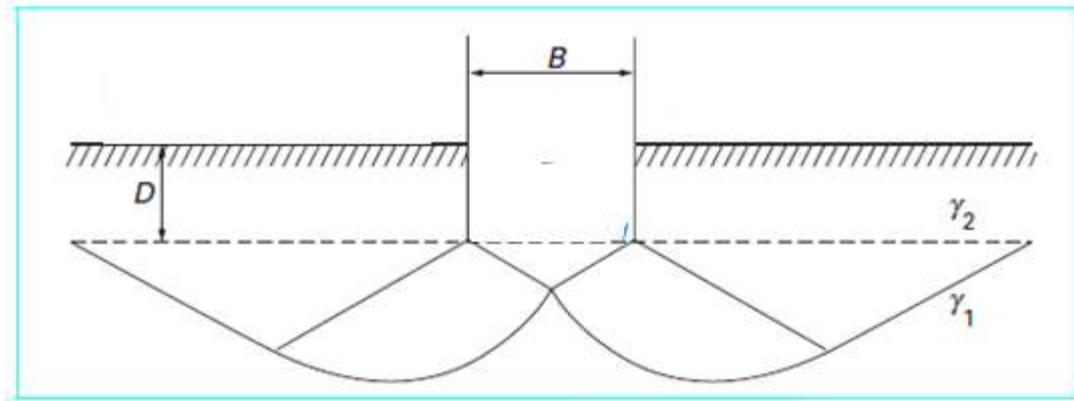


Figure 2.1 : Présentation du problème

### 2.4. Caractéristiques mécaniques du sol

#### 2.4.1. Argile

L'argile étudiée est une couche de sol fin saturée purement cohérente et non drainée, Le tableau(2.1) représente les caractéristiques mécaniques et physiques de l'argile étudiée.

Tableau 2.1: valeurs des paramètres du modèle Mohr-Coulomb pour la modélisation numérique

(Sols argileux)

	$E_u$ (kPa)	$C_u$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu_u$	$K_0$	$\varphi_u$ (degrés)
Argile	2 000	100	20	10	0,499	1	1
	10 000	200					
	300 000	300					

$E_u$  est le module de Young en comportement non drainé,  $C_u$  et  $\phi_u$  étant la cohésion non drainée et angle de frottement du sol respectivement,  $\gamma$  et  $\gamma_w$  sont respectivement le poids volumique du sol et le poids volumique d'eau.  $\nu$  est le coefficient de poisson du sol et  $K_0$  représente le coefficient de pression des terres au repos.

#### 2.4.2. Sable

Le sable étudié est une couche de sol pulvérulent, Le tableau 2.2 représente les caractéristiques mécaniques et physiques du sable étudié.

Tableau 2.2 : Valeurs des paramètres du modèle Mohr-Coulomb pour la modélisation numérique (Sols sableux)

	$E'$ (MPa)	$\phi$ (degrés)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$C$ (kPa)
Sable	6	30	14	10	0,33	0
	10	35	16			
	50	40	18			

#### 2.5. Modélisation du massif de sol et des fondations

Le critère de rupture étant celui de Mohr-Coulomb avec une loi de comportement élasto-plastique parfait. La nappe phréatique est supposée à la surface du sol pour le cas des argiles.

## 2.6. Procédure de modélisation numérique

Pour calculer la capacité portante d'une semelle continue, le code éléments finis PLAXIS explicites a été choisi. Ce code intègre de nombreuses lois de comportement, adaptables à un grand nombre de matériaux. Dans cette étude le comportement du sol est régi par une loi élastique linéaire isotrope - parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb a été adopté.

La condition d'une semelle rigide (indéformable) est assurée en imposant un déplacement vertical uniforme aux nœuds de la semelle. L'interface rugueuse est assurée en bloquant les déplacements relatifs horizontaux pour les nœuds de la semelle ; le déplacement est fixé uniquement dans la direction verticale pour tenir compte du cas d'une semelle lisse. Pour calculer les facteurs de portance, une technique de chargement par déplacement a été adoptée, en considérant une vitesse de déplacement très faible, appliquée sur les nœuds des éléments qui représentent la semelle ; le déplacement progressif de la semelle est accompagné par l'augmentation des contraintes dans le sol. La contrainte au-dessous de la semelle se stabilise pour une valeur qui indique un palier correspondant à la capacité portante  $q_l$ .

La fondation filante utilisée ayant une largeur  $B$ , est supposée être parfaitement rigide. Pour ce faire, des déplacements uniformes ont été imposés à la fondation où les chargements correspondants sont déduits du calcul par éléments finis [voir figure (2.2)].

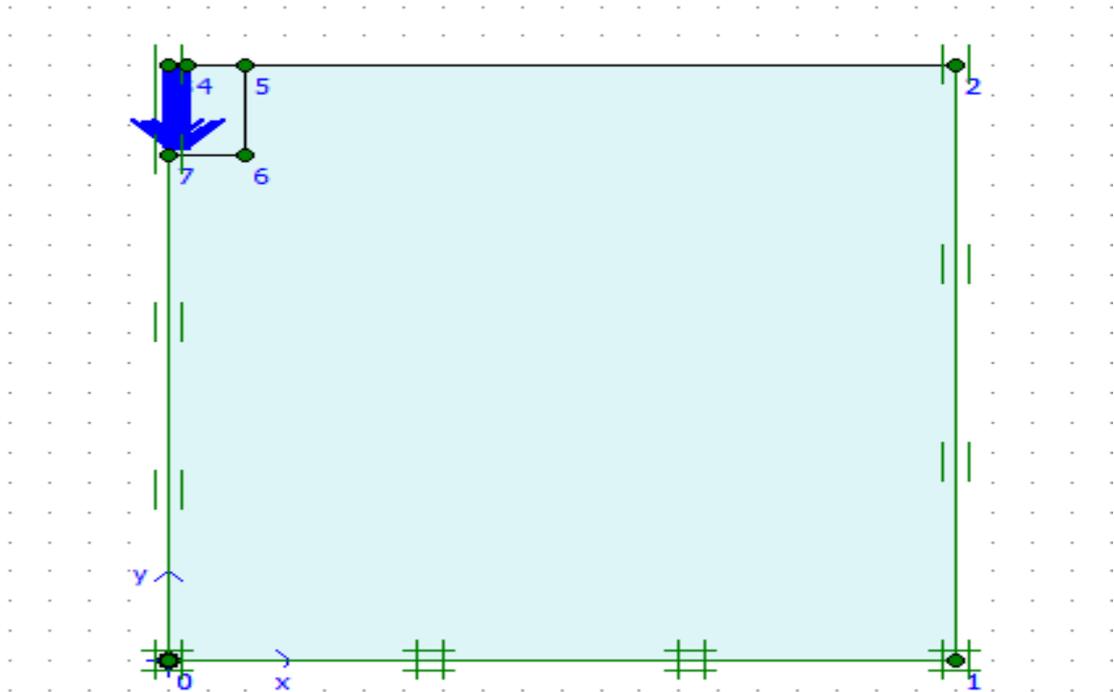


Figure 2.2 :Présentation du model étudié

### 2.7. Maillage et conditions aux limites

Plaxis offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds. Pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume, l'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 nœuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

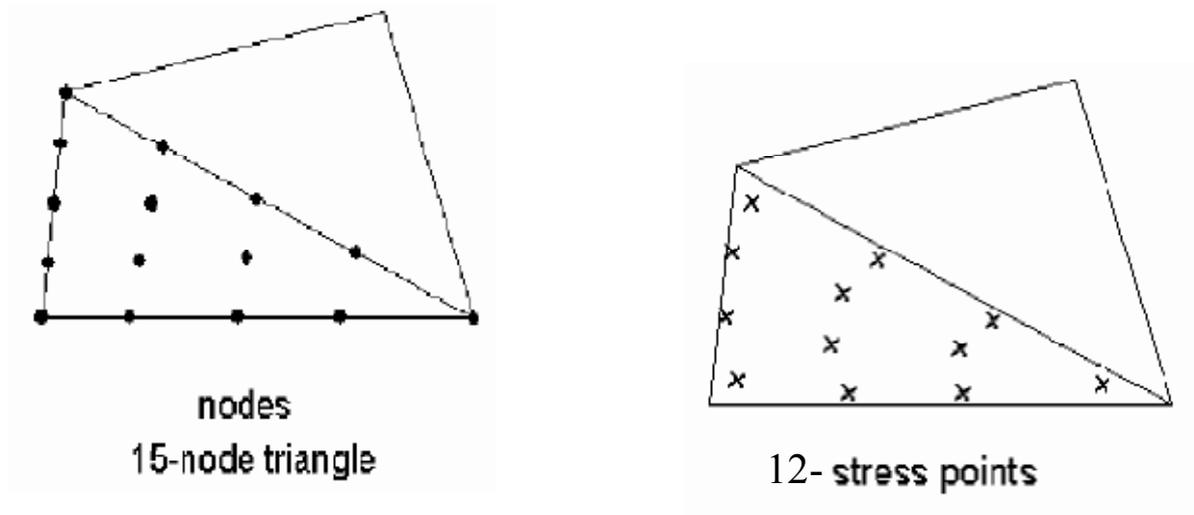


Figure 2.3 :Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments du sol

Le maillage doit être resserré dans les régions situées directement autour de la fondation où des concentrations de contraintes sont attendues. En dehors de ces zones, des éléments de taille plus importante sont mis en place pour atteindre les frontières extérieures.

La finesse du maillage est réglée sur « medium » pour tout le sol, puis on le raffine localement sur la partie près de la fondation et plus fin en-dessous de la semelle comme il est indiqué sur la Figure (2.3).

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les faces verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure.

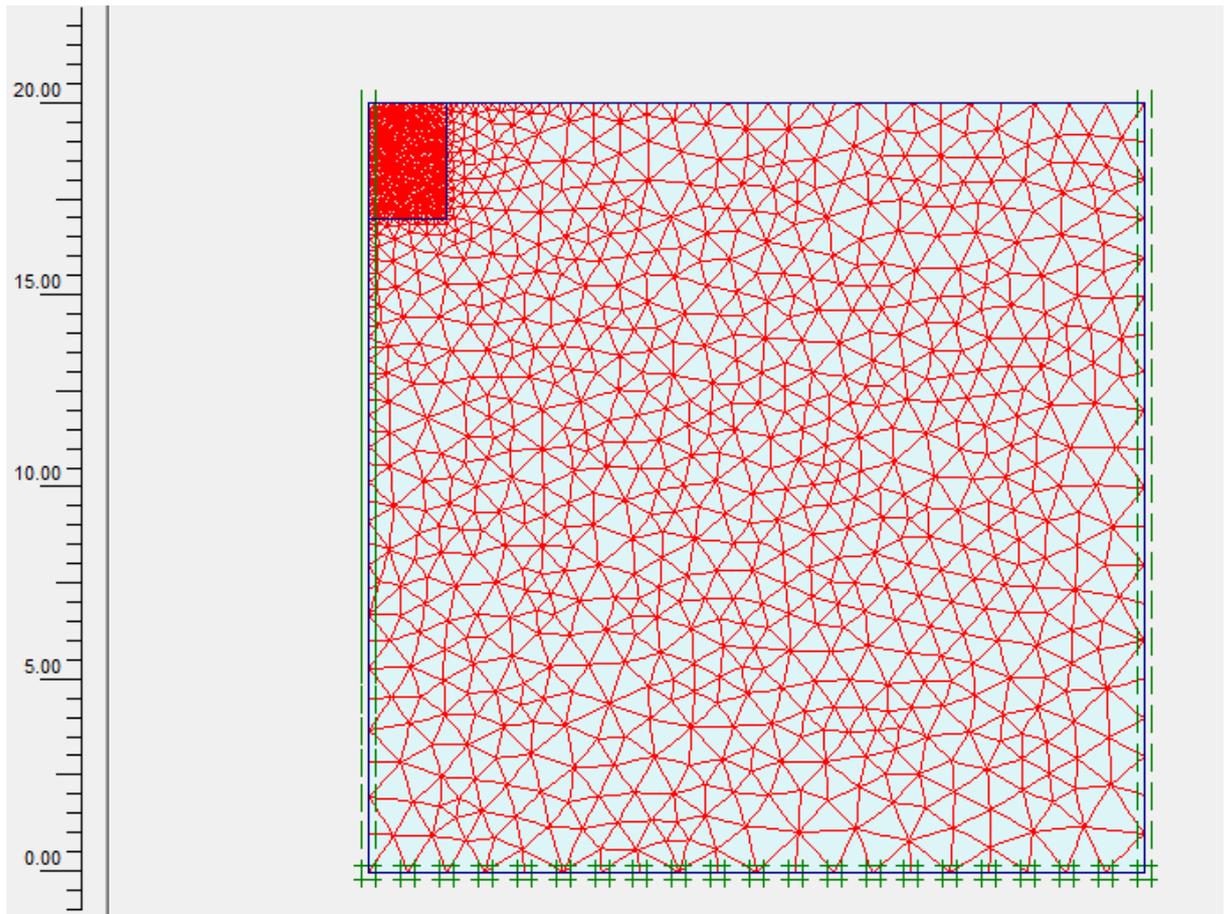


Figure 2.4 :Génération du maillage

## 2.8. Résultats de modélisation

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés et les déplacements. On présente ci-dessous quelques résultats typiques pour notre étude.

### 2.8.1. Résultat d'une Argile molle :

$$D=1mU_y=0,001m$$

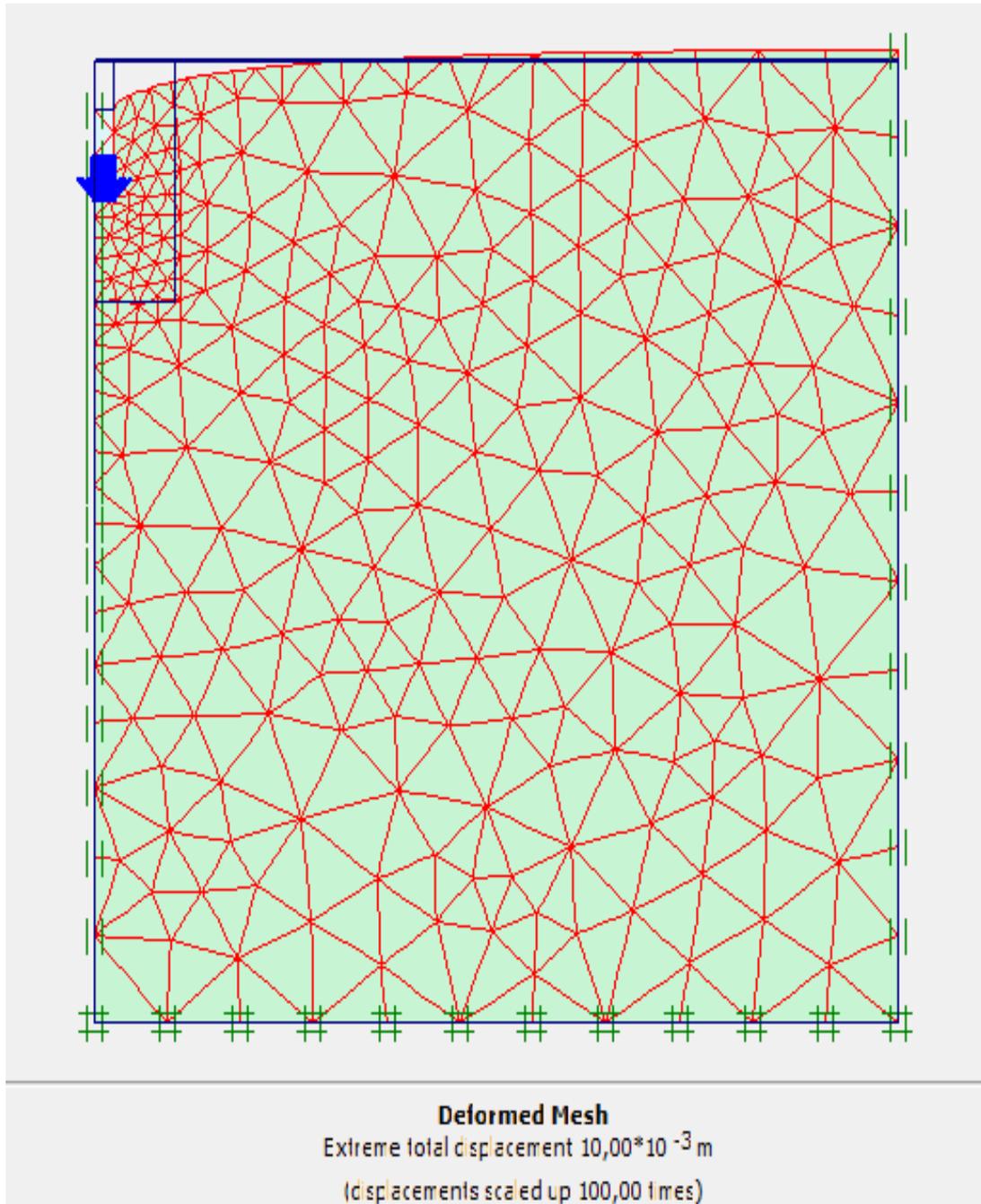


Figure 2.5 : Maillage déformé

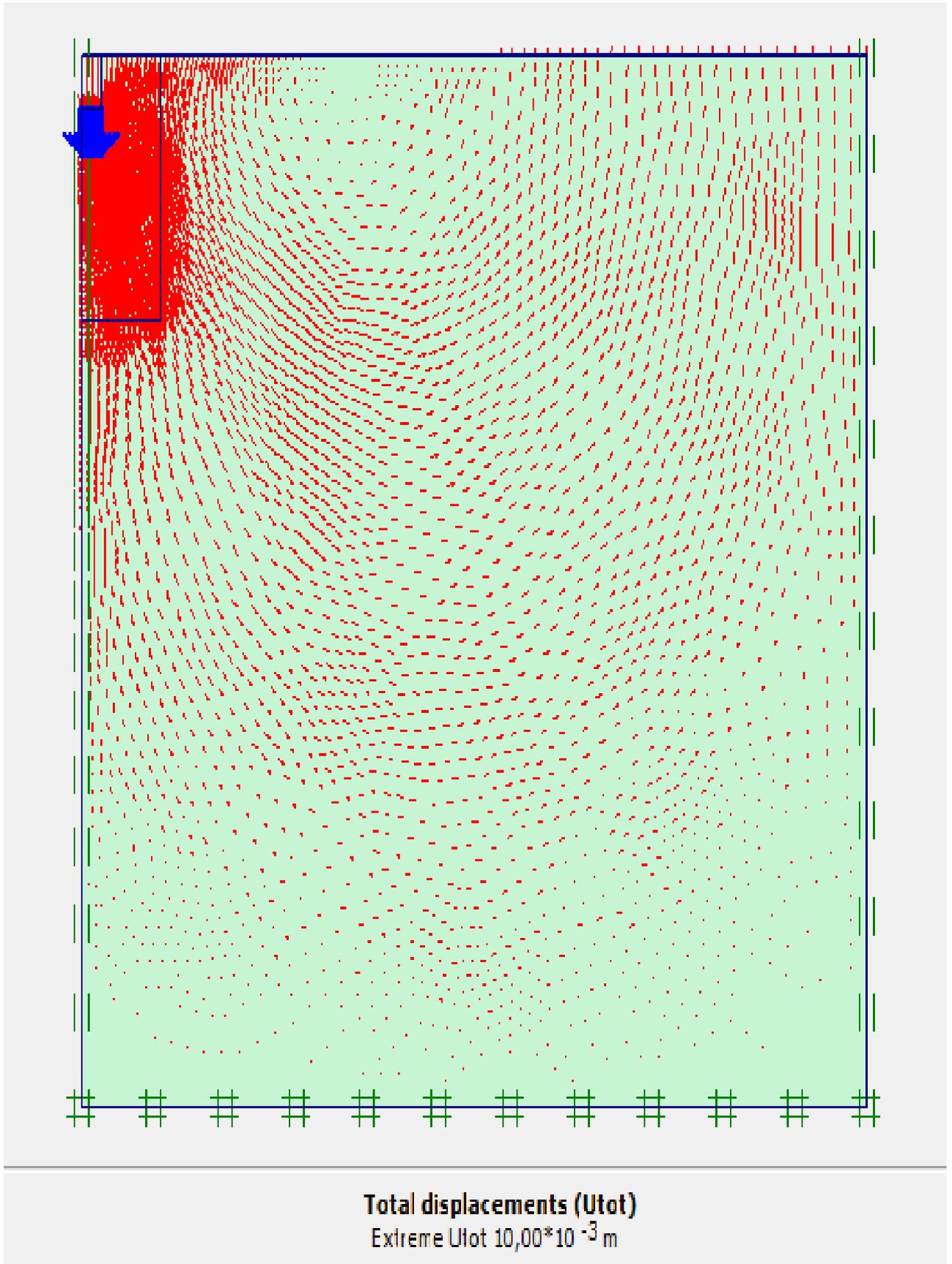


Figure 2.6 : Incrément total de déplacement

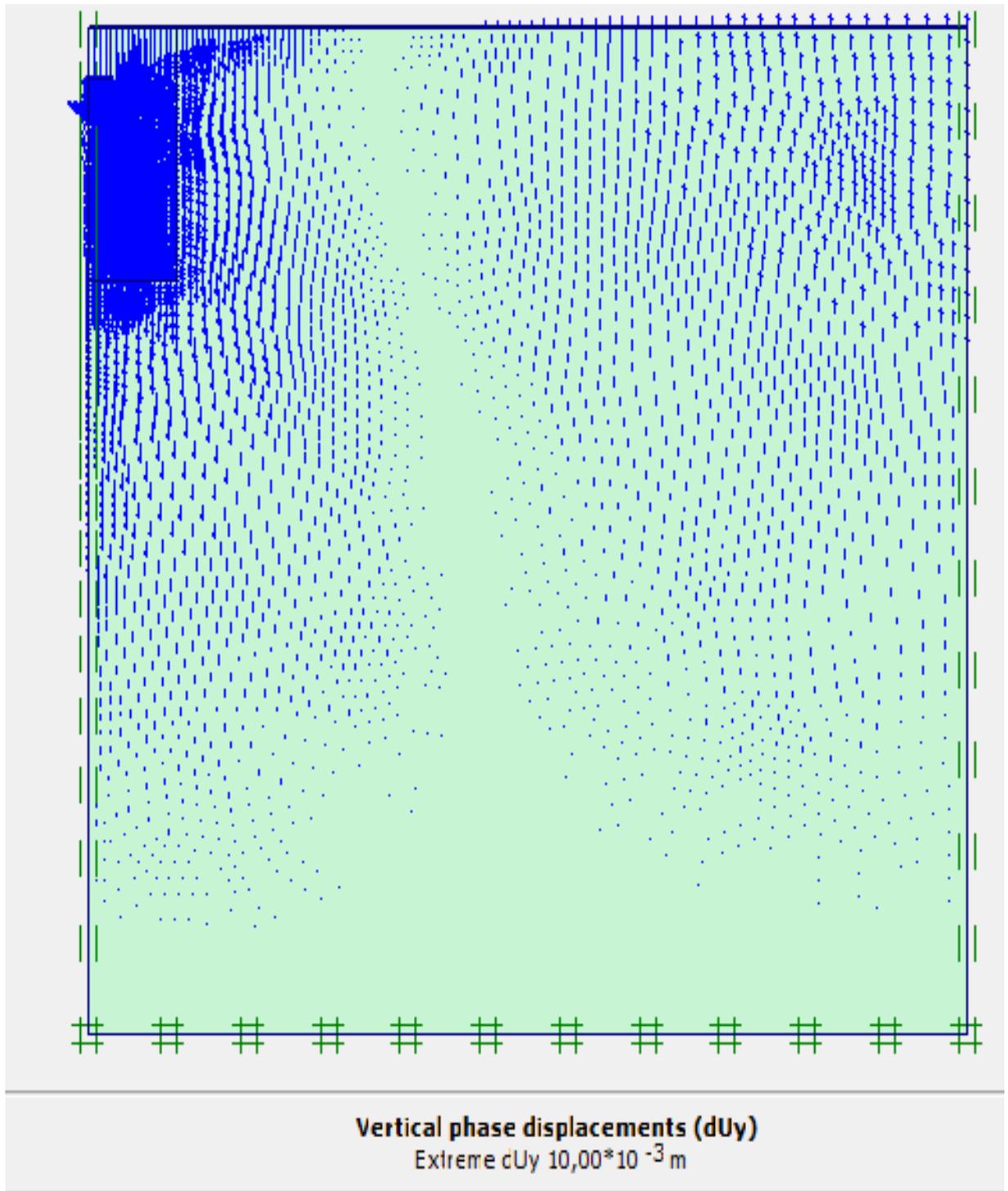


Figure 2.7 :Déplacements verticaux

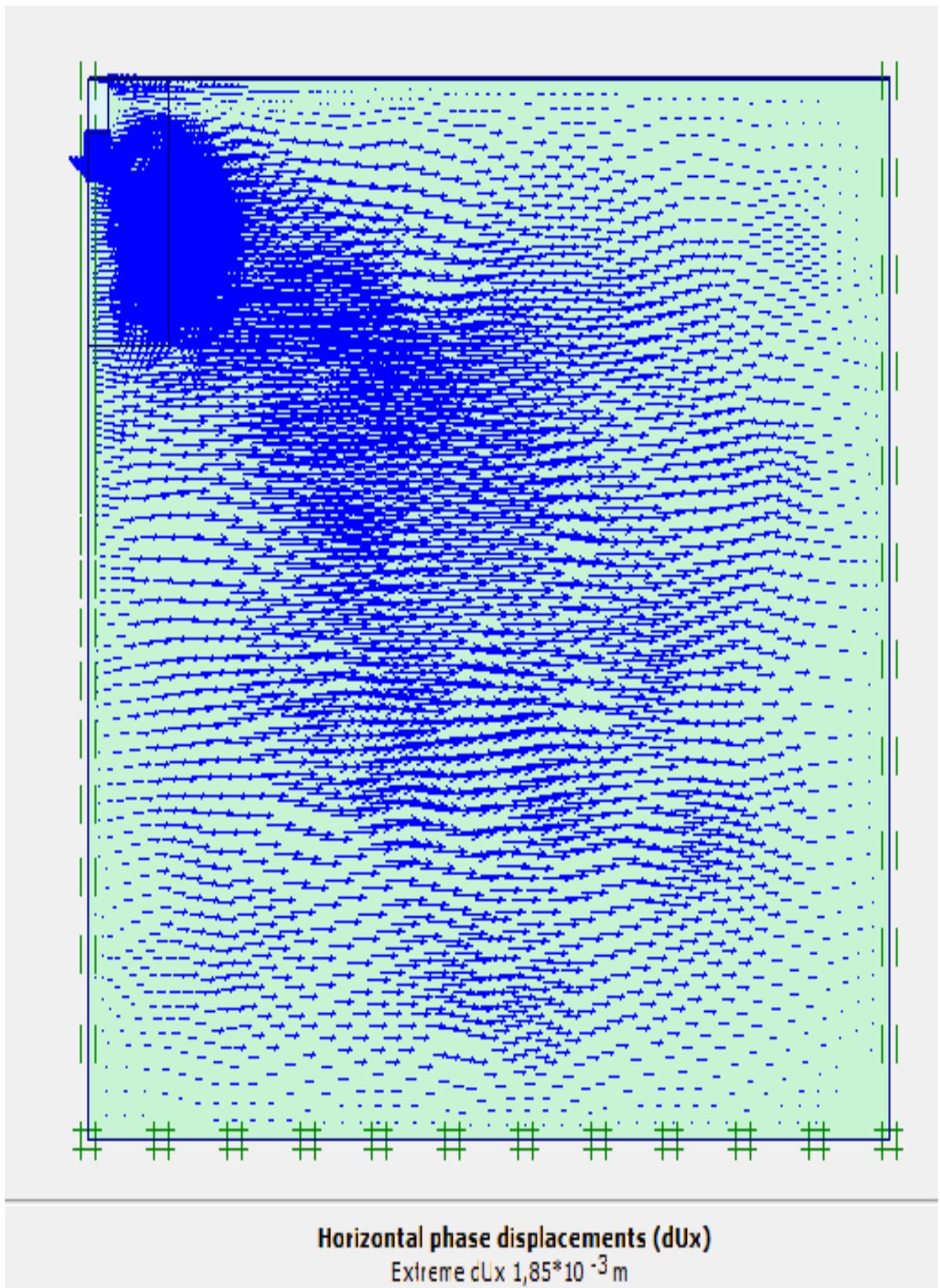


Figure 2.8 : Déplacements horizontaux

## 2.9. Présentation et interprétation des résultats

### 2.9.1. Calcul de la pression verticale

La pression verticale est la somme des réactions dans les nœuds divisé par la largeur de la semelle. Elle est donnée par la relation suivante :

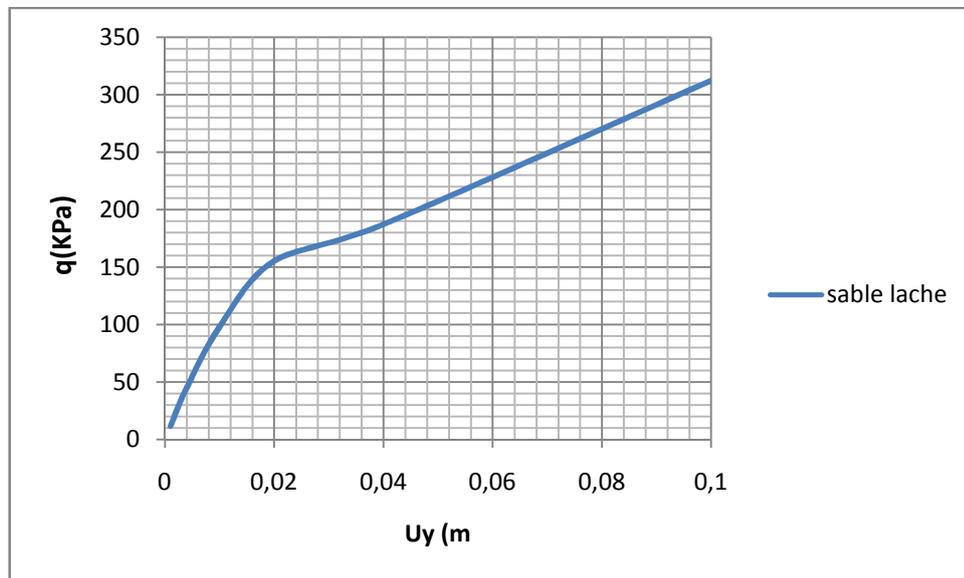
$$P = 2 \sum_{i=1}^n \frac{F_i}{B}$$

- 1) P : est la pression verticale ;
- 2) B : la largeur de la semelle ;
- 3) Fi : les réactions verticales dans les nœuds.

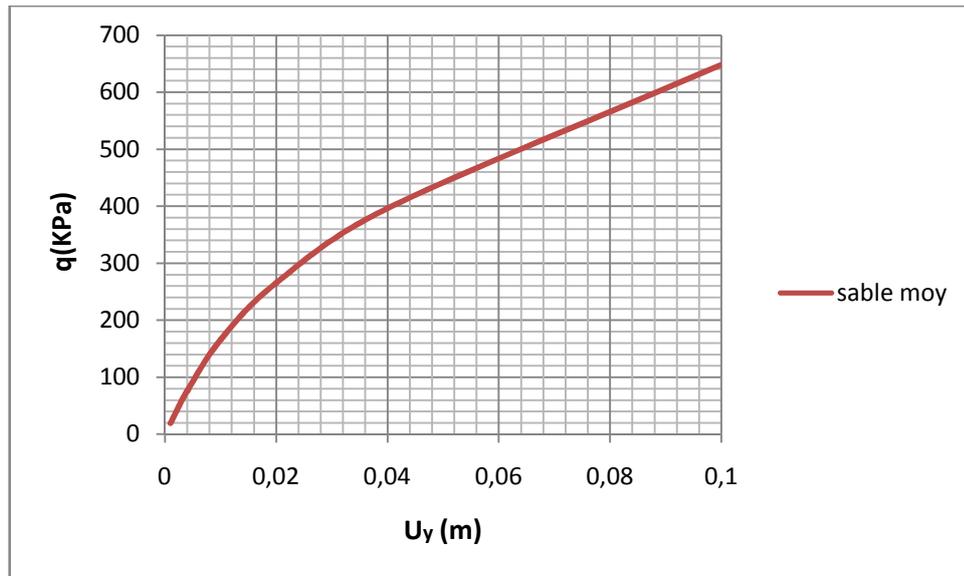
### 2.9.2. Courbes de chargement

#### 2.9.2.1. Sable

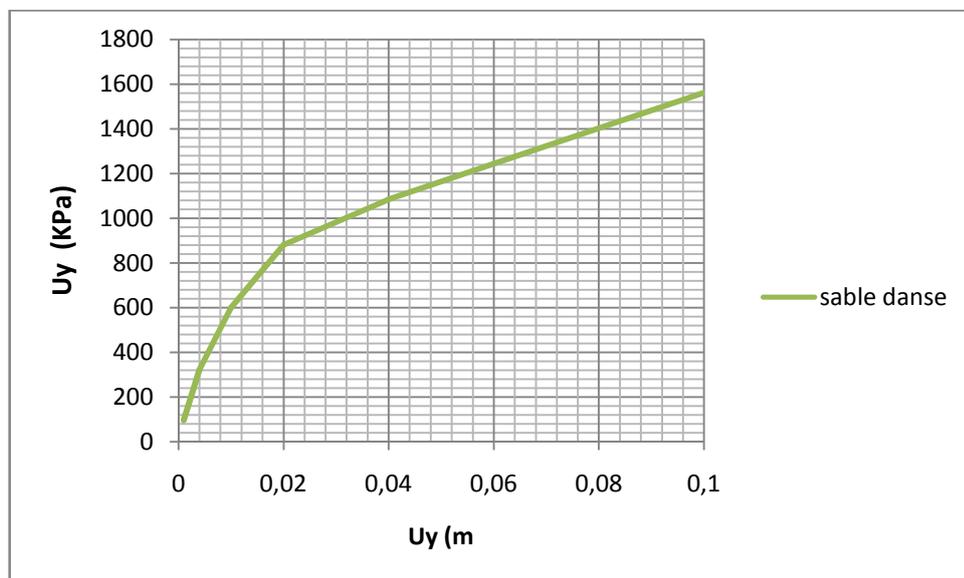
##### 1) D=0m :



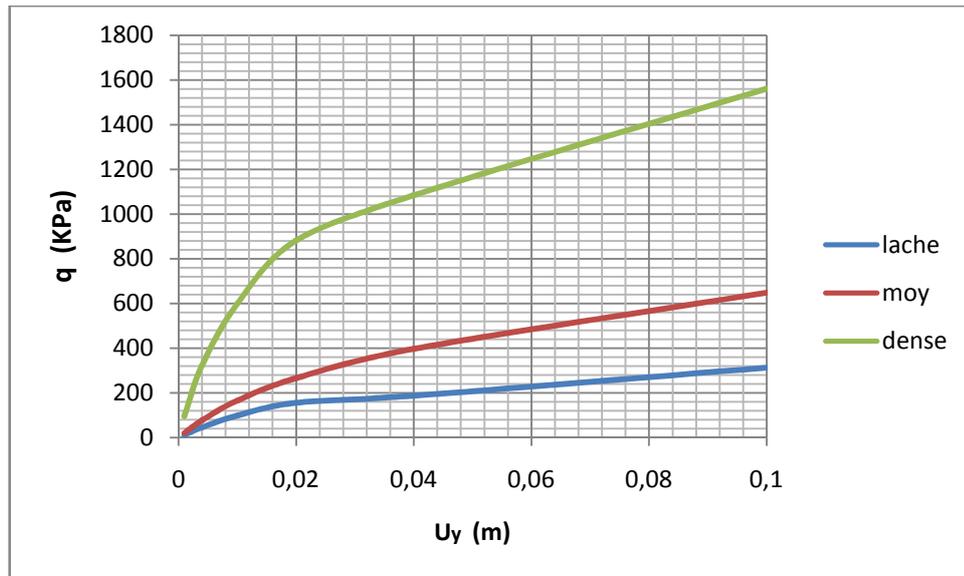
Graphique 2.1 : Evaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable lâche)



Graphique 2.2 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable moy)



Graphique 2.3 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable danse)



Graphique 2.4 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sol sableux)

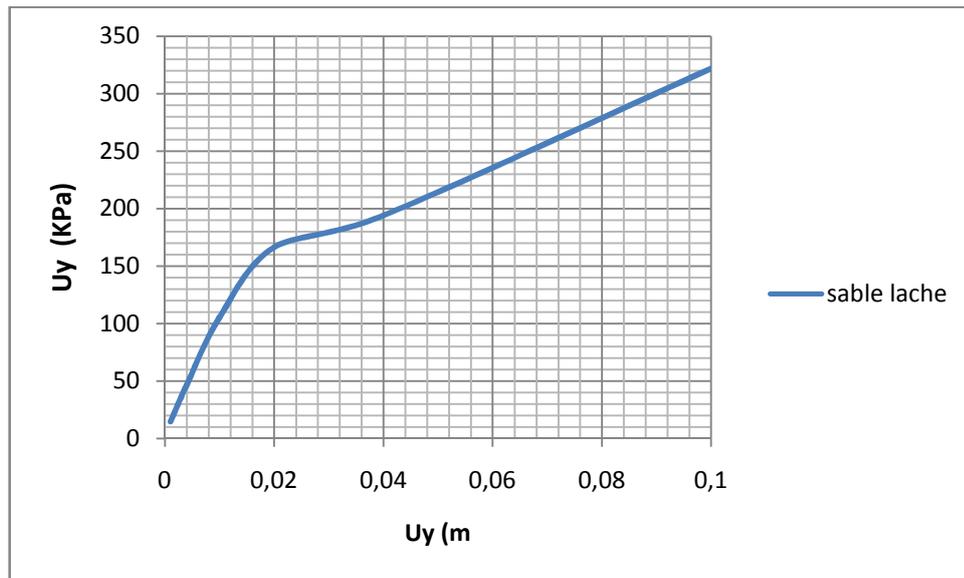
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l=310$  kpa

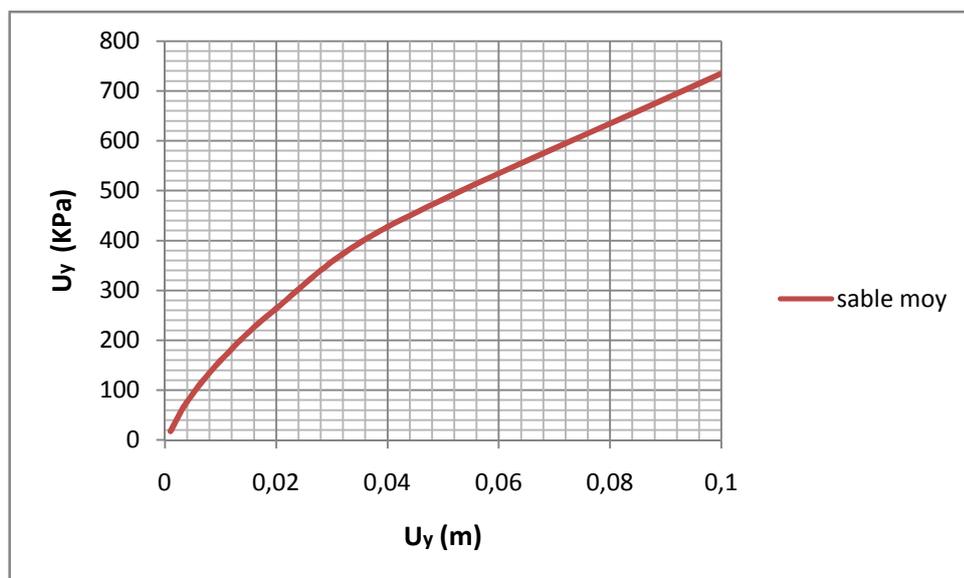
Sable moy  $q_l= 650$  kpa

Sable dense  $q_l= 1560$ kpa

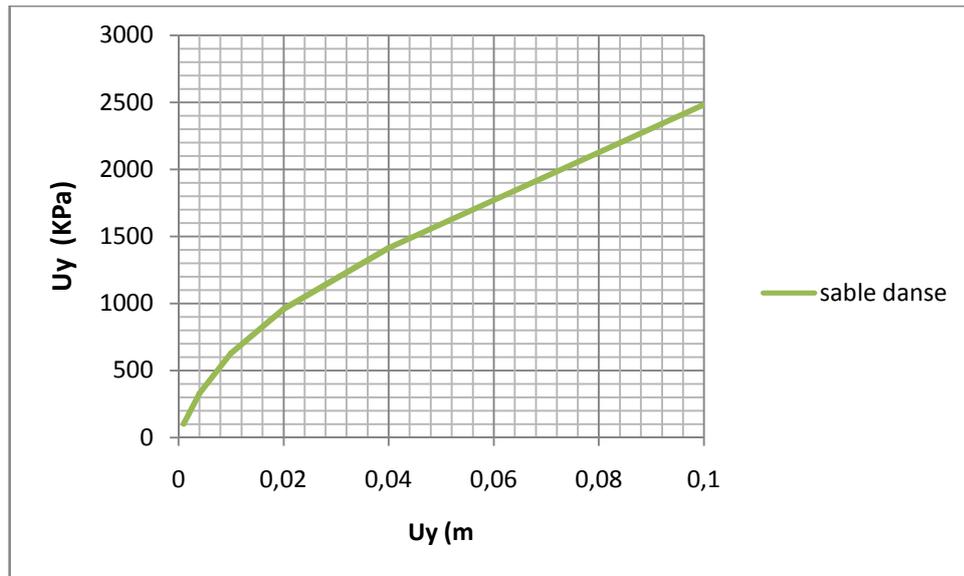
2)  $D=0.5m$  :



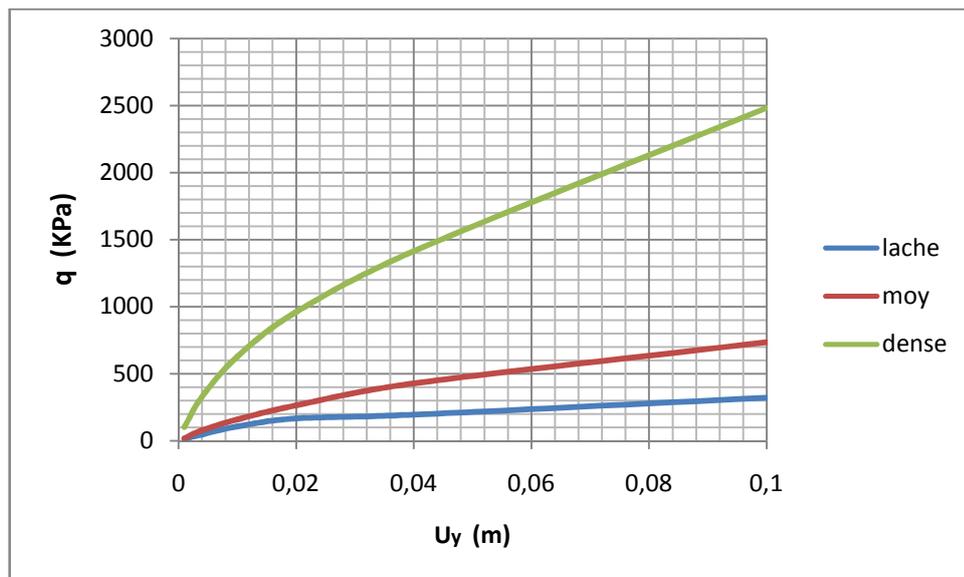
Graphique 2.5 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable lâche)



Graphique 2.6 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable moy)



Graphique 2.7 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable dense)



Graphique 2.8 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol sableux)

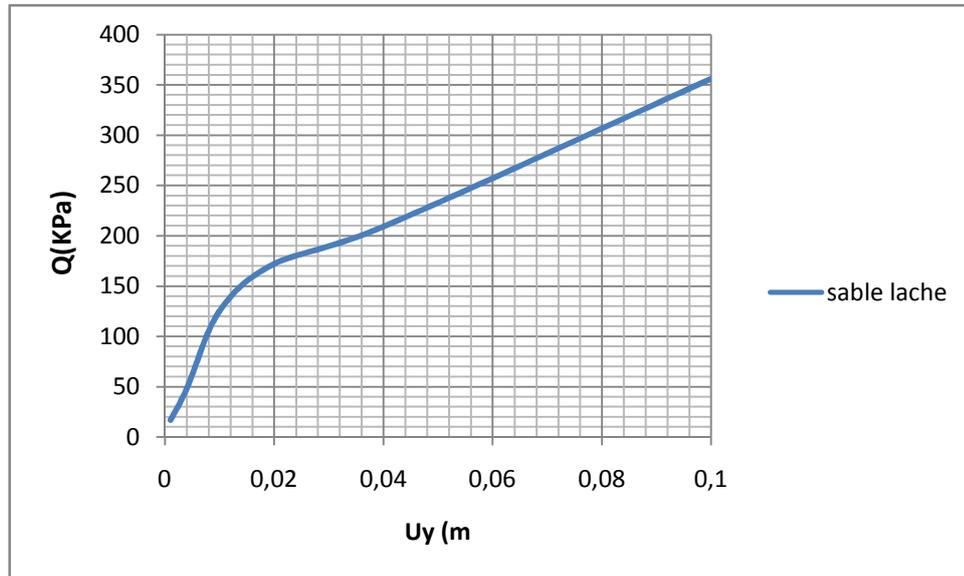
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l = 320$  kpa

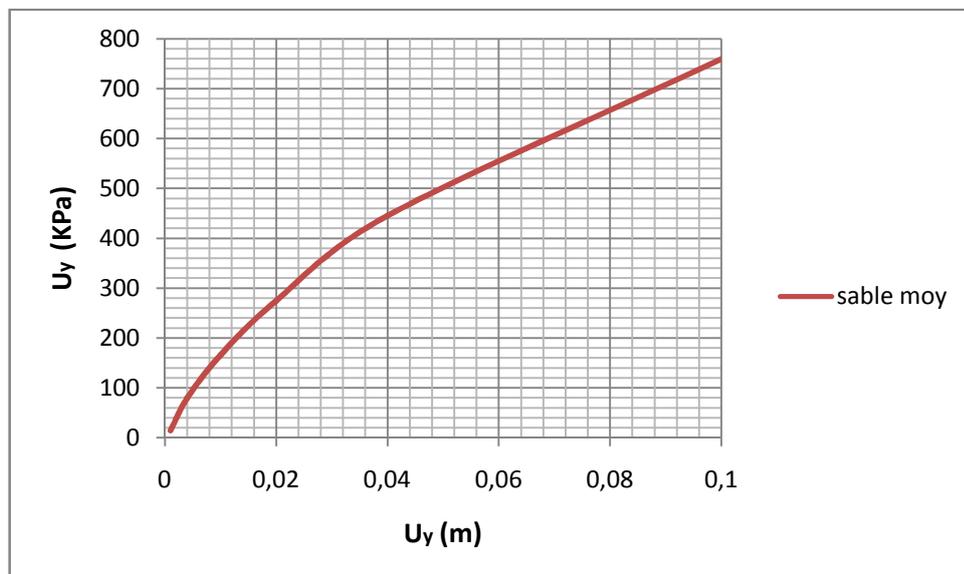
Sable moy  $q_l = 735$  kpa

Sable dense  $q_l = 2483$  kpa

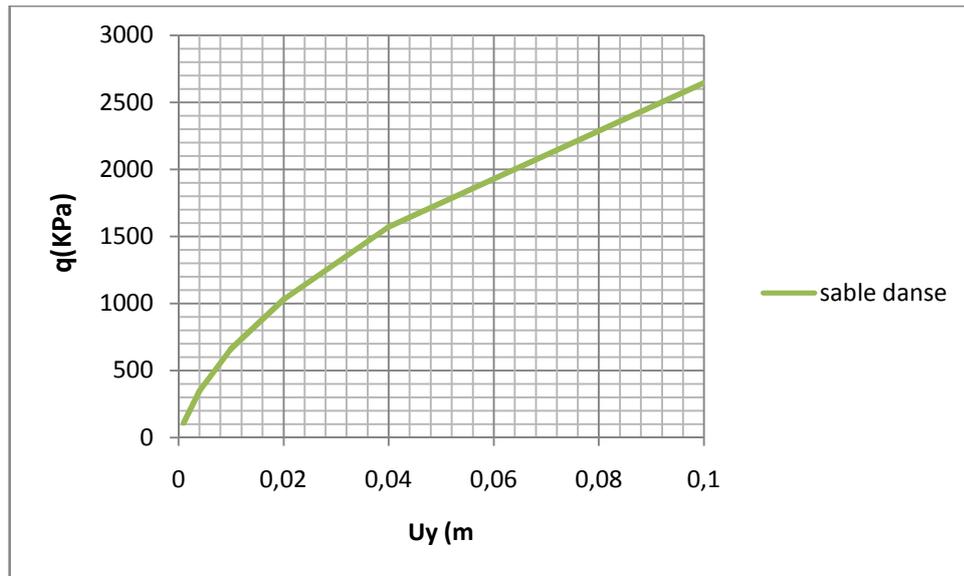
3)  $D=1m$  :



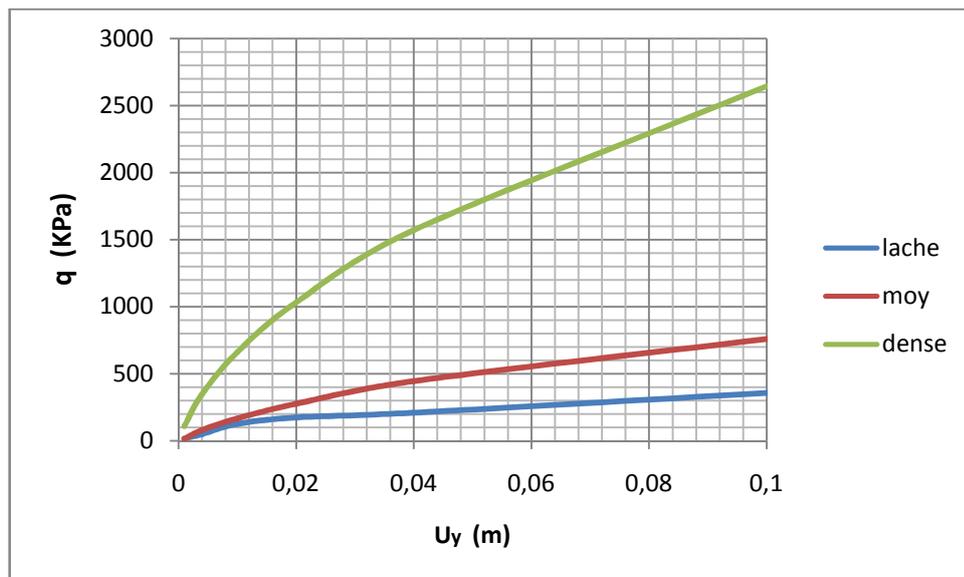
Graphique 2.9 :évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable lâche)



Graphique 2.10 :évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable moy)



Graphique 2.11 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable dense)



Graphique 2.13 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol sableux)

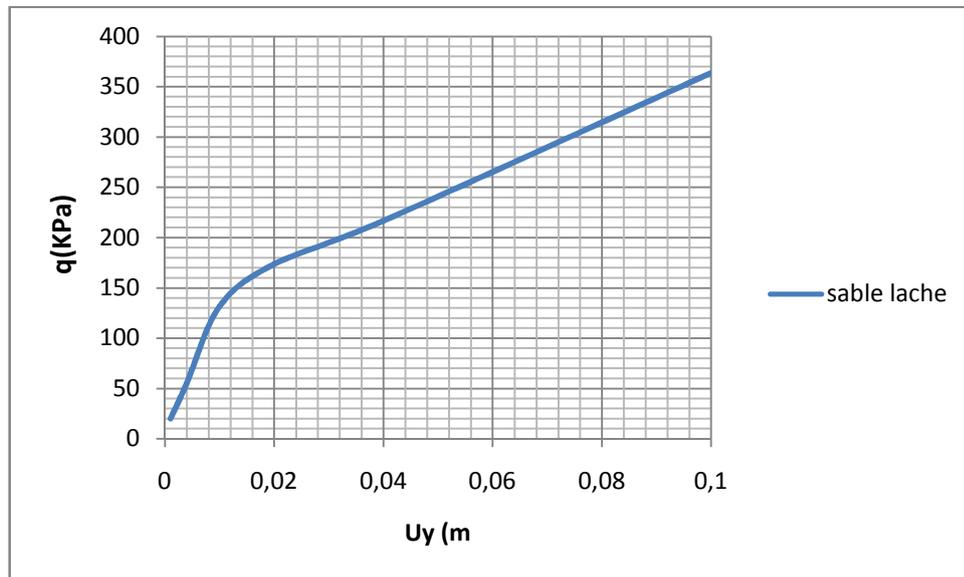
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l=356\text{kpa}$

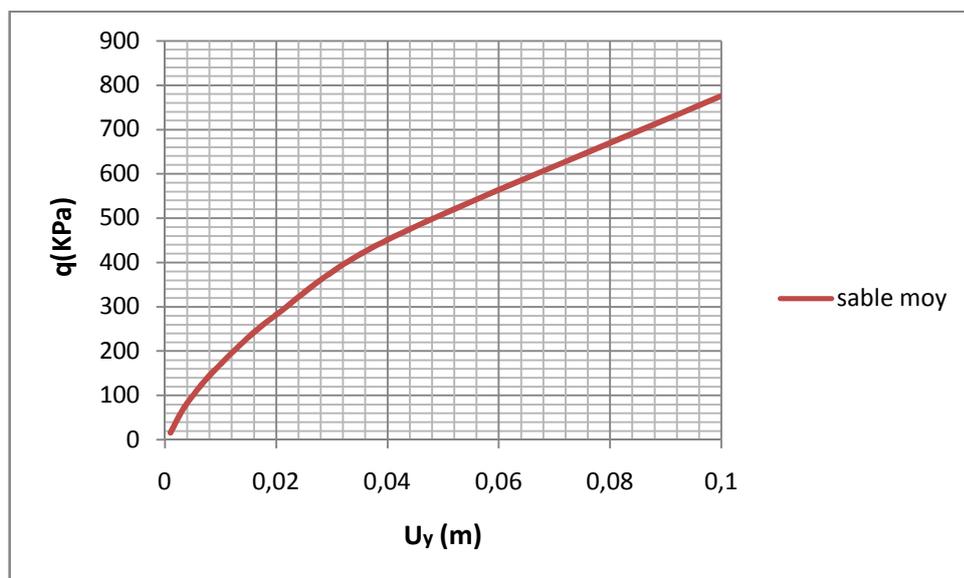
Sable moy  $q_l= 760\text{ kpa}$

Sable dense  $q_l=2649\text{ kpa}$

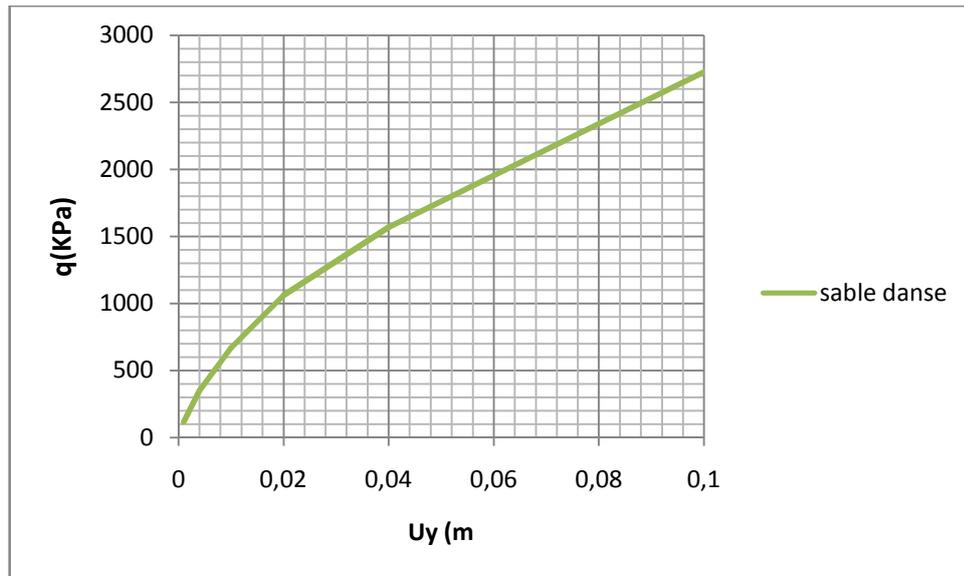
4)  $D=1.2m$  :



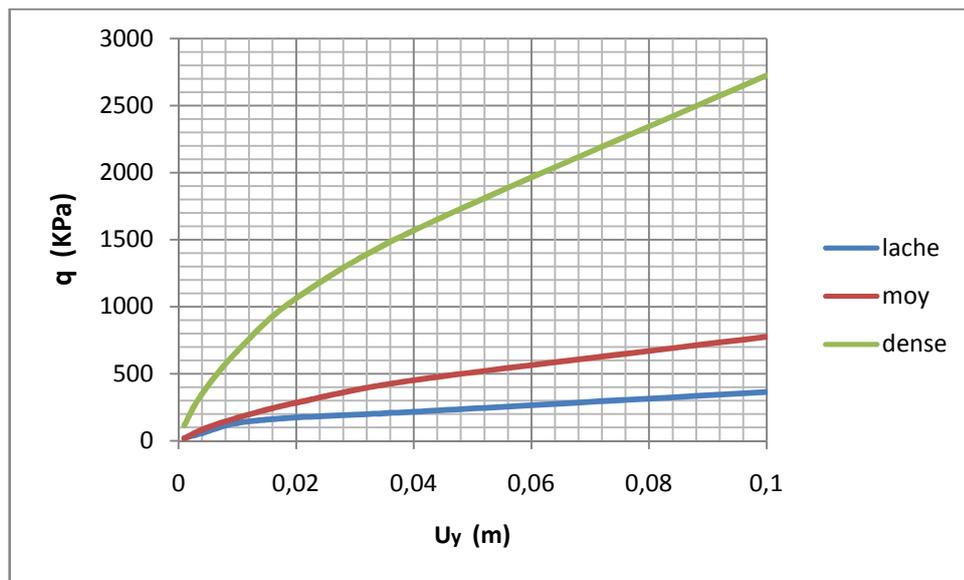
Graphique 2.14 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable lâche)



Graphique 2.15 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable moy)



Graphique 2.16 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable dense)



Graphique 2.17 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol sableux)

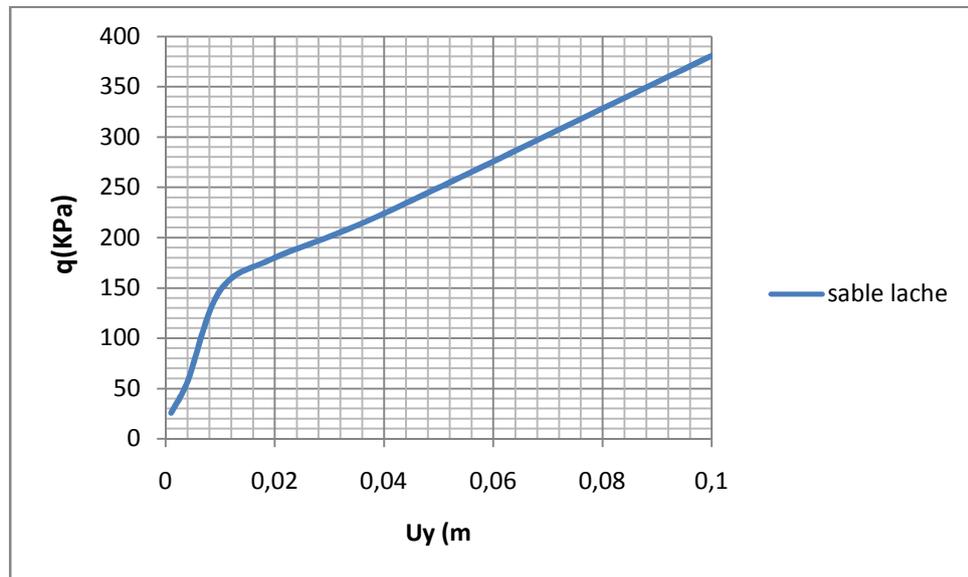
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l=363$  kpa

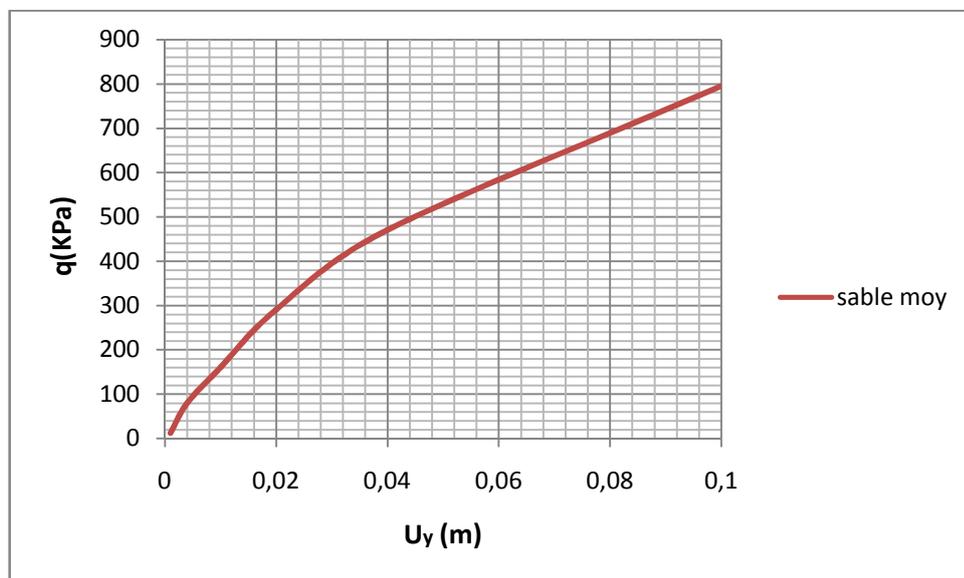
Sable moy  $q_l= 775$  kpa

Sable danse  $q_l= 2724$  kpa

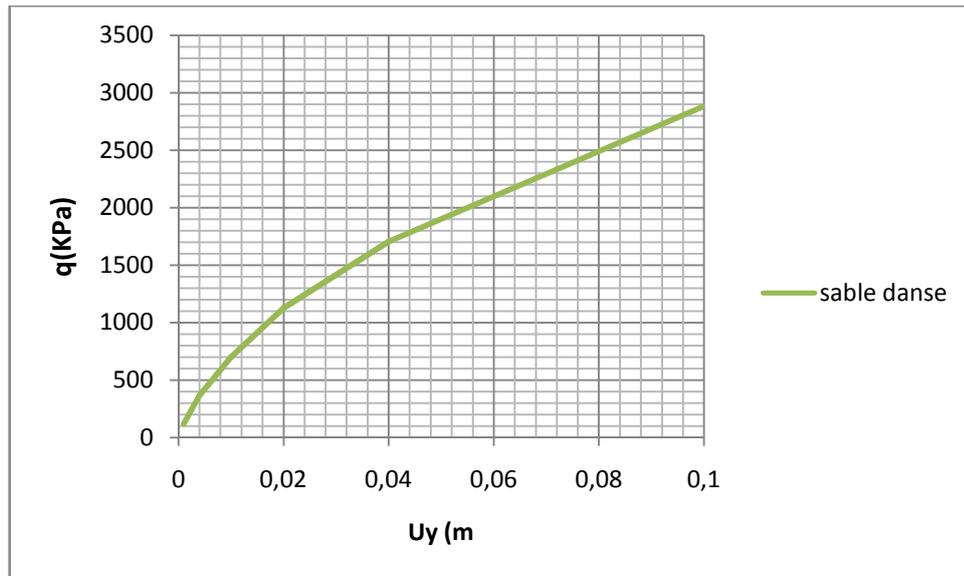
5)  $D=1.5m$  :



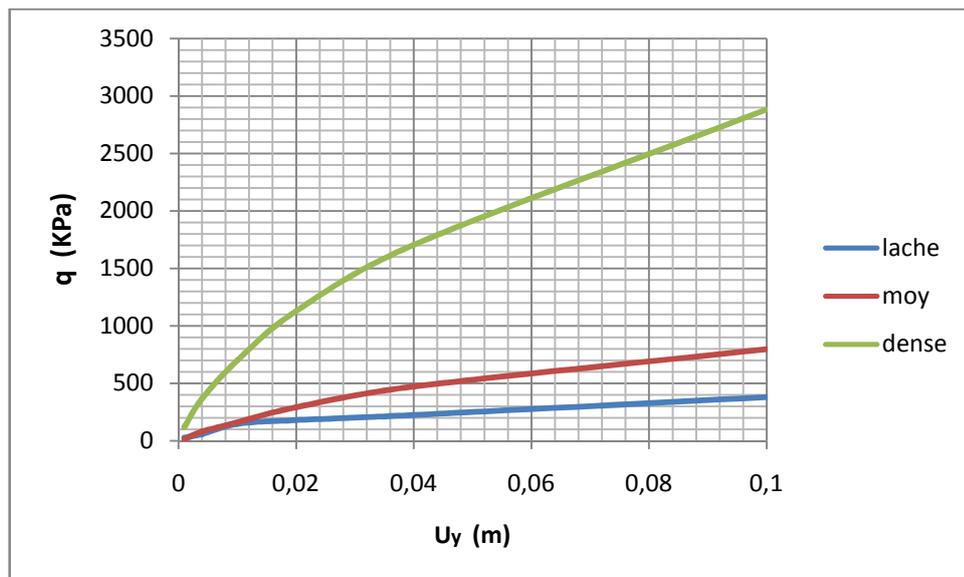
Graphique 2.18 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable lâche)



Graphique 2.19 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable moy)



Graphique 2.20 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable dense)



Graphique 2.21 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol sableux)

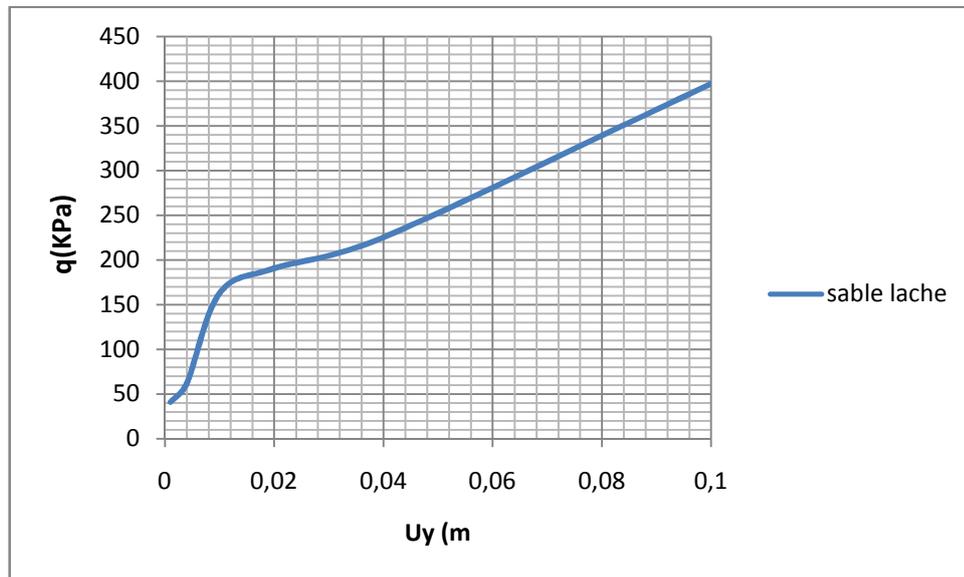
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l=380\text{kpa}$

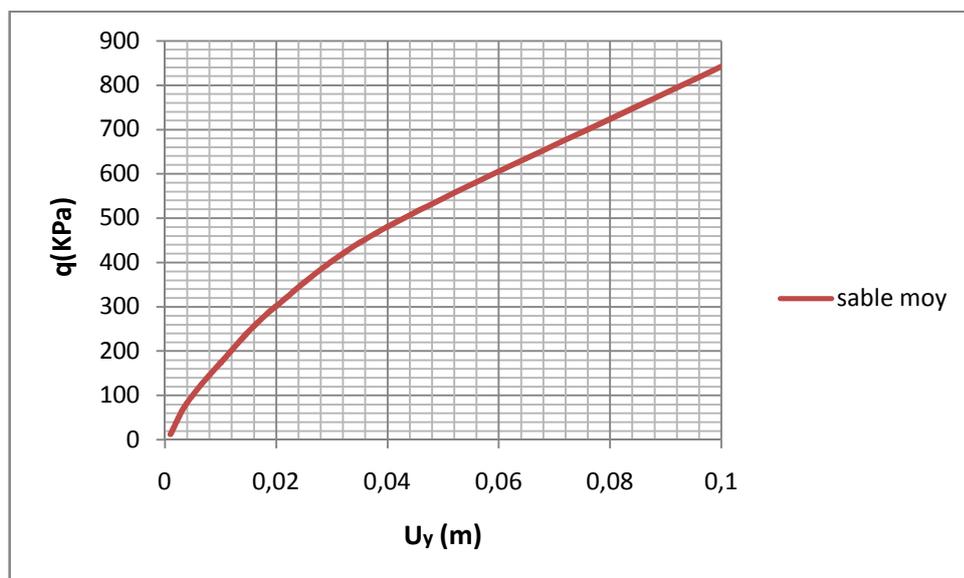
Sable moy  $q_l= 795\text{kpa}$

Sable dense  $q_l= 2881\text{kpa}$

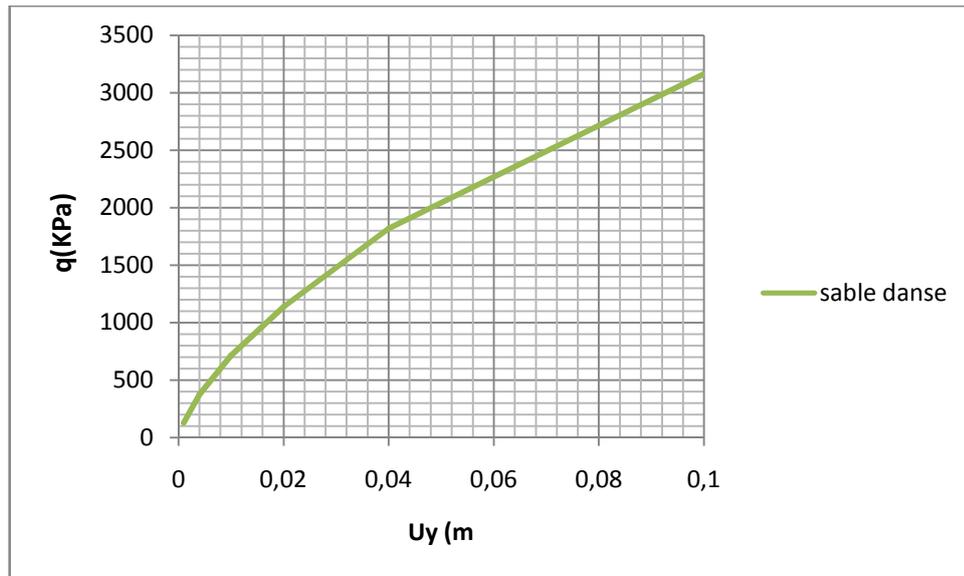
6)  $D=2m$  :



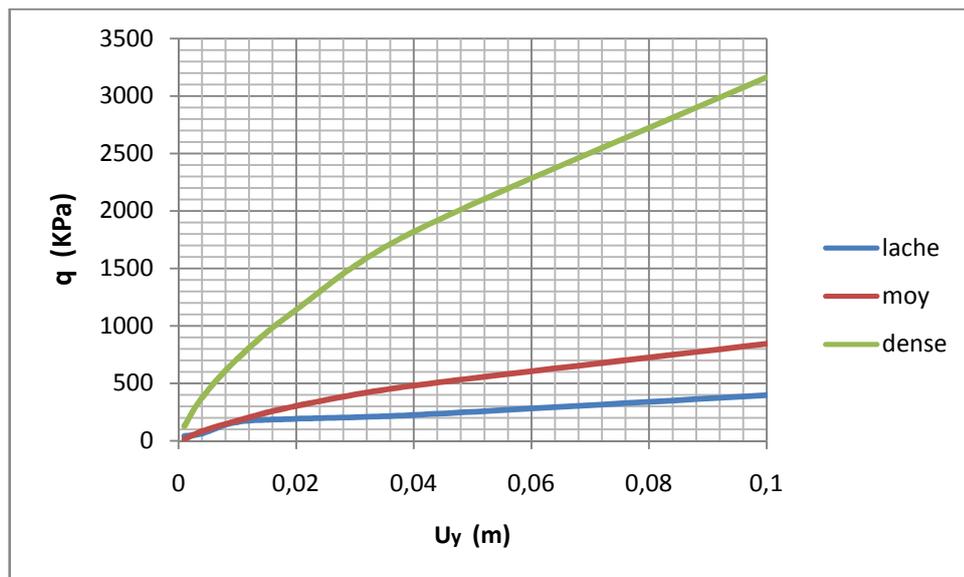
Graphique 2.22 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable lâche)



Graphique 2.23 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable moy)



Graphique 2.24 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable dense)



Graphique 2.25 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sol sableux)

D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

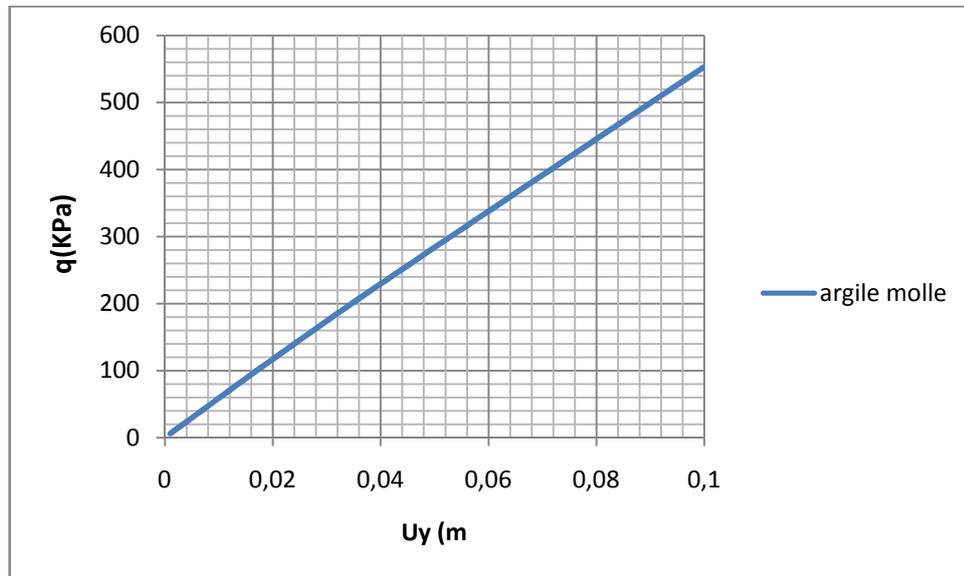
Sable Lâche :  $q_l = 396.8 \text{ kpa}$

Sable moy  $q_l = 842.24 \text{ kpa}$

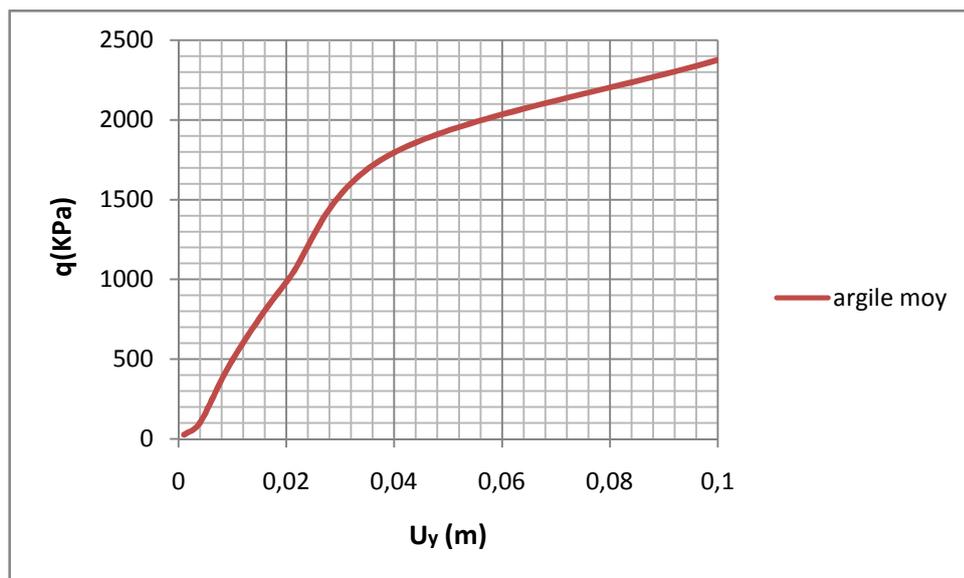
Sable dense  $q_l = 3163.2 \text{ kpa}$

### 2.9.2.2. Sol Argileux

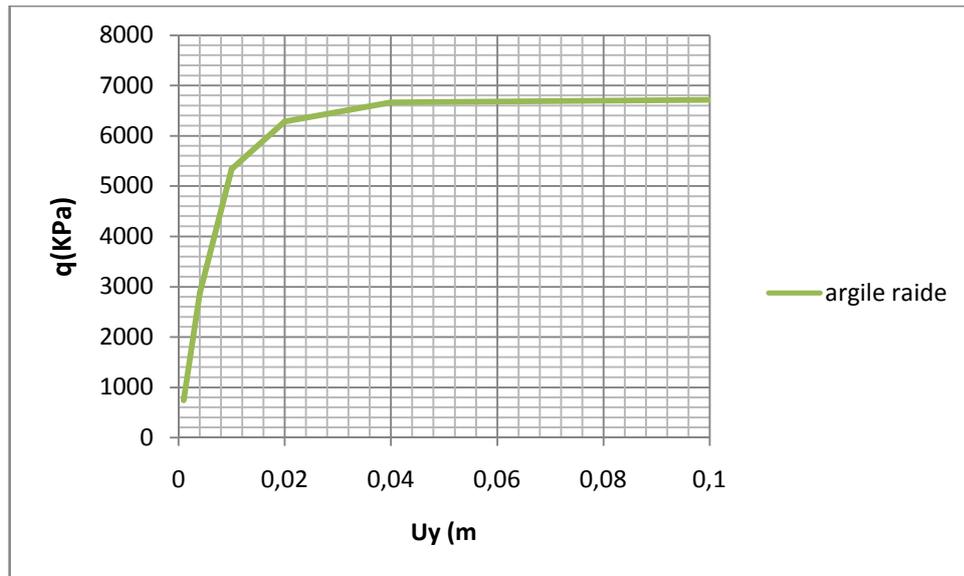
1)  $D=0\text{m}$  :



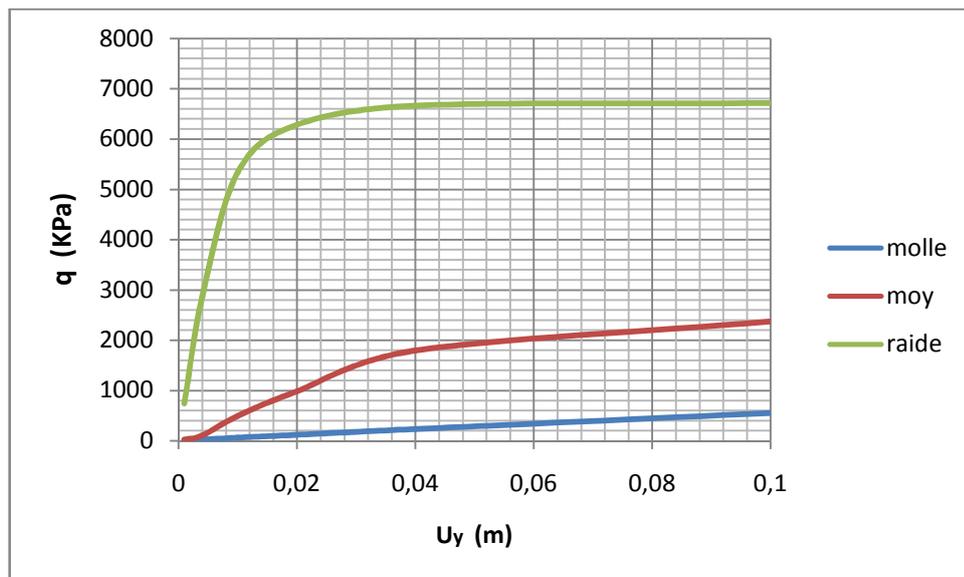
Graphique 2.26 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile molle)



Graphique 2.27 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile moyenne)



Graphique 2.28 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 2.29 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

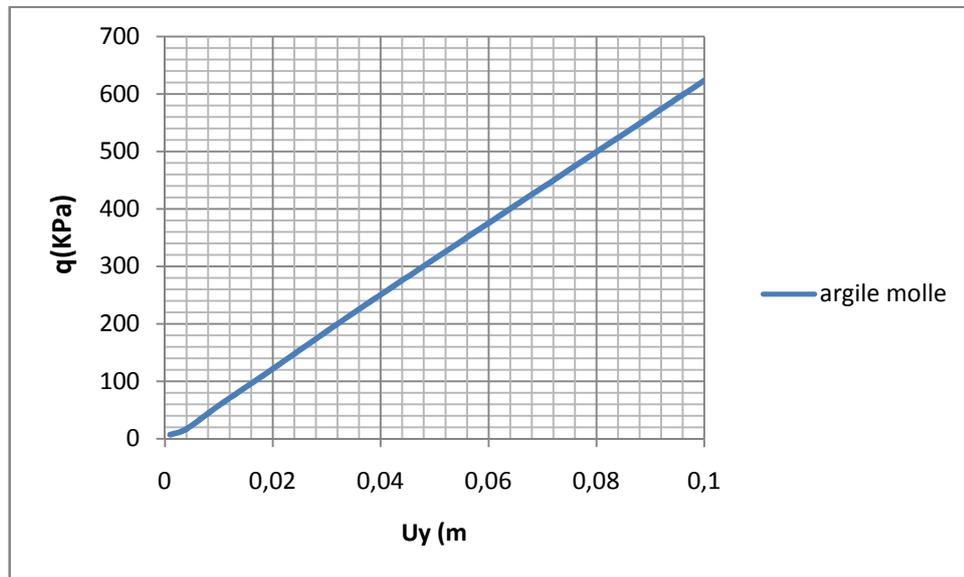
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=553\text{kpa}$

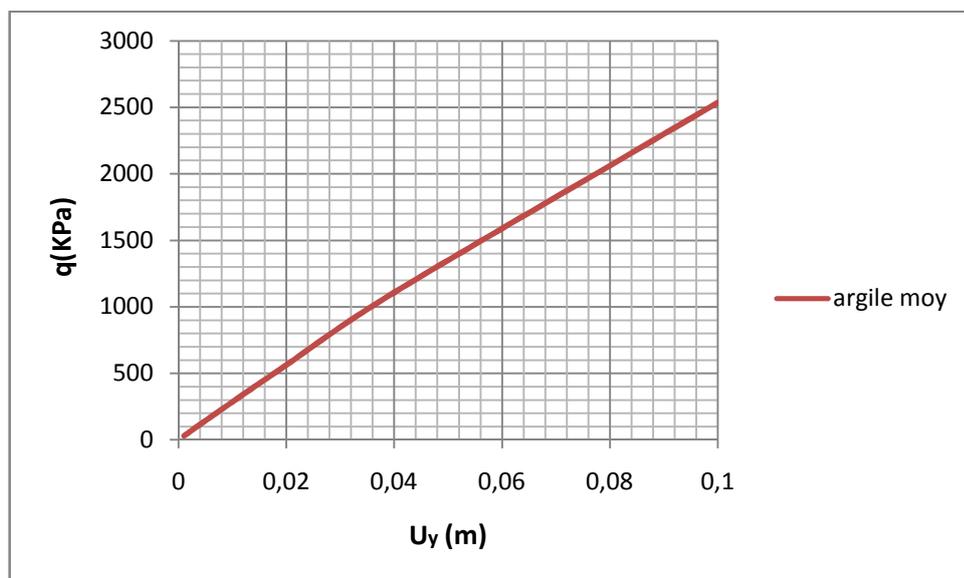
Argile moyenne  $q_l=2374\text{kpa}$

Argile très raide  $q_l=6715\text{kpa}$

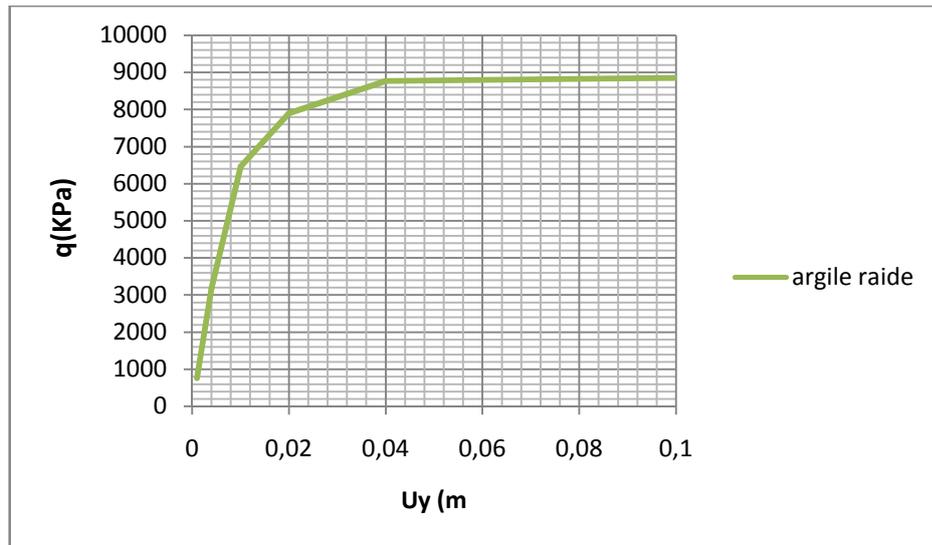
2)  $D=0.5m$  :



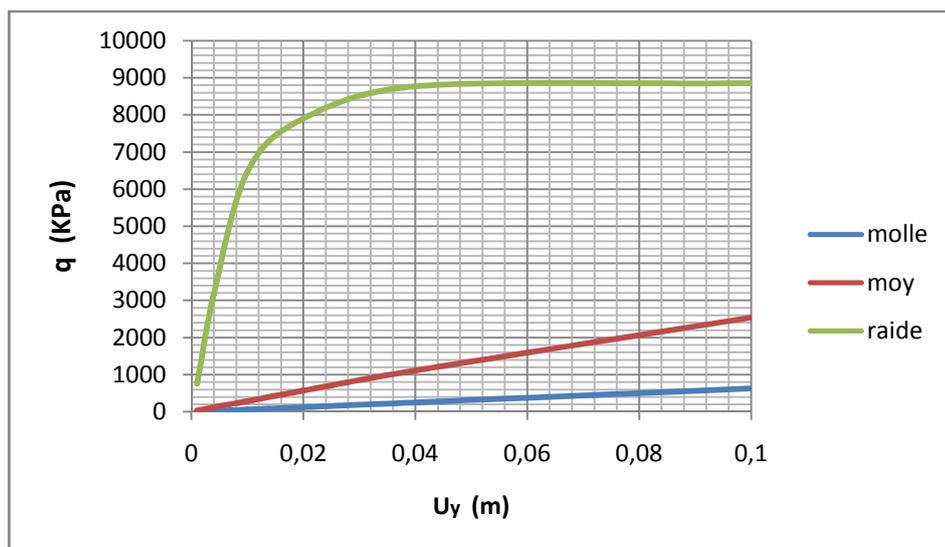
Graphique 2.30 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile molle)



Graphique 2.31 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile moyenne)



Graphique 2.32 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 2.33 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

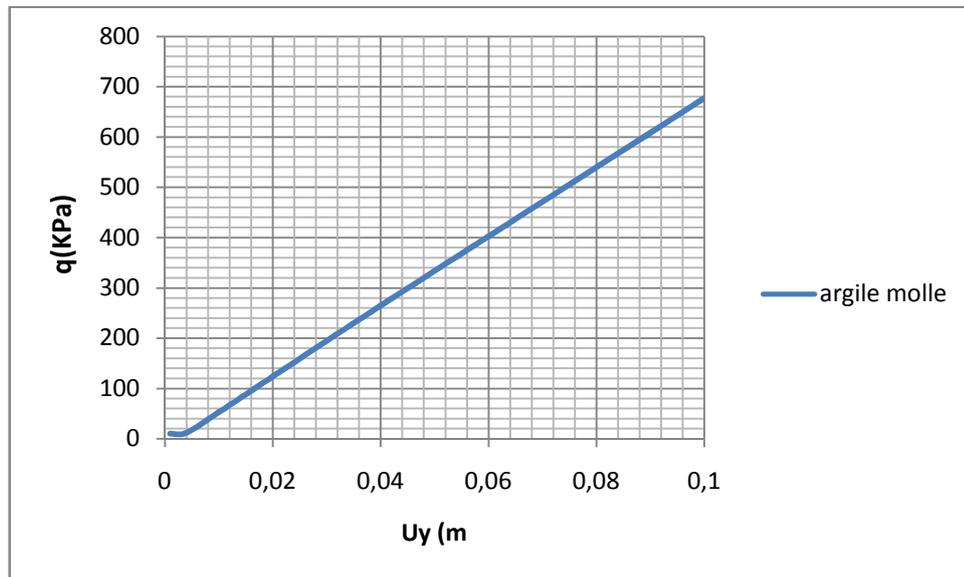
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=623$  kpa

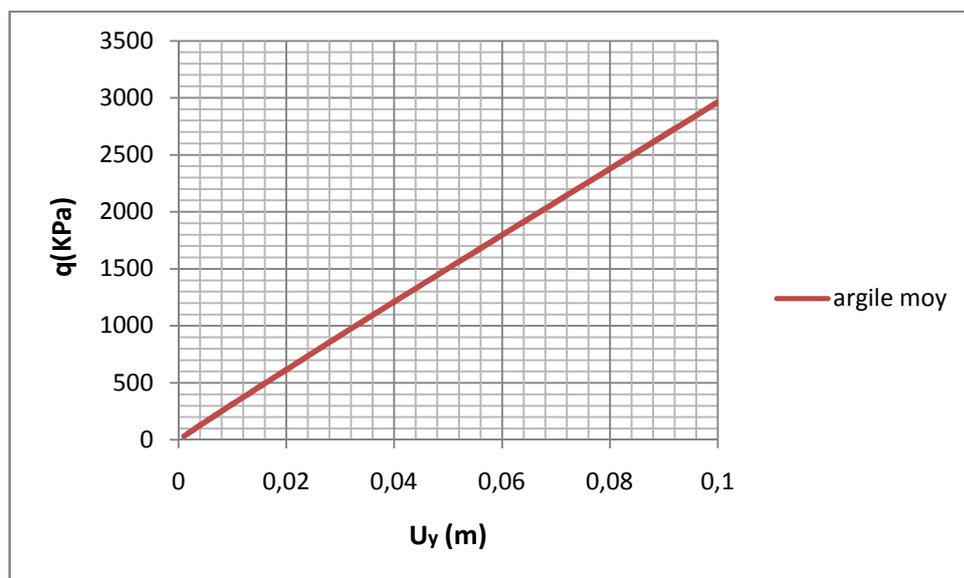
Argile moyenne  $q_l=2535$  kpa

Argile très raide  $q_l=8852$ kpa

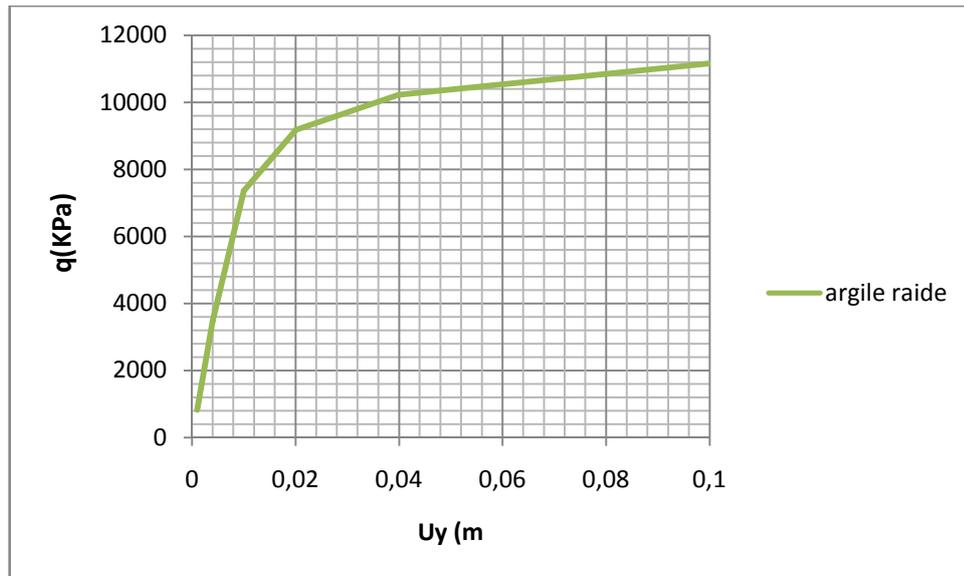
3)  $D=1m$  :



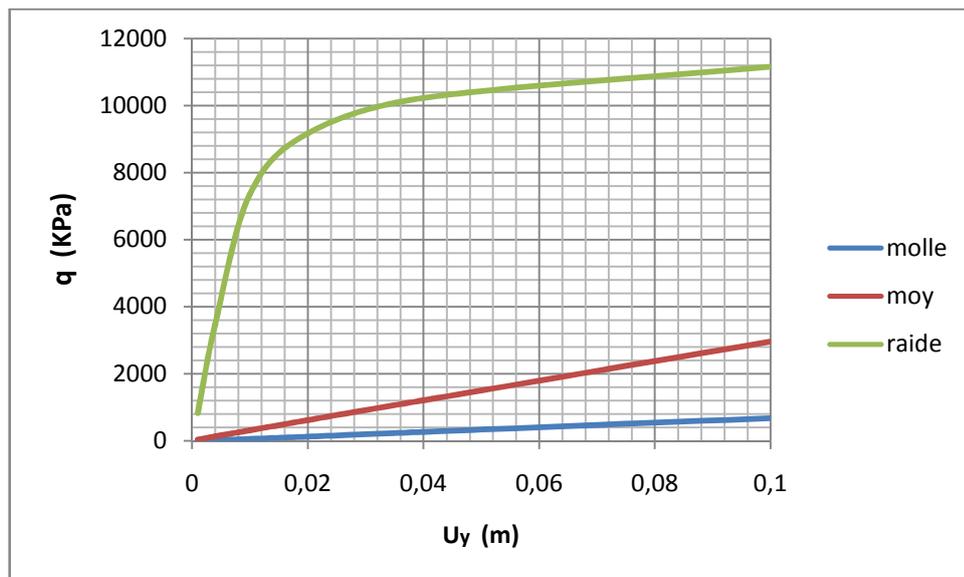
Graphique 2.34 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile molle)



Graphique 2.35 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile moyenne)



Graphique 2.36 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 2.37 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

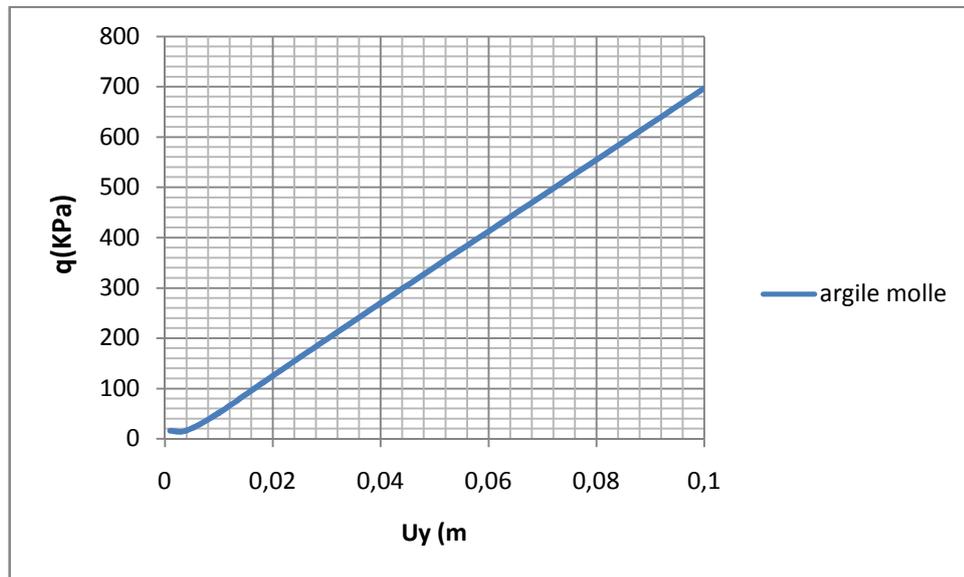
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=677\text{kpa}$

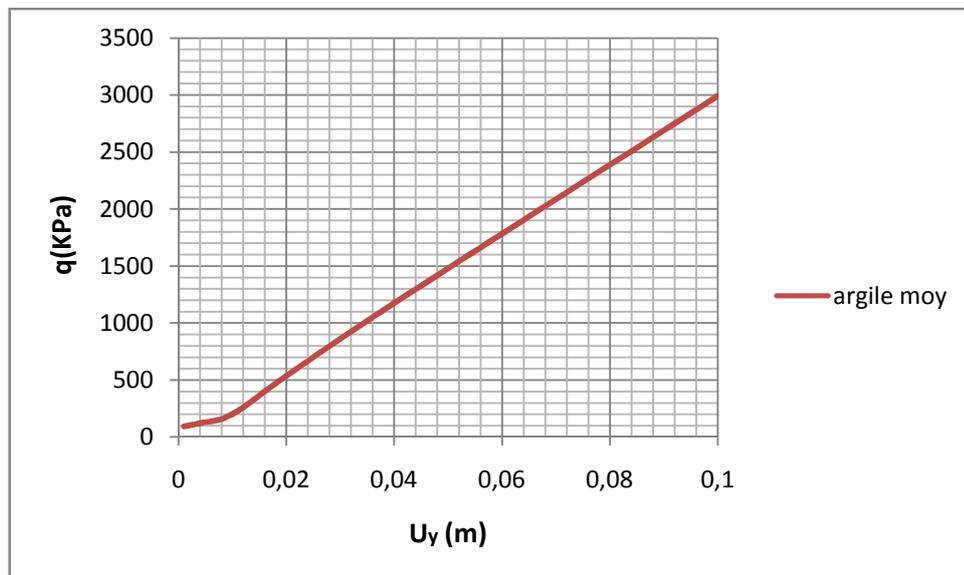
Argile moyenne  $q_l=2962\text{kpa}$

Argile très raide  $q_l=11160\text{kpa}$

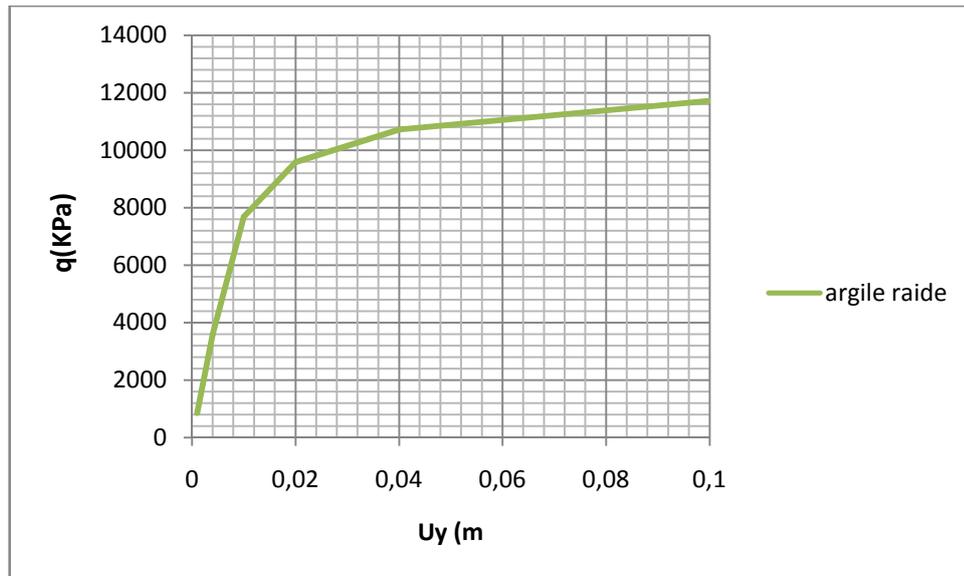
4)  $D=1.2m$  :



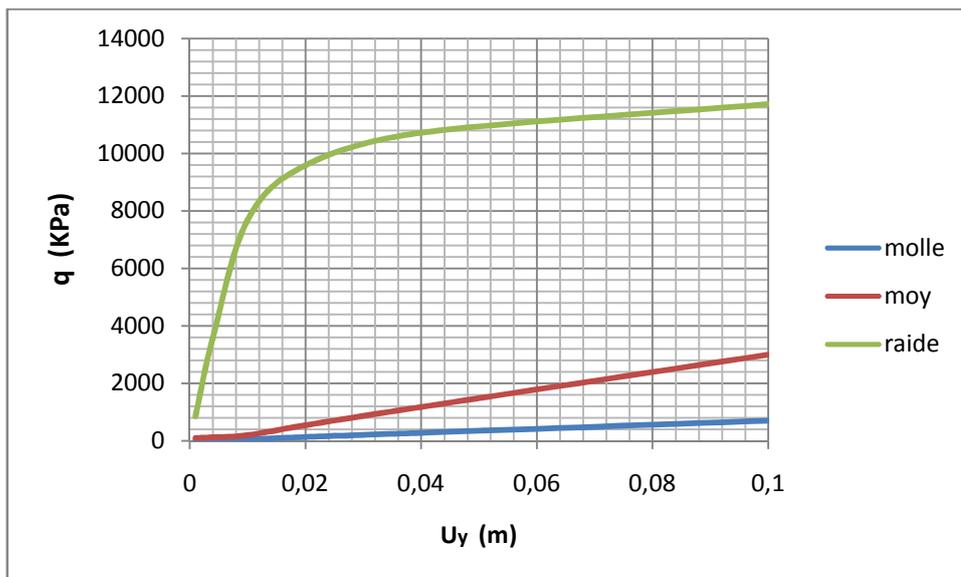
Graphique 2.38 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile molle)



Graphique 2.39 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile moyenne)



Graphique 2.40 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 2.41: évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

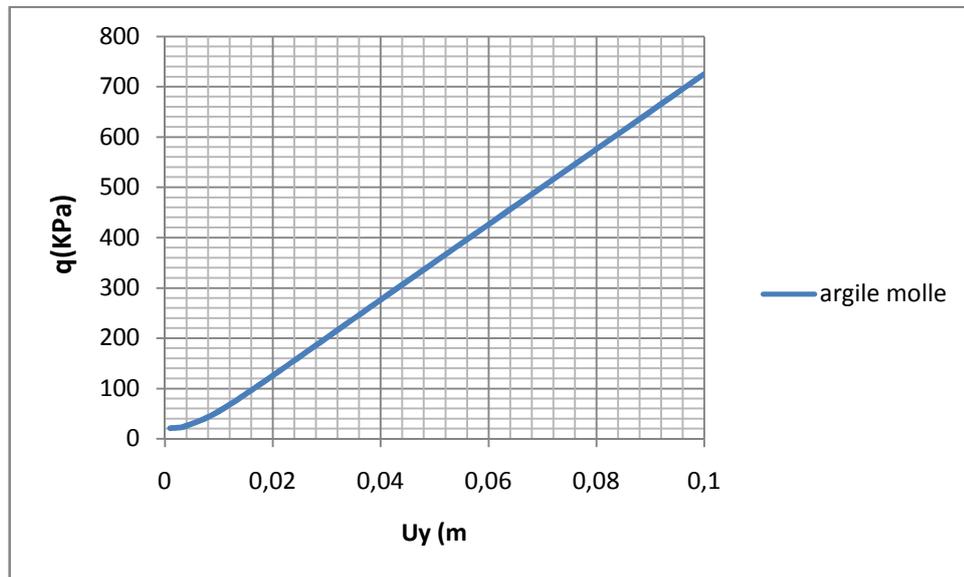
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=697$  kpa

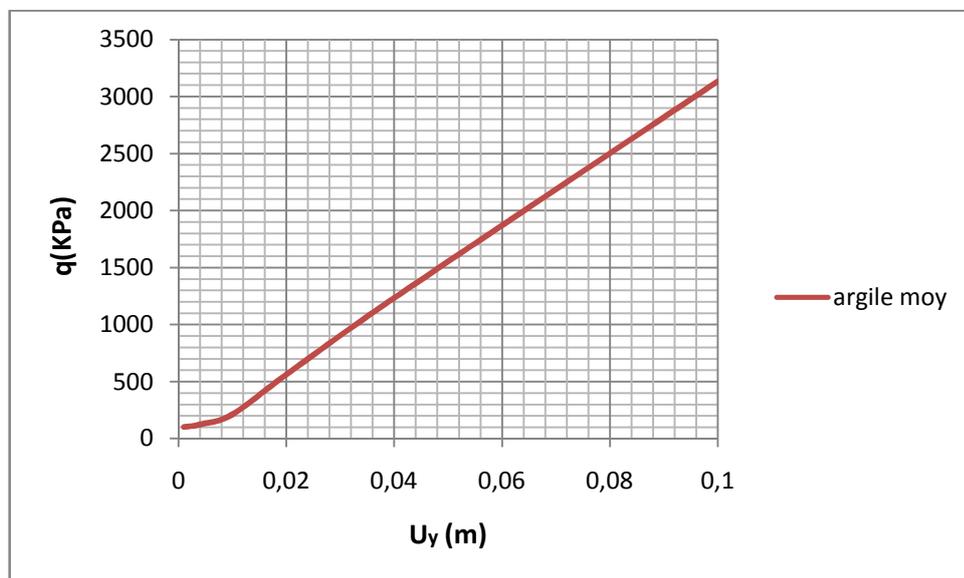
Argile moyenne  $q_l=2993$ kpa

Argile très raide  $q_l=11720$ kpa

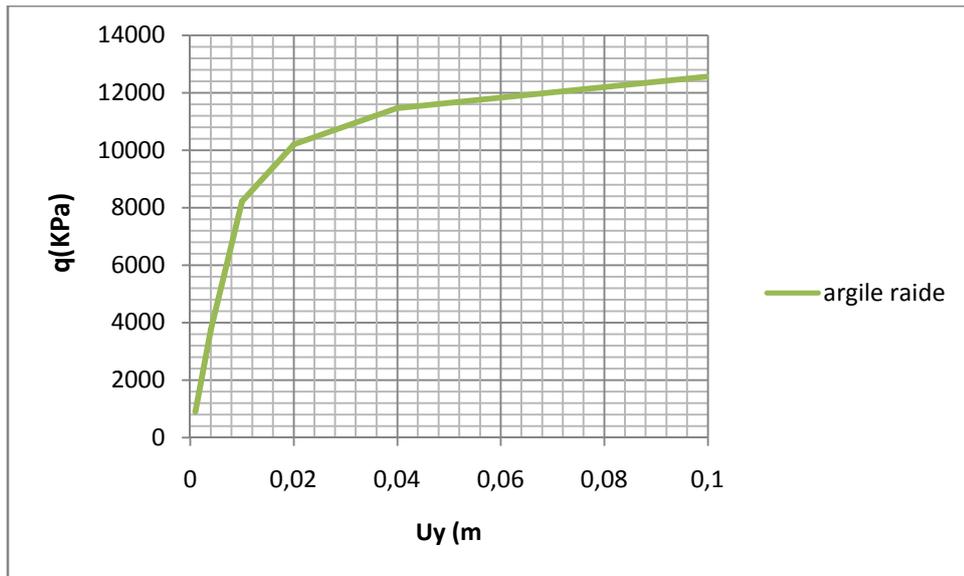
5)  $D=1.5m$  :



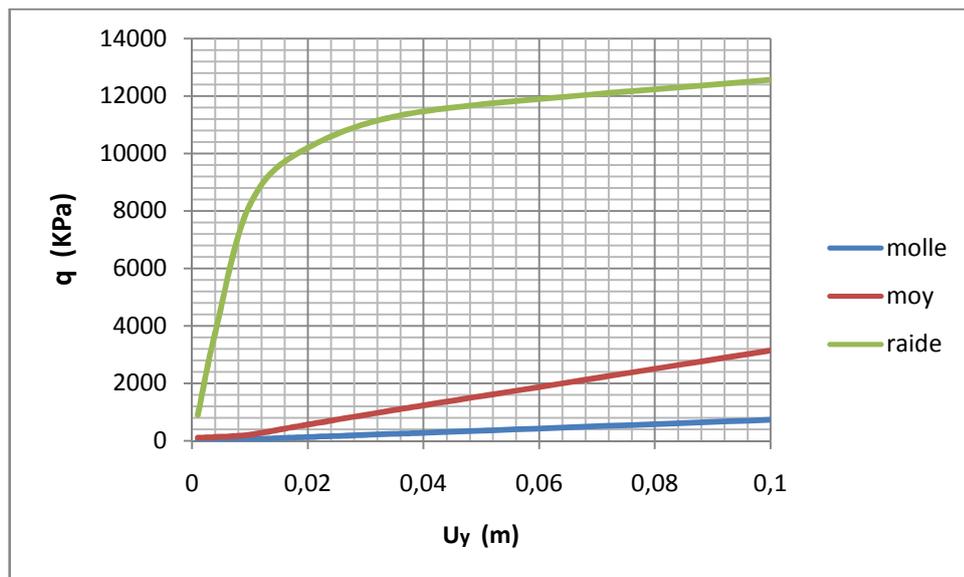
Graphique 2.42 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile molle)



Graphique 2.43 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile moyenne)



Graphique 2.44:évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 2.45: évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

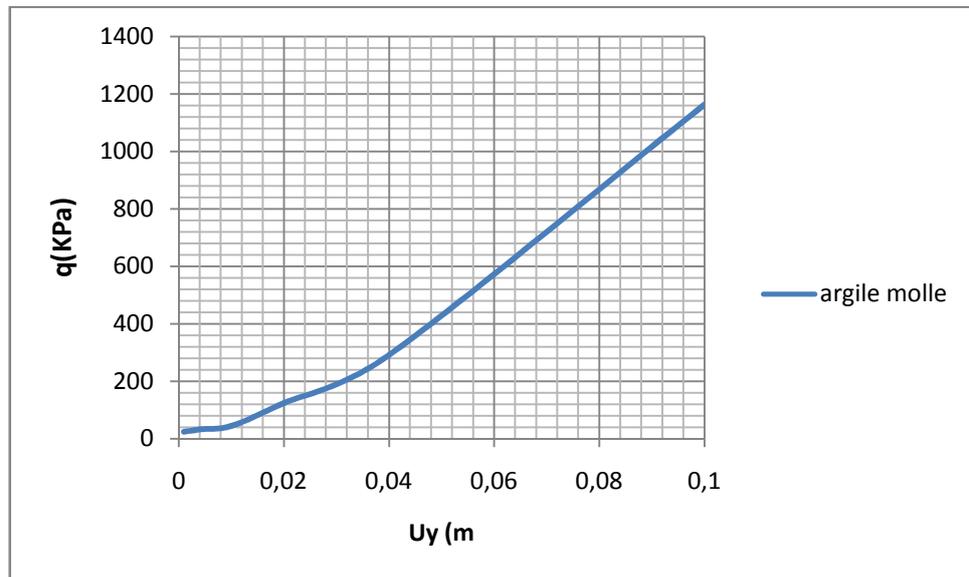
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=725$  kpa

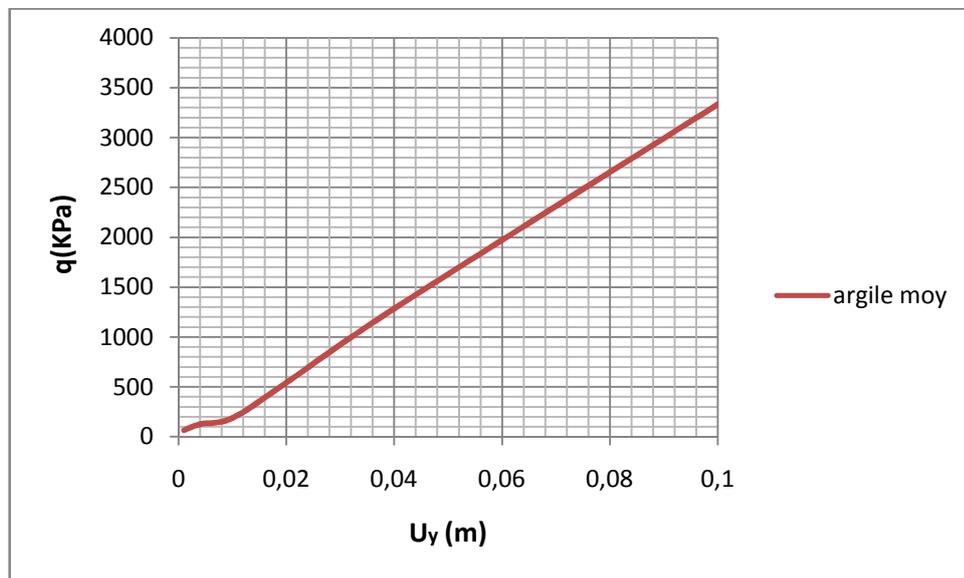
Argile moyenne  $q_l=3134$  kpa

Argile très raide  $q_l=12560$ kpa

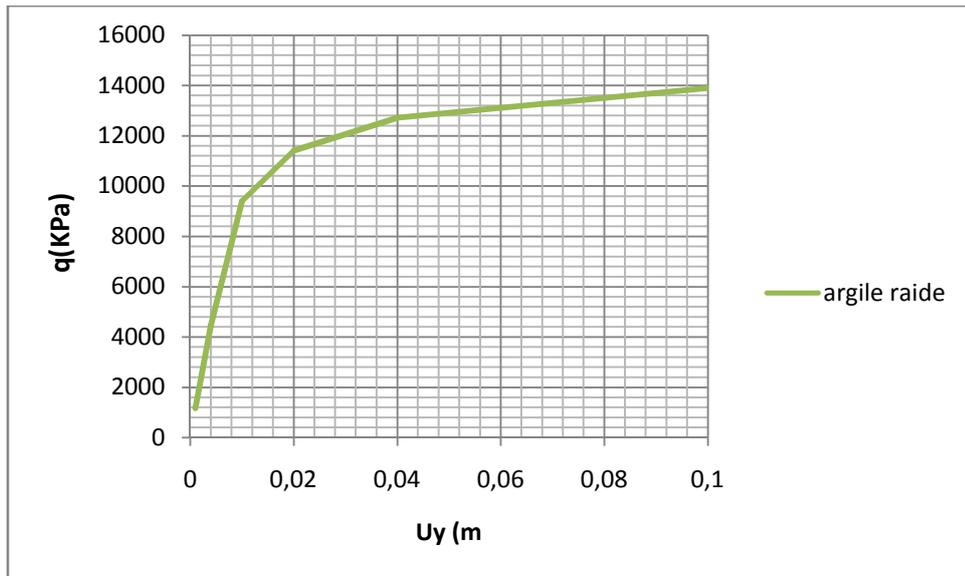
6)  $D=2m$  :



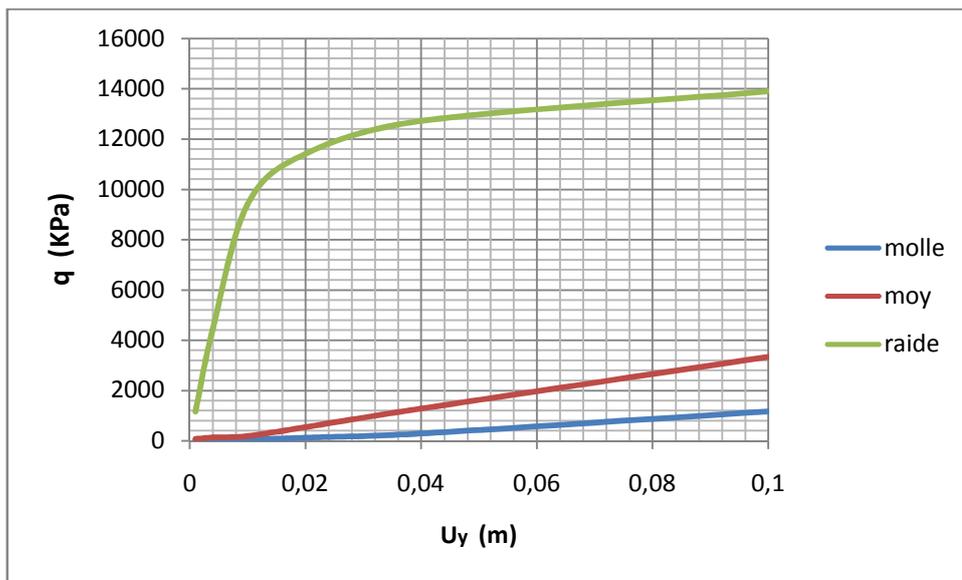
Graphique 2.46: évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile molle)



Graphique 2.47: évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile moyenne)



Graphique 2.48 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 2.49 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=1163$  kpa

Argile moyenne  $q_l=3334$ kpa

Argile très raide  $q_l=13900$ kpa

### **Remarque :**

Les valeurs de la capacité portante  $q_L$  correspondant au déplacement  $B/10$  car la modélisé par PLAXIS a été limité jusqu'à cette valeur et l'asymptote horizontale qui caractérise la capacité portante théorique ne se visualise pas sur la courbe de chargement.

### **2.10. Conclusion**

Après avoir envisagé plusieurs modèles fondation/sol par un calcul par éléments finis PLAXIS, on peut tirer les conclusions Suivantes :

- Le maillage doit être resserré dans les régions situées directement autour de la fondation où des concentrations de contraintes sont attendues. La finesse du maillage (global coarseness) est réglée sur medium pour tout le sol, puis on le raffine localement sur la partie près de la fondation.
- Le modèle de PLAXIS est un peu limité car il modélise les petits déplacements c'est pour ça on a utilisé les valeurs de capacité portante  $q_L$  correspondant à un déplacement de  $\frac{B}{10}$ .
- A l'examen de ces graphes, on constate que l'augmentation de la capacité portante  $q_L$  est proportionnelle à l'augmentation des caractéristiques mécaniques ( $C, \varphi$ ) et les caractéristiques élastoplastiques (E).

**Chapitre -3-**

**Modélisation par éléments finis  
du comportement d'une  
fondation circulaire**

## Chapitre -3-

### Modélisation par éléments finis du comportement d'une fondation circulaire

#### 3.1. Introduction

Le problème de calcul de la capacité portante d'une semelle superficielle a fait l'objet de très nombreuses études théoriques et expérimentales. Toutefois, les semelles réelles sont généralement de type tridimensionnel, le plus souvent carrées, circulaires ou rectangulaires.

L'objectif de ce chapitre est de modéliser une semelle circulaire par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS. La semelle est soumise à un chargement axial, pour cela on adopte deux types de sols, un massif argileux et un autre sableux, afin d'étudier l'influence des caractéristiques mécaniques et élastiques du sol sur la capacité portante.

#### 3.2. Présentation du cas d'étudié

Dans cette étude, on est en présence d'une configuration axisymétrique d'une semelle isolée circulaire, d'un diamètre «  $B = 1\text{ m}$  », de rayon «  $r = B/2$  » et d'une fiche qui varie comme suite «  $D = 0, 0.5, 1, 1.2, 1.5$  et  $2\text{ m}$  », la semelle est supposée rigide, rugueuse ou lisse, et soumise à une charge verticale centrée. Du fait de la symétrie du problème, seule la moitié du modèle est prise en considération comme le montre la Figure (3.1).

On suppose un massif du sol purement cohérent et un deuxième purement frottant (comme au chapitre précédent), Les deux tableaux (2.1), (2.2) mentionné au chapitre précédent comportant trois valeurs différentes des caractéristiques mécaniques et physiques afin d'illustrer l'influence de ces caractéristiques sur la capacité portante.

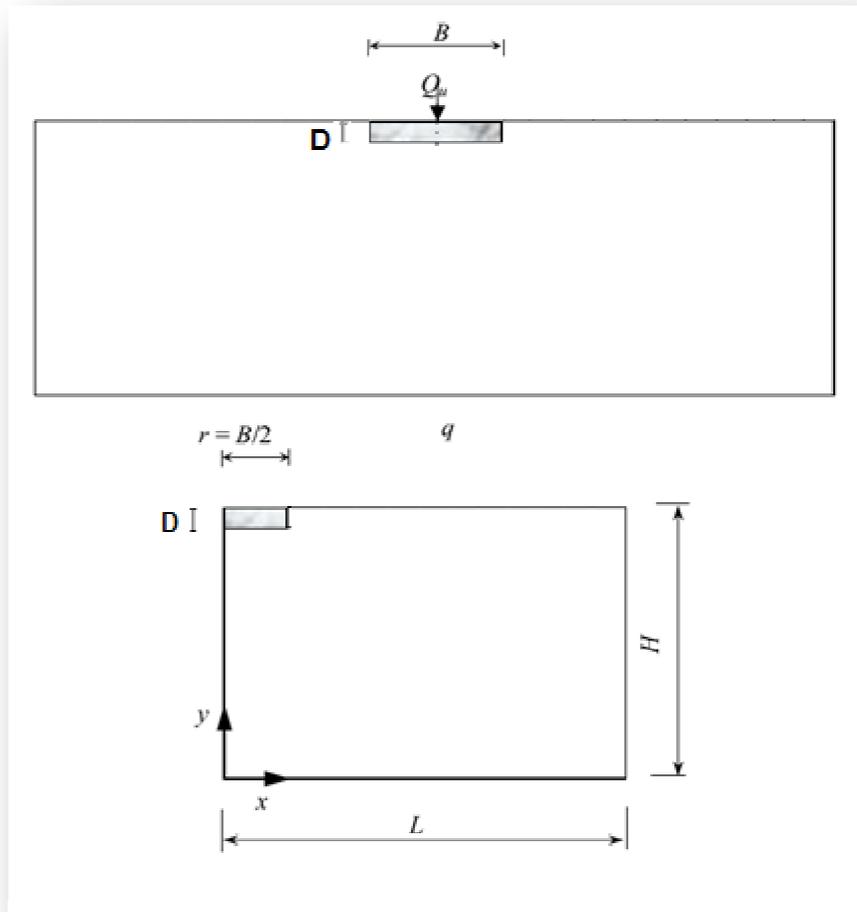


Figure 3.1 : Présentation du problème

### 3.3. Procédure de modélisation numérique

Pour définir la capacité portante d'une semelle circulaire, et comme on l'a mentionné, le code Plaxis d'éléments finis a été adopté. La détermination des dimensions du modèle global, par rapport à celle de la zone d'étude, a été le point de départ de notre analyse. La taille de la région modélisée doit être suffisamment importante pour éviter les effets d'interaction avec les limites si celles-ci sont trop proches de la zone d'étude, mais relativement petite afin de minimiser les temps de calcul. Des études paramétriques permettent d'évaluer l'étendue minimale de la région à modéliser pour que l'effet des chargements appliqués ne soit pas perturbé par les limites du modèle (figure 3.2).

Dans notre cas, on n'a pas fait une étude de dimensionnement. Néanmoins, on a utilisé les dimensions du maillage trouvées par Boufrina Tawfik [10] dans le cadre de sa thèse et qui sont égales à «  $20B$  » dans les deux directions verticale et horizontale comme le montre la figure (3.2).

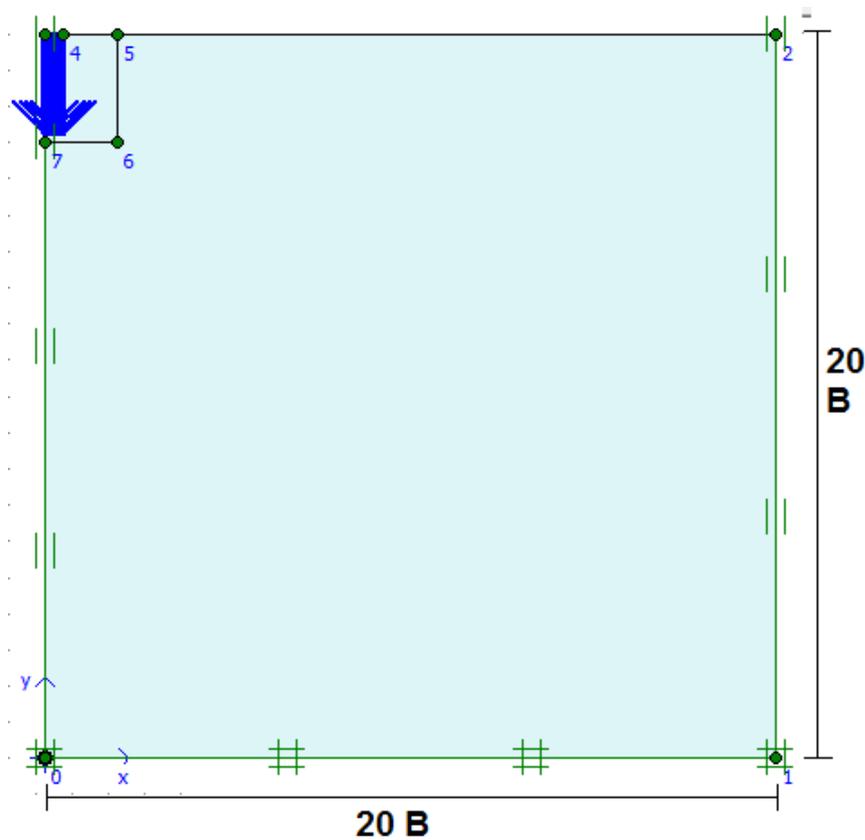


Figure 3.2 présentation du modèle axisymétrique utilisé

Dans cette étude le comportement du sol est régi par une loi élastique linéaire isotrope - parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb a été adopté.

La condition d'une semelle rigide (indéformable) est assurée en imposant un déplacement vertical uniforme aux nœuds de la semelle. L'interface rugueuse est assurée en bloquant les déplacements relatifs horizontaux pour les nœuds de la semelle. Le déplacement est fixé uniquement dans la direction verticale pour tenir compte du cas d'une semelle lisse.

Une technique de chargement par déplacement a été adoptée, en augmentant le déplacement des nœuds qui représentent la base de la semelle, le déplacement progressif de la semelle est accompagné par l'augmentation des contraintes dans le sol, la contrainte au-dessous de la semelle se stabilise pour une valeur qui indique un palier, ce palier correspond à la capacité portante «  $q_l$  ».

Comme dans tous les codes de modélisation basés sur la méthode des éléments finis ou les différences finies, le modèle est discrétisé par un maillage.

L'un des modèles étudié est représenté par la figure (3.3), ainsi que les conditions aux limites sur les frontières du modèle. Le maillage adopté pour l'étude d'une semelle circulaire est illustré sur la Figure (3.4).

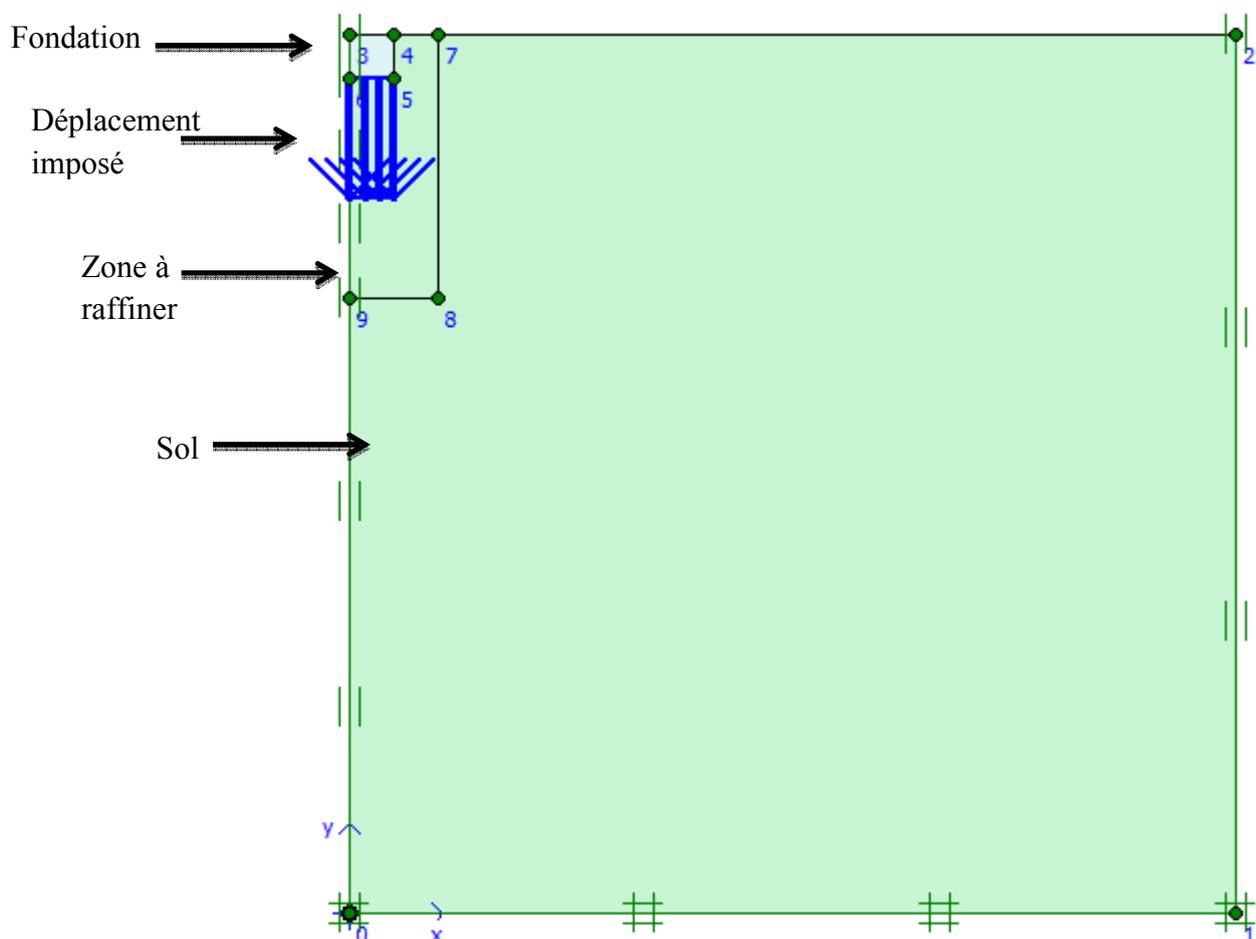


Figure 3.3 : Vue générale d'un modèle bidimensionnel d'une semelle circulaire de  $D=0.5m$

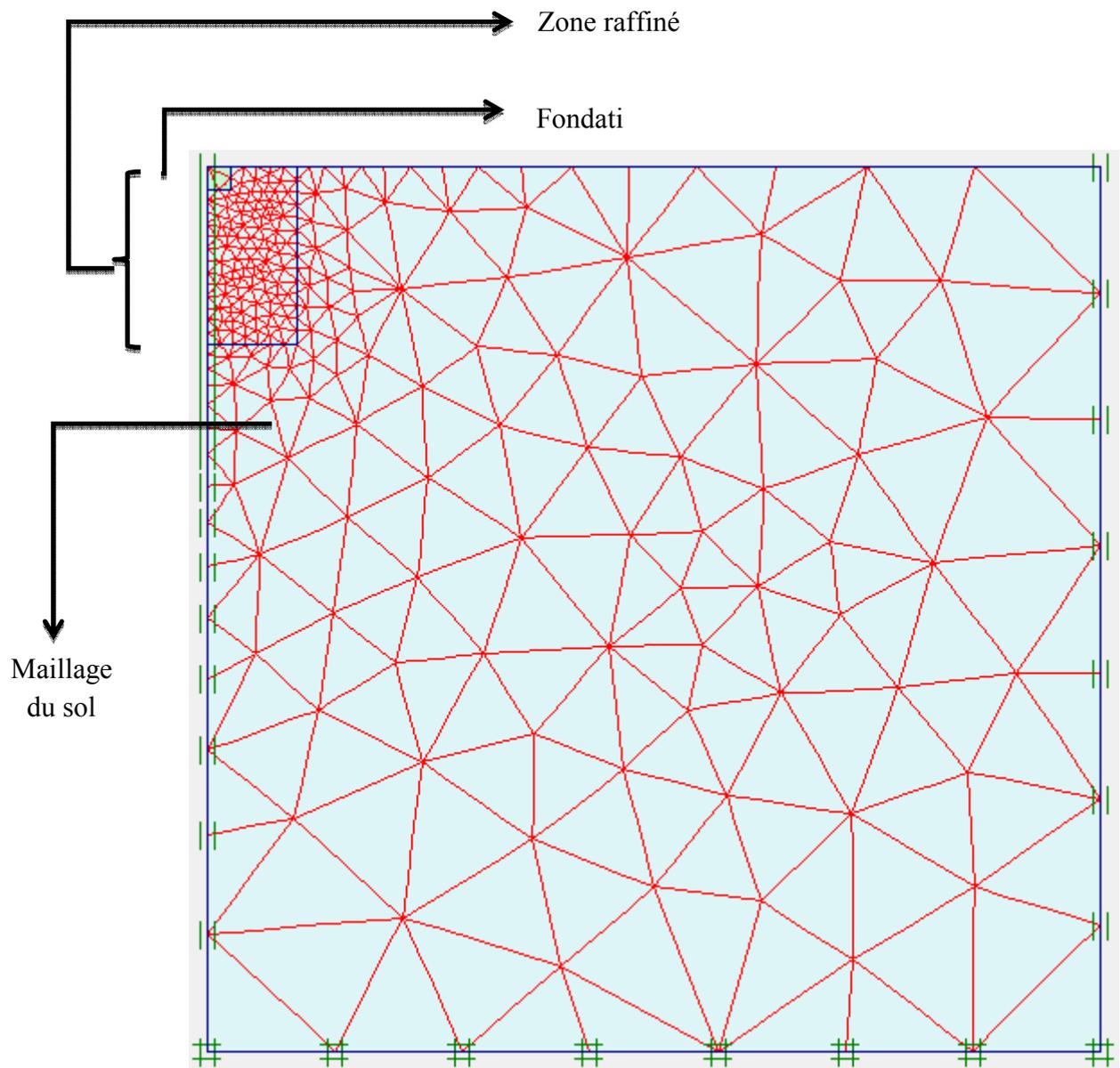


Figure 3.4 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol pour une semelle circulaire de  $D=0.5\text{m}$ .

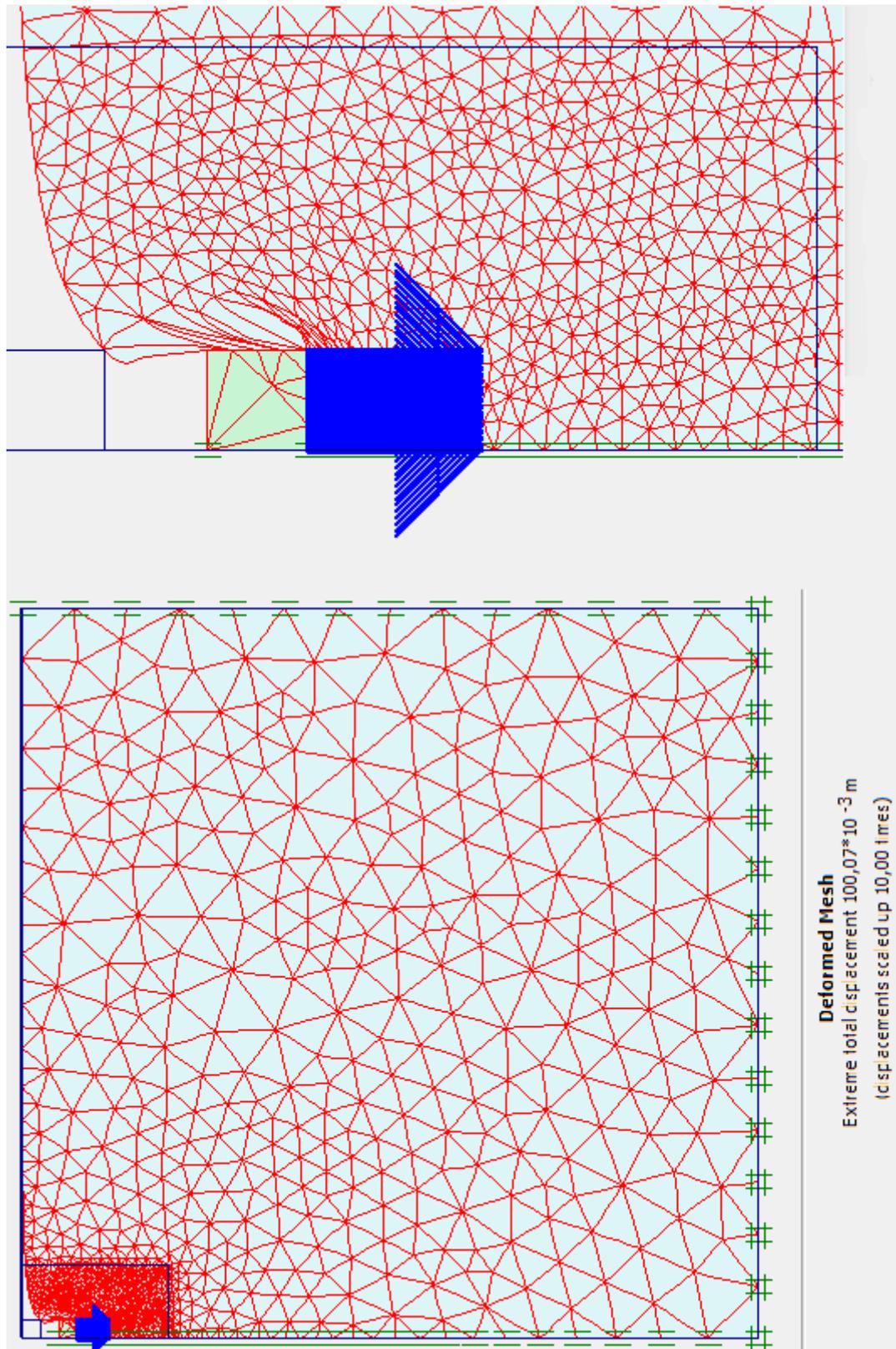


Figure 3.5 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel après chargement d'une fondation circulaire ( $D=0.5$ ) dans une argile moyenne (grande déformation de 0.1m)

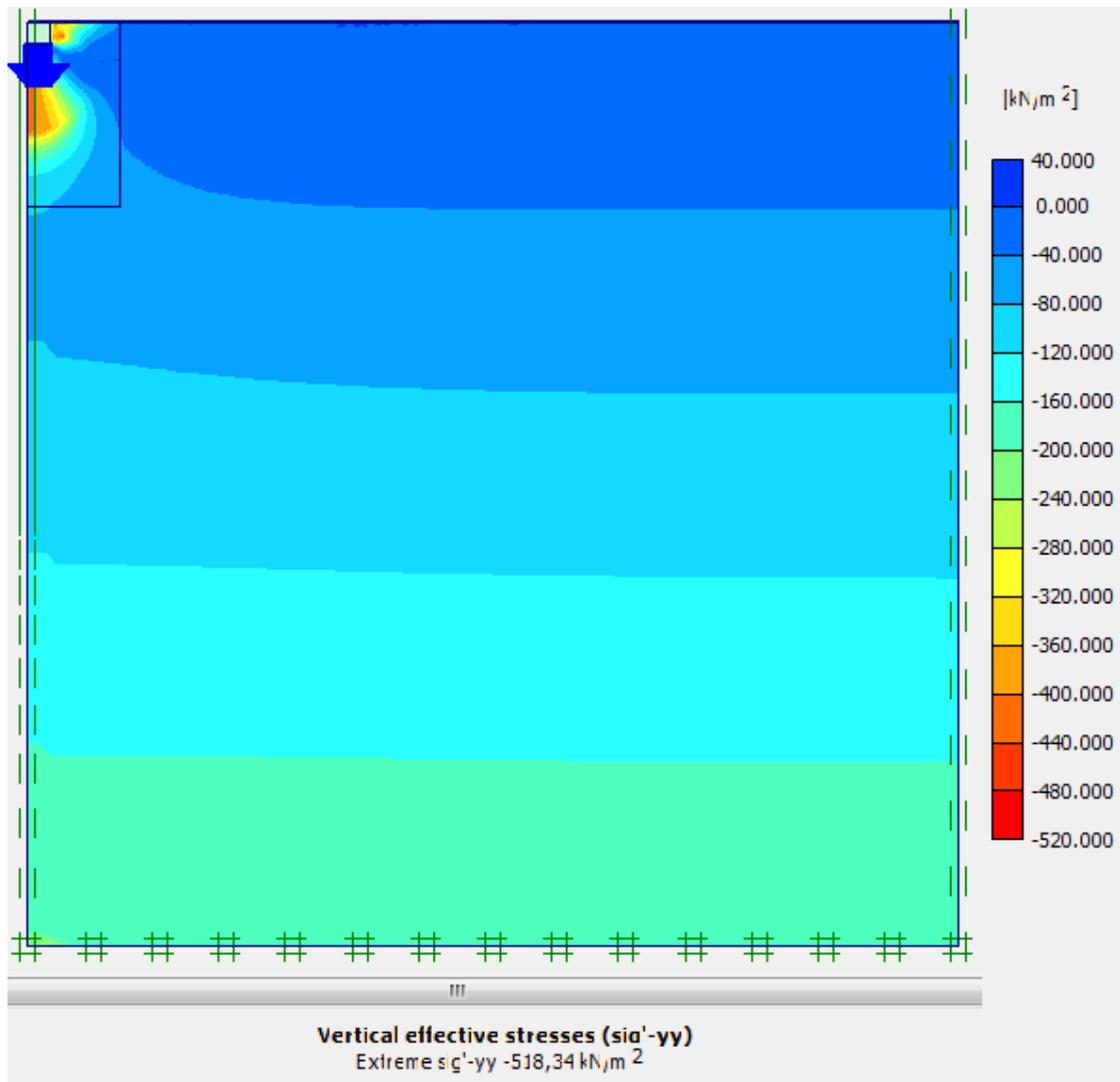


Figure 3.6 : Vue générale sur l'état des contraintes effective après chargement d'une semelle circulaire ( $D=0.5$ ) dans une argile moyenne.

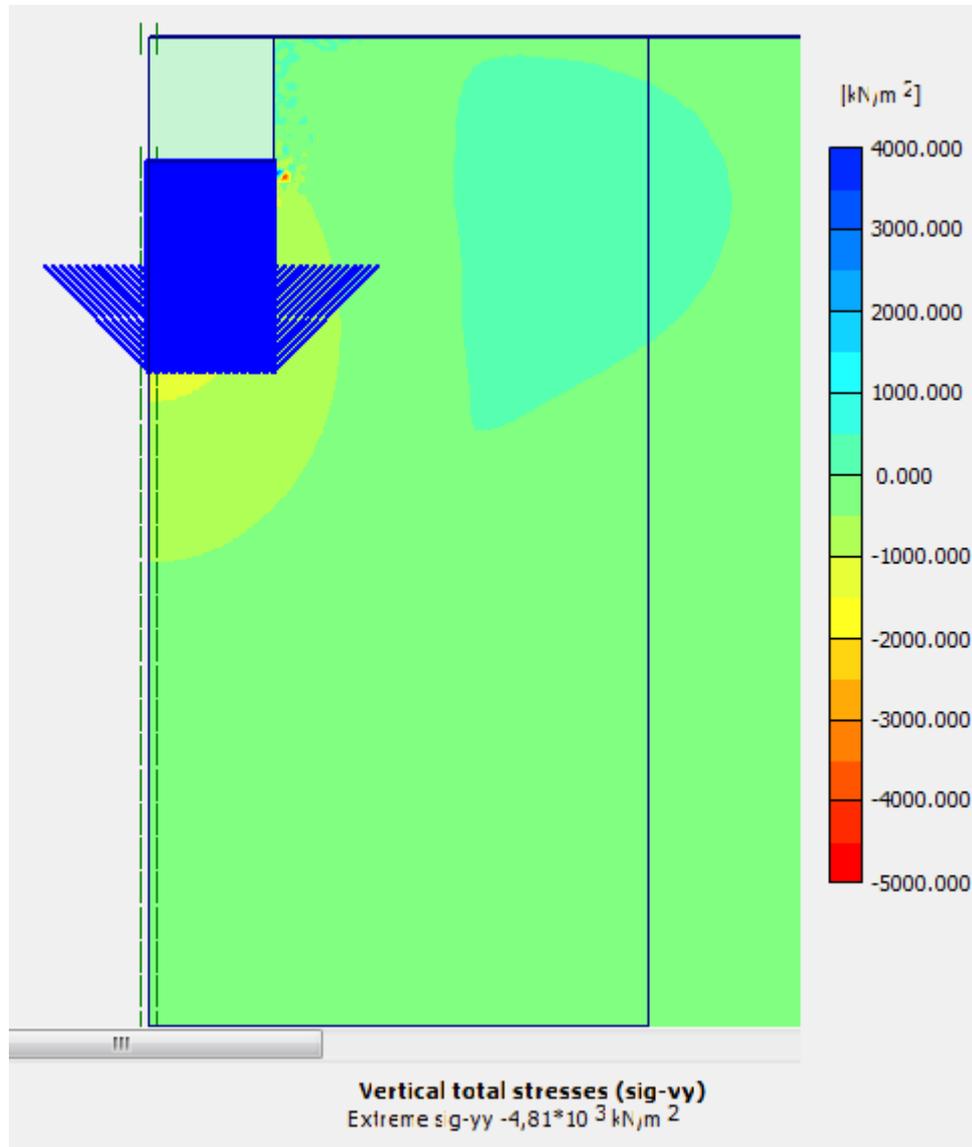


Figure 3.7 : Vue sur l'état des contraintes totales dans la zone raffiné après chargement d'une semelle circulaire ( $D=0.5\text{m}$ ) dans une argile moyenne.

### 3.4. Présentation des résultats et interprétation

#### 3.4.1. Calcul de la pression verticale

La capacité portante  $q_l$  pour un déplacement imposé à la fondation est la somme des réactions dans les nœuds divisée par la surface de la fondation. De façon simple cette pression verticale est calculée comme suit :

$$q_m = \frac{Q}{\pi \cdot r_0^2} \dots \dots \dots (6.1)$$

Avec  $q_m$  la pression verticale moyenne,  $r_0$  est le rayon de la fondation et  $Q$  est la force résultante sur la fondation. La force nodale est répartie tel que  $F(r) \cdot 2\pi r$  est la force résultante sur le périmètre et sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$Q = \int_0^R F(r) \cdot 2\pi dr \dots \dots \dots (6.2)$$

Tel que  $F(r)$  sont les forces nodales donnée par le calcul par éléments finis sur un demi-plan sur un périmètre de rayon  $r$  ( $r < r_0$ )

La force verticale résultante peut être exprimée d'une façon explicite, selon les résultats d'un calcul par éléments finis, par la formule :

$$Q = 2\pi \sum_{i=1}^{i=N} F_i \cdot r_i \dots \dots \dots (6.3)$$

Tel que  $N$  est le nombre des nœuds sur le demi-plan de la pointe conique.

#### 3.4.2. Courbes de chargement

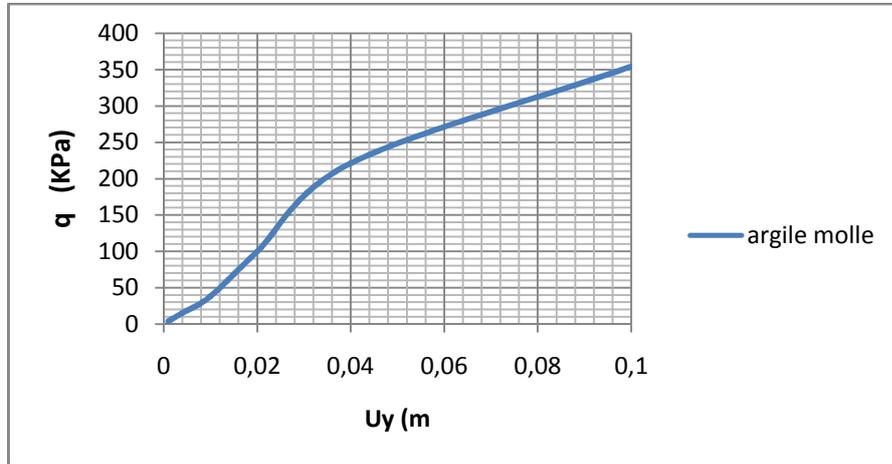
Dans cette partie de travail on déduit la capacité portante  $q_l$  des différents cas étudié à partir des courbes de chargement résultant de la modélisation numérique.

La variation de la pression en fonction du déplacement est représentée sous formes de courbes de chargement  $q = f(U_y)$ , tel que  $U_y$  représente le déplacement vertical de la fondation.

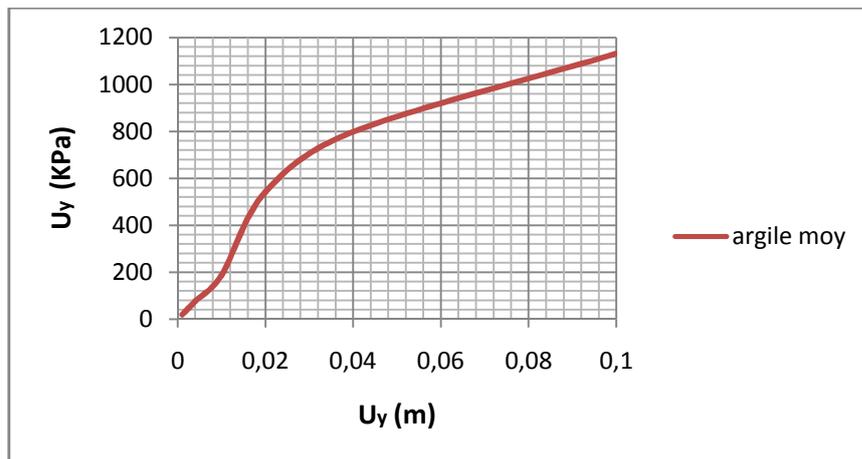
Ces courbes sont représentées sur les graphiques de (3.1) à (3.49). On a constaté une augmentation régulière de cette dernière en fonction de la profondeur.

### 3.4.2.1. Sol argileux

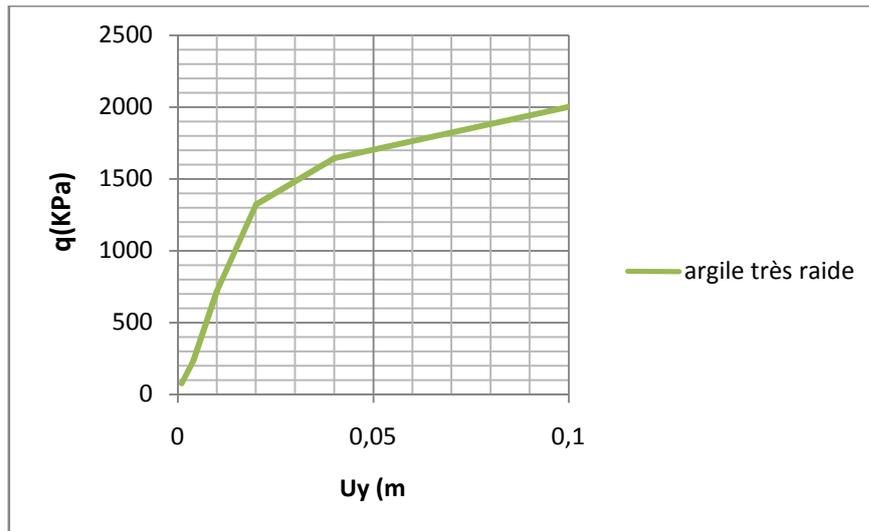
1)  $D=0$  :



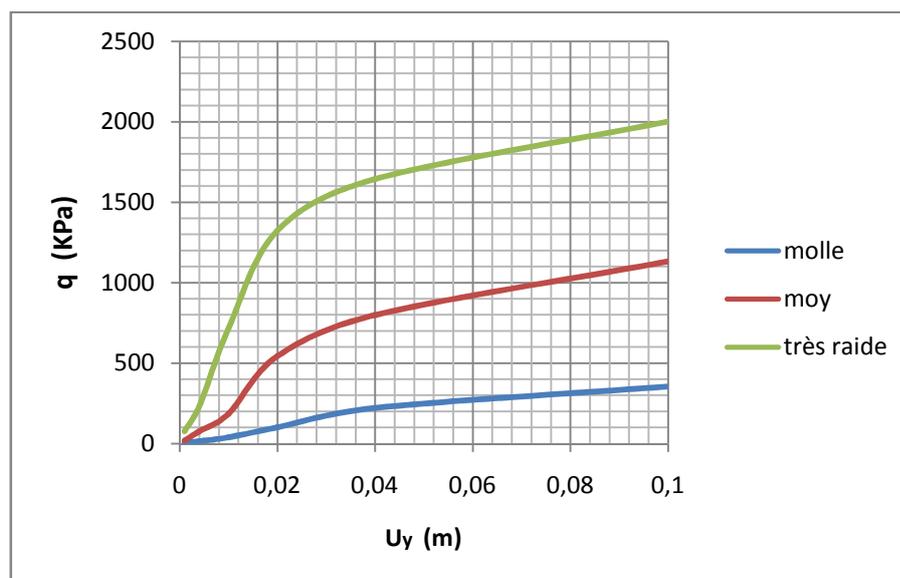
Graphique 3.1 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile molle)



Graphique 3.2 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile moyenne)



Graphique 3.3: évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile très raide)



Graphique 3.4 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sol argileux)

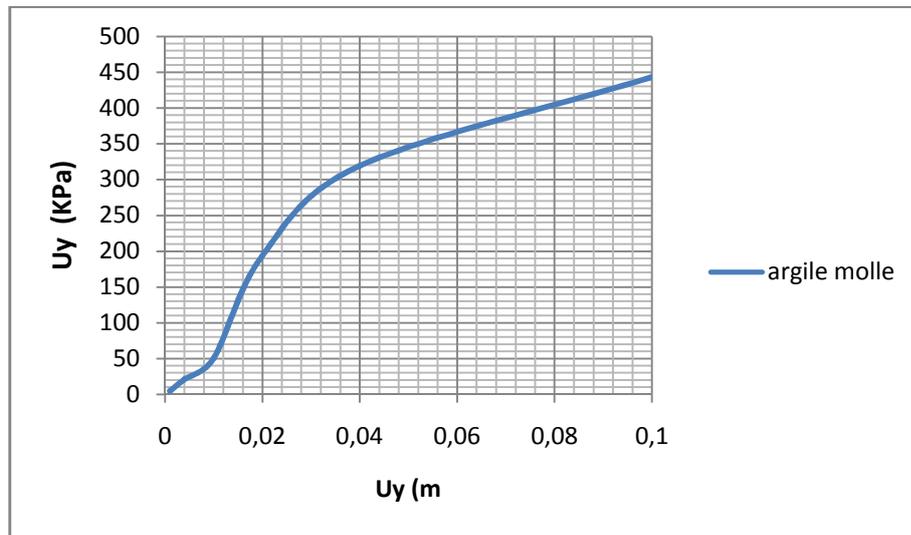
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=354\text{kpa}$

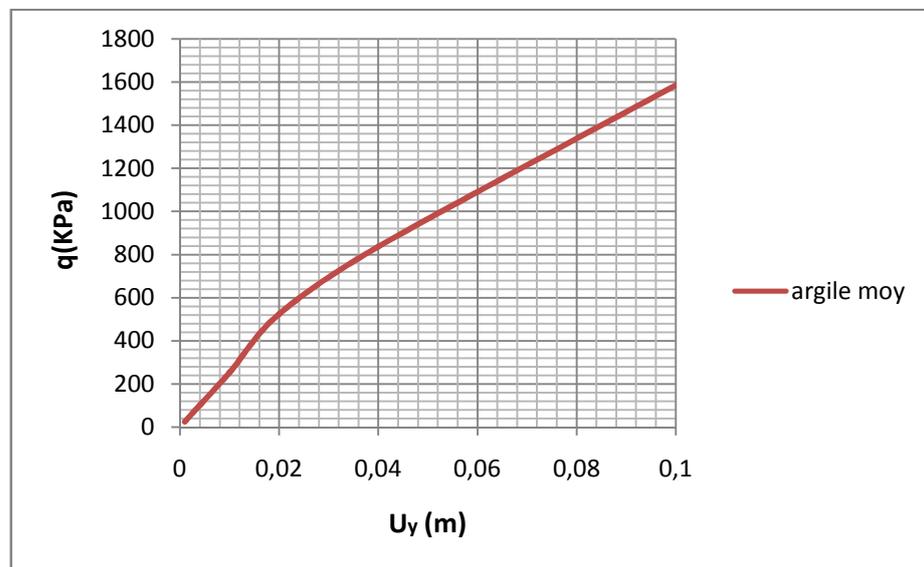
Argile moyenne  $q_l=1132\text{kpa}$

Argile très raide  $q_l=2001\text{kpa}$

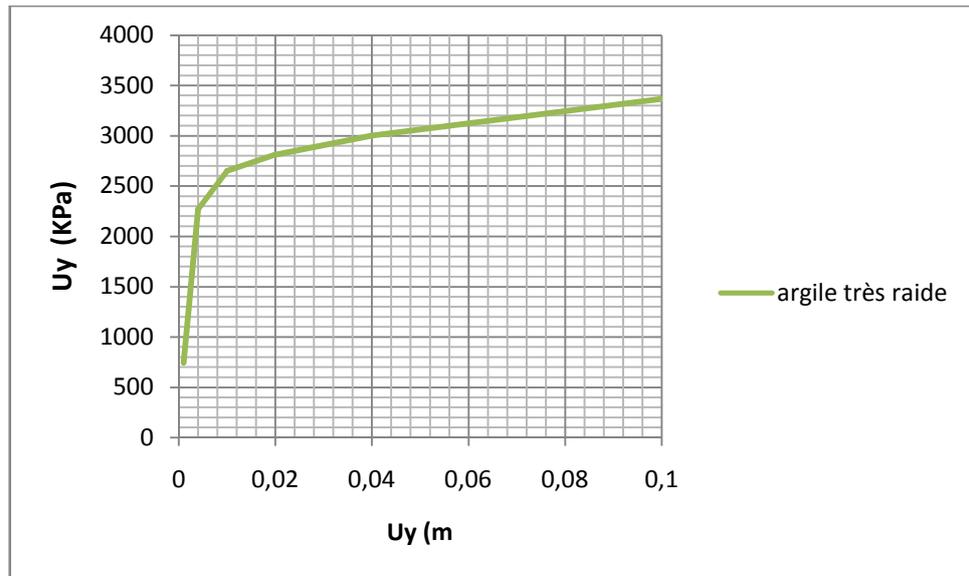
2)  $D=0,5$  :



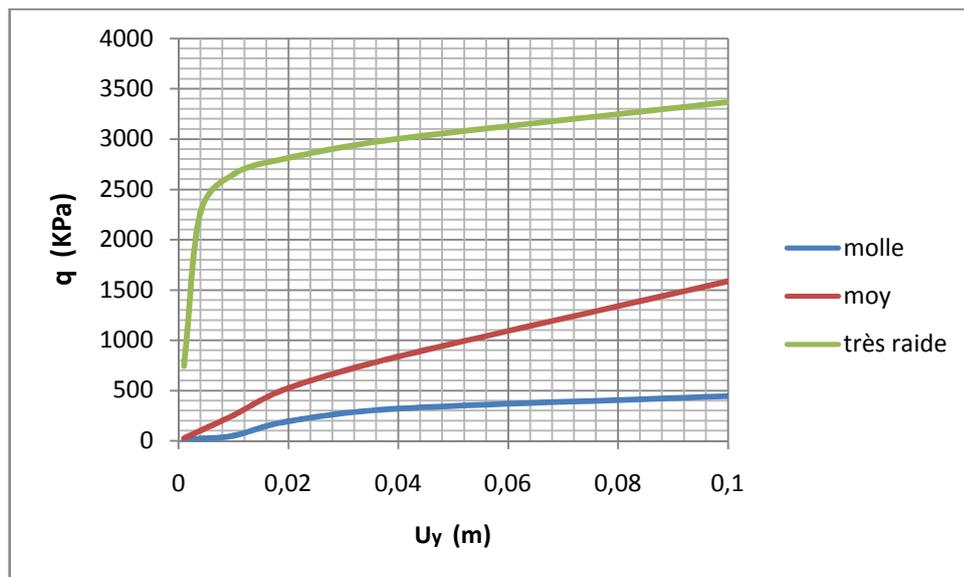
Graphique 3.5: évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile molle)



Graphique 3.6 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile moyenne)



Graphique 3.7 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 3.8 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

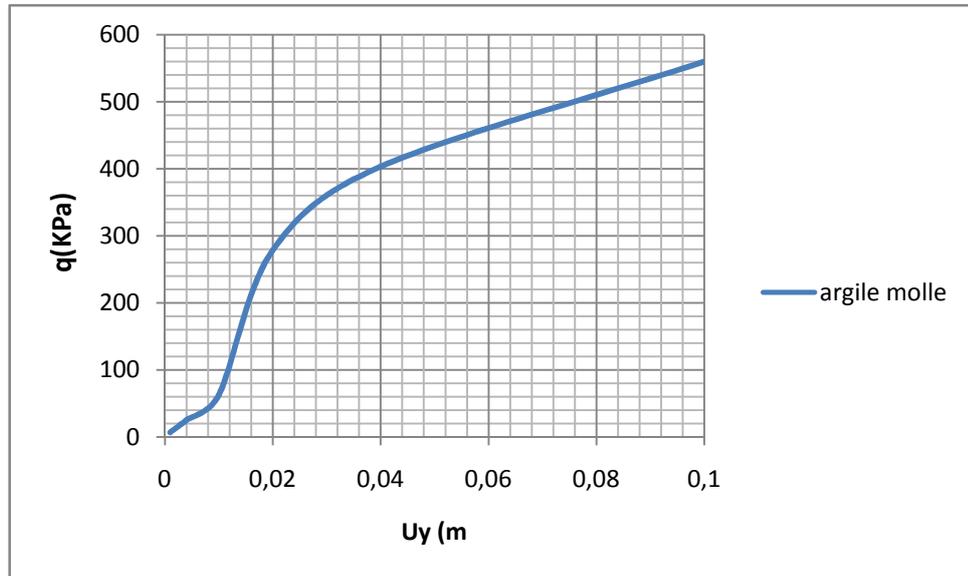
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=443\text{kpa}$

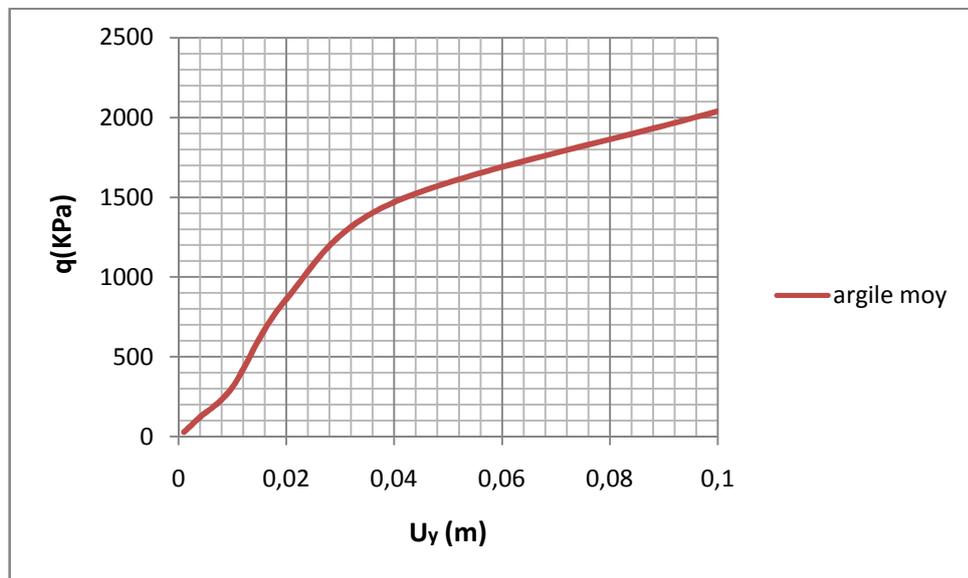
Argile moyenne  $q_l=1584\text{kpa}$

Argile très raide  $q_l=3366\text{kpa}$

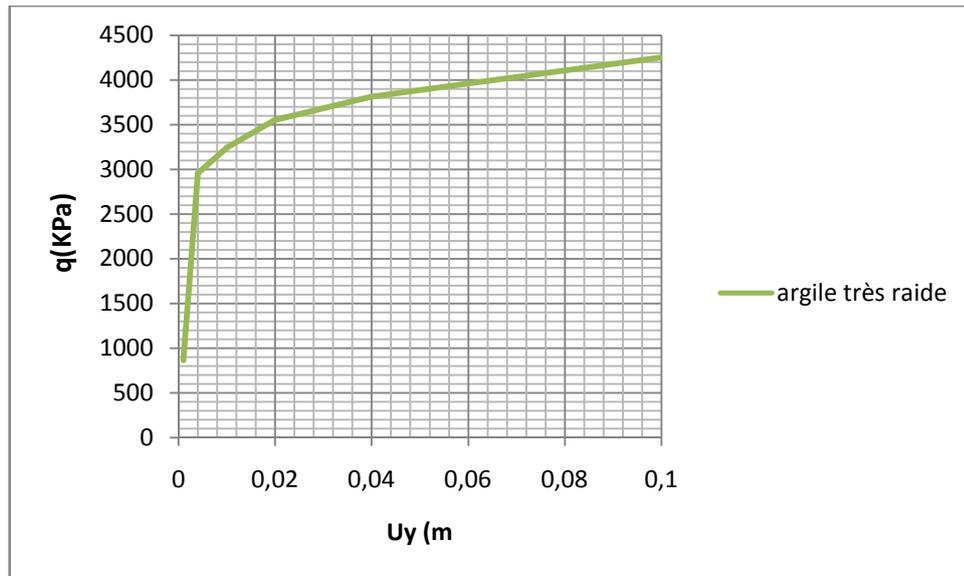
3) D=1 :



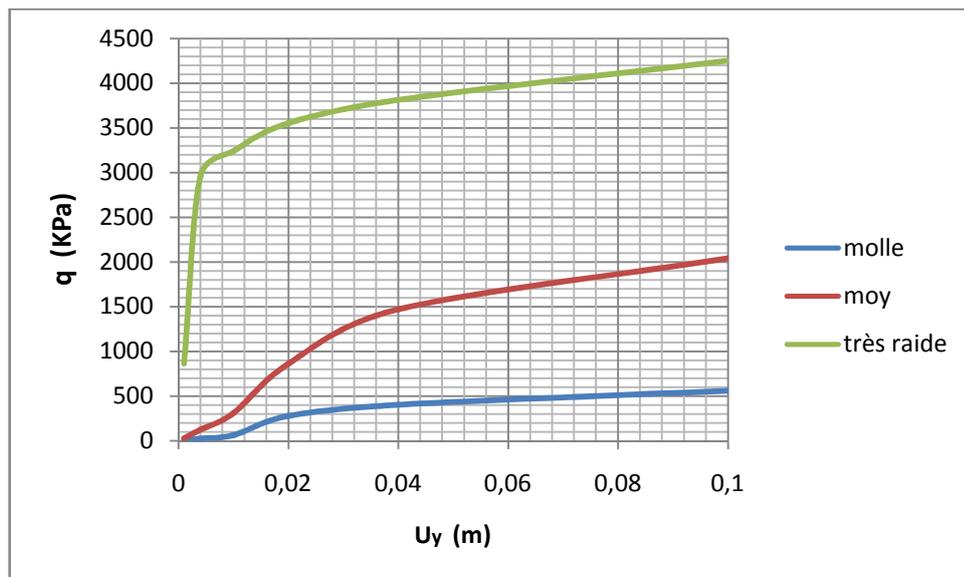
Graphique 3.9 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile molle)



Graphique 3.10 : évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile moyenne)



Graphique 3.11 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 3.12 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

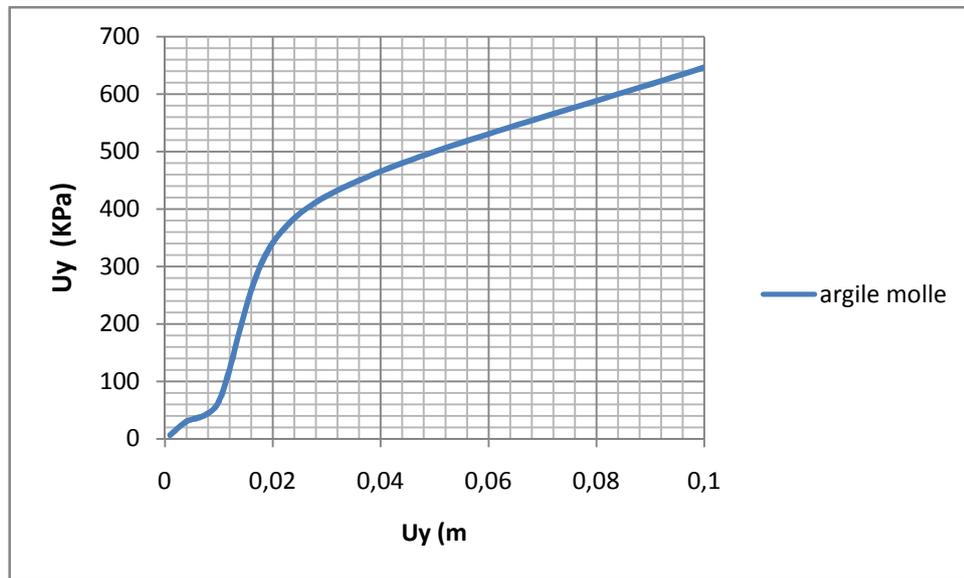
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=560\text{kpa}$

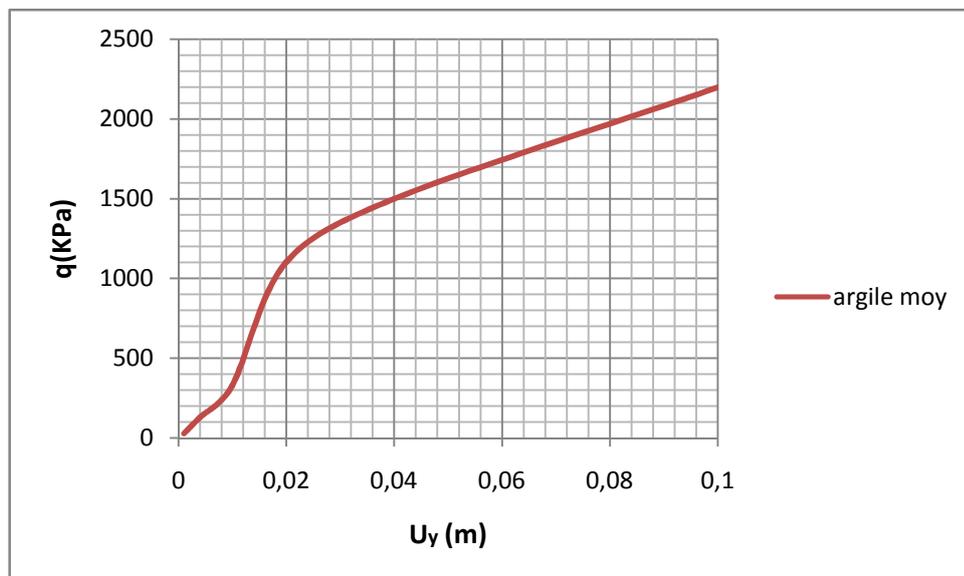
Argile moyenne  $q_l=2040\text{kpa}$

Argile très raide  $q_l=4253\text{kpa}$

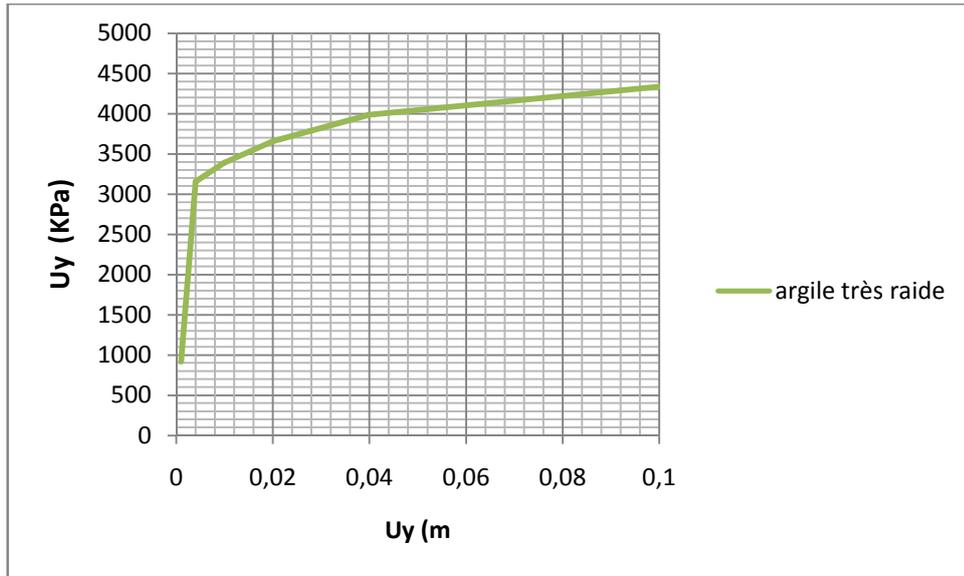
4)  $D=1,2$  :



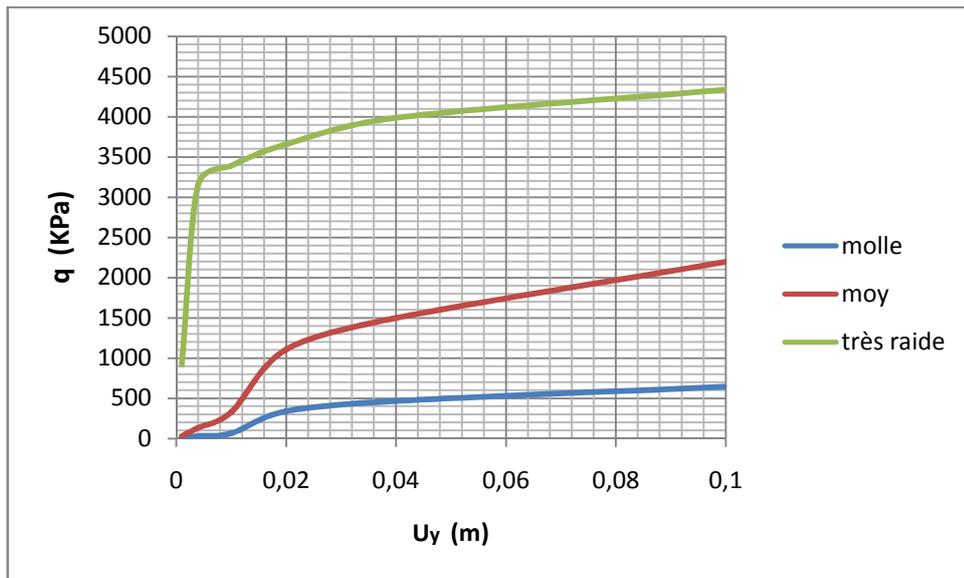
Graphique 3.13 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile molle)



Graphique 3.14 :évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile moyenne)



Graphique 3.15 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 3.16 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

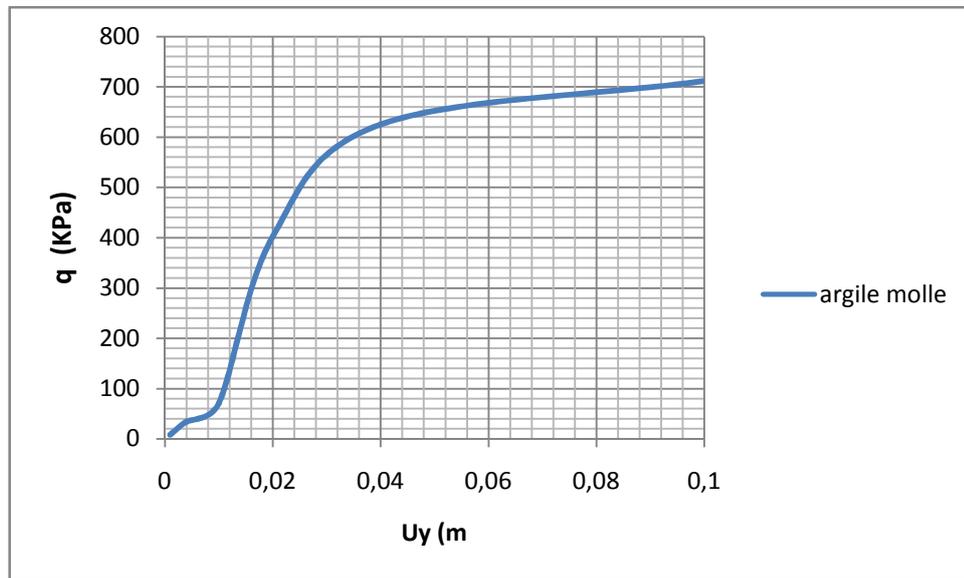
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=646\text{kpa}$

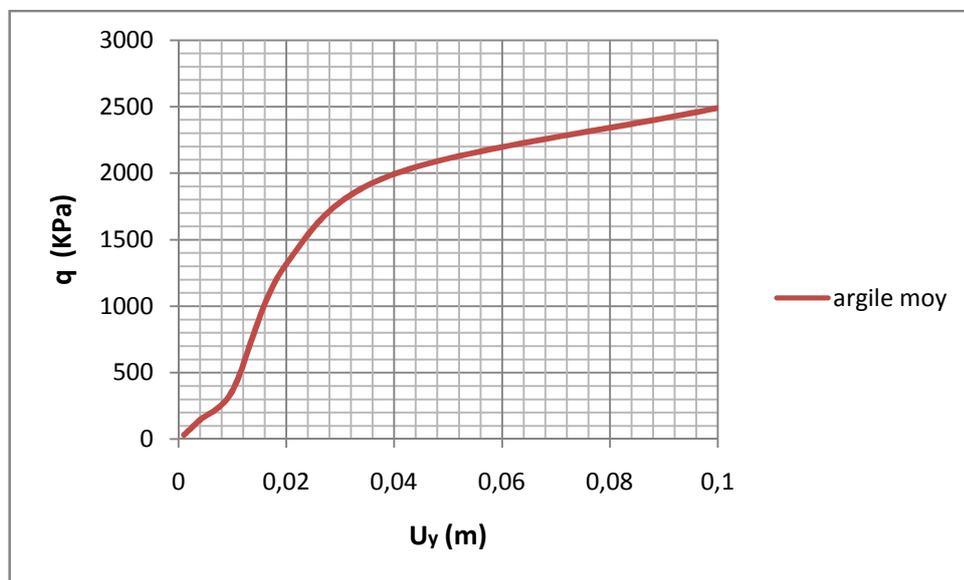
Argile moyenne  $q_l=2197\text{kpa}$

Argile très raide  $q_l=4336\text{kpa}$

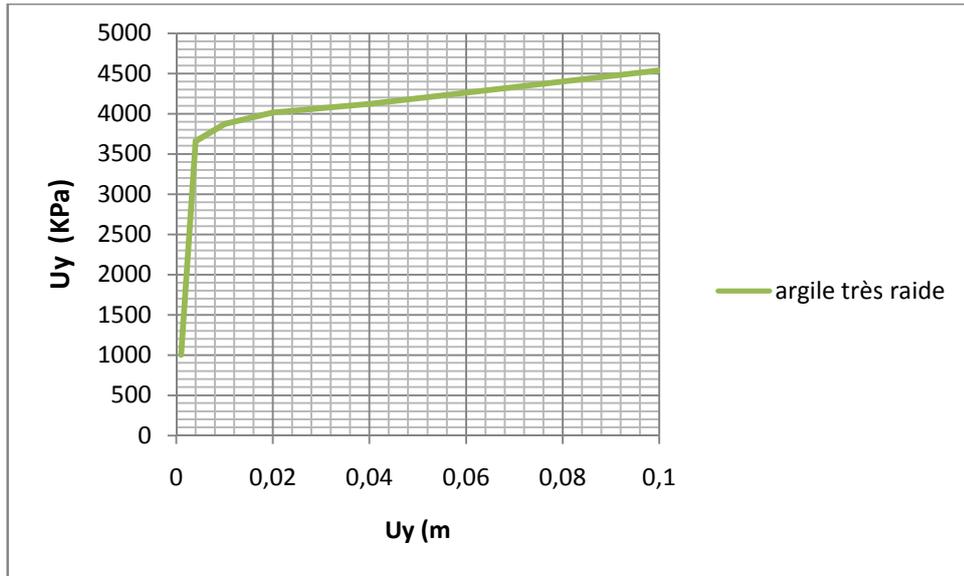
5)  $D=1,5$  :



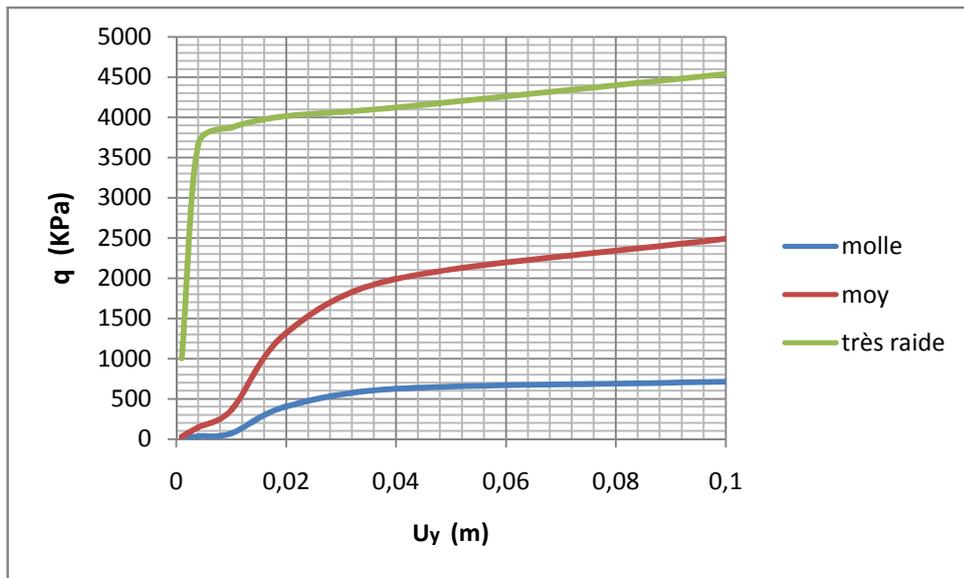
Graphique 3.17 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile molle)



Graphique 3.18 :évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (argile moyenne)



Graphique 3.19 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 3.20 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

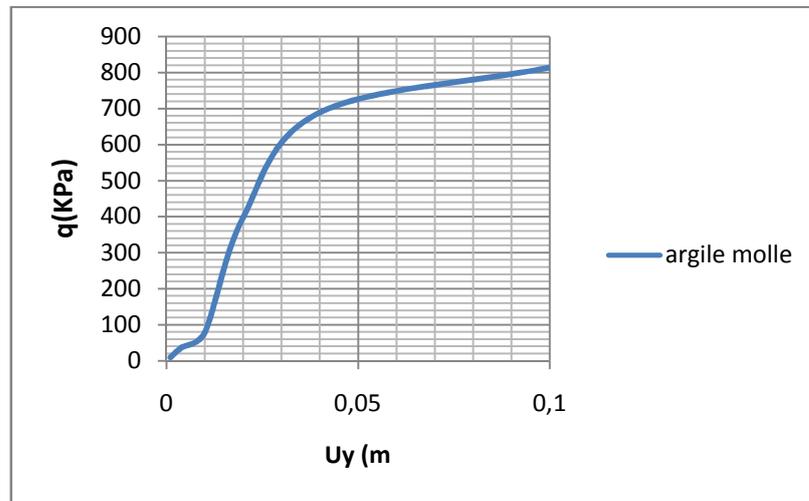
D'après le tableau (2) présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Argile molle :  $q_l=711\text{kpa}$

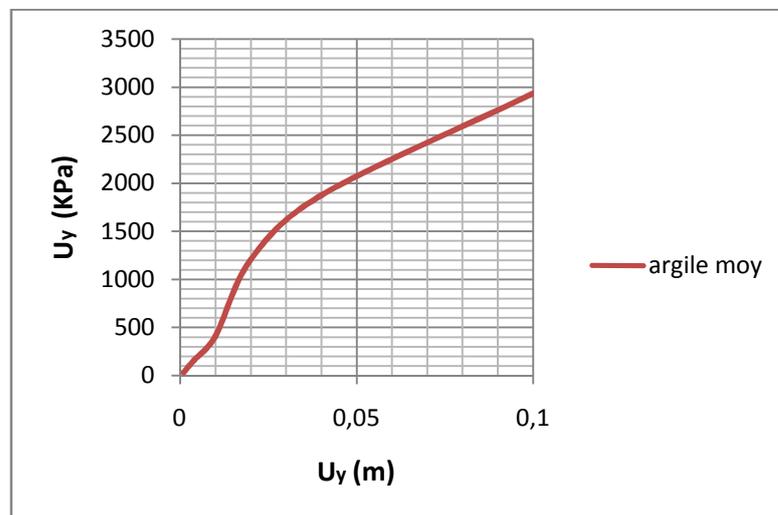
Argile moyenne  $q_l=2489\text{kpa}$

Argile très raide  $q_l=4538\text{kpa}$

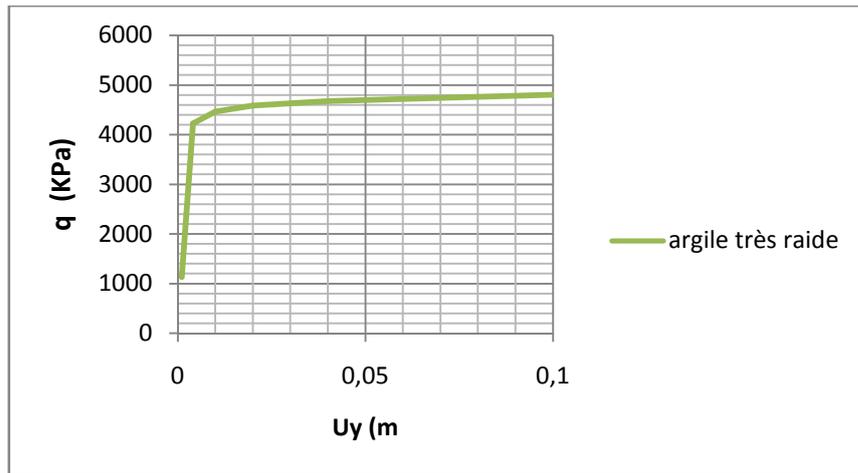
6) D=2 :



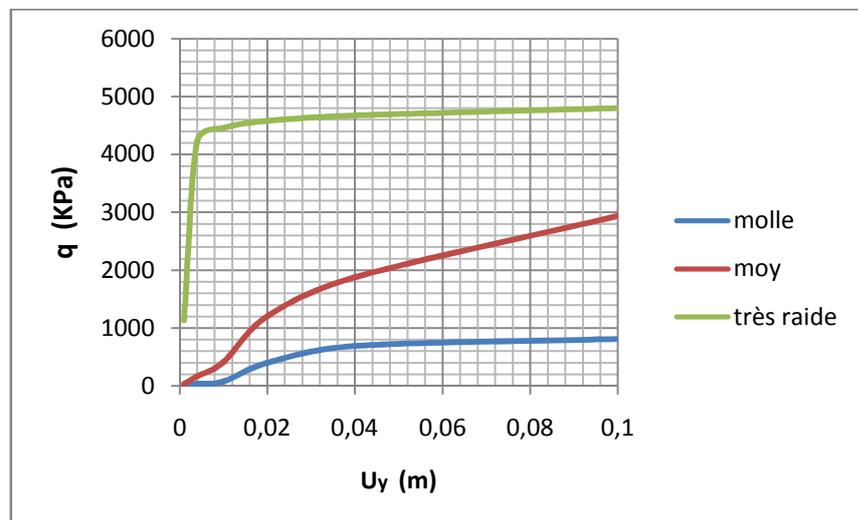
Graphique 3.21 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile molle)



Graphique 3.22 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile moyenne)



Graphique 3.23 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (argile très raide)



Graphique 3.24 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol argileux)

D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

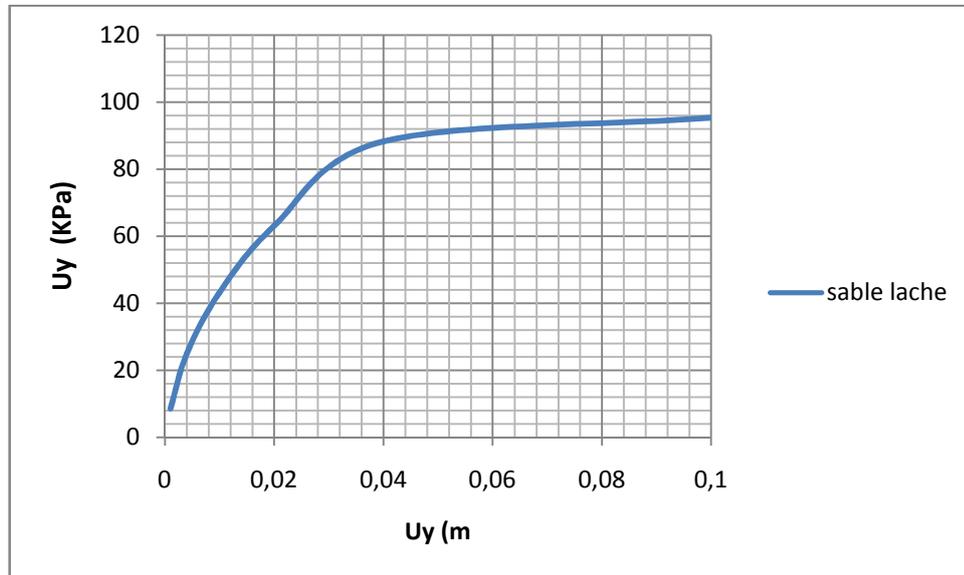
Argile molle :  $q_l=813\text{kpa}$

Argile moyenne  $q_l=2936\text{kpa}$

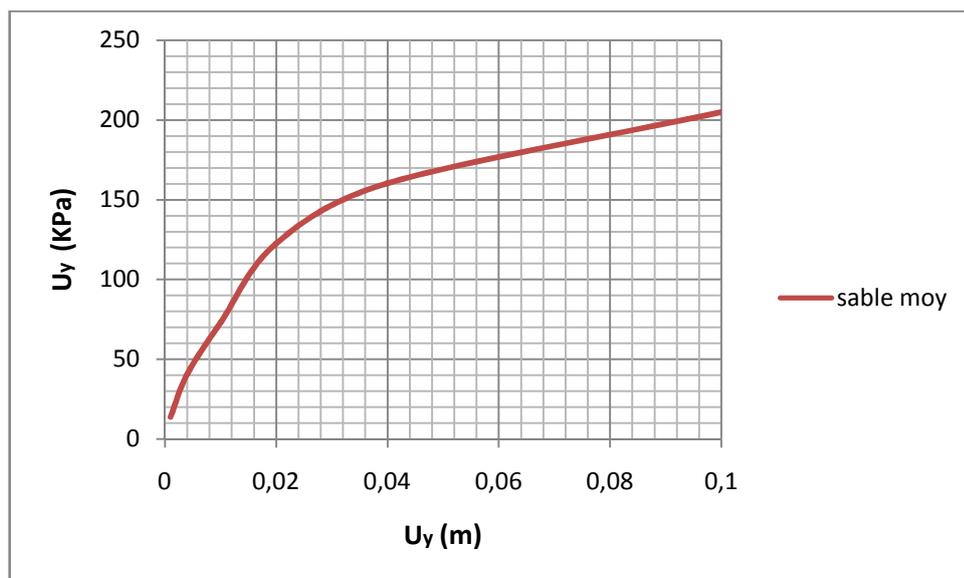
Argile très raide  $q_l=4799\text{kpa}$

### 3.4.2.2. Sol Sableux

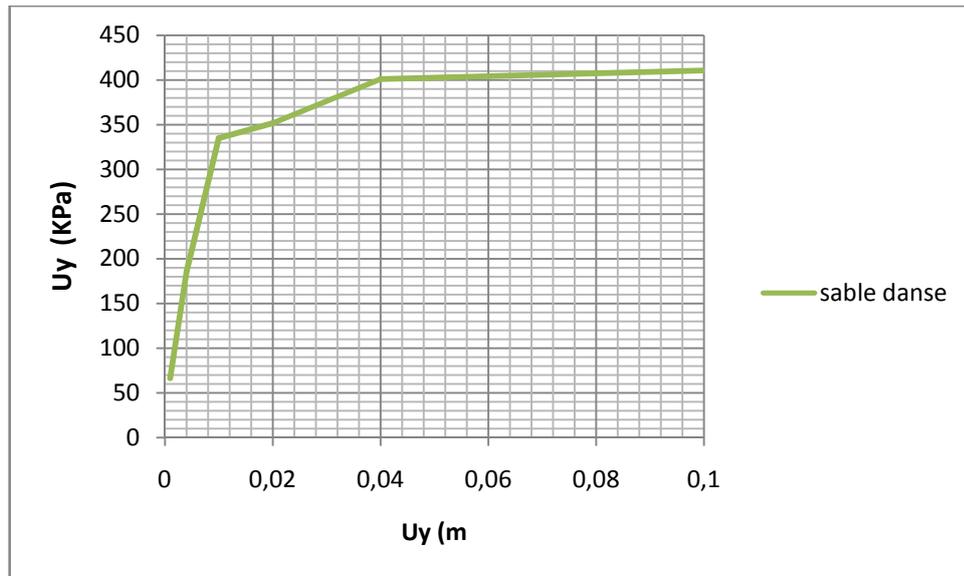
1)  $D=0$



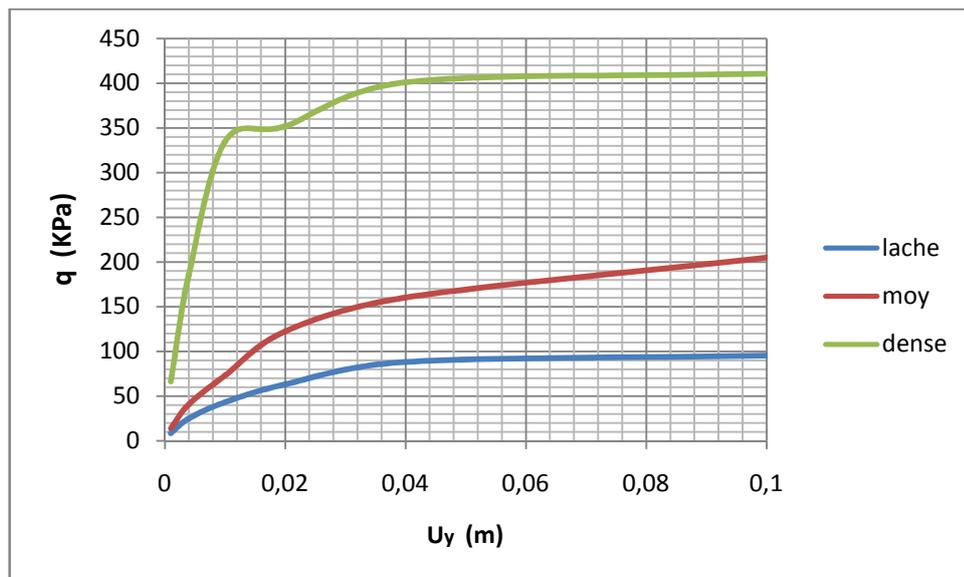
Graphique 3.25 :évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable lâche)



Graphique 3.26 :évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable moy)



Graphique 3.27 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable dense)



Graphique 3.28 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol sableux)

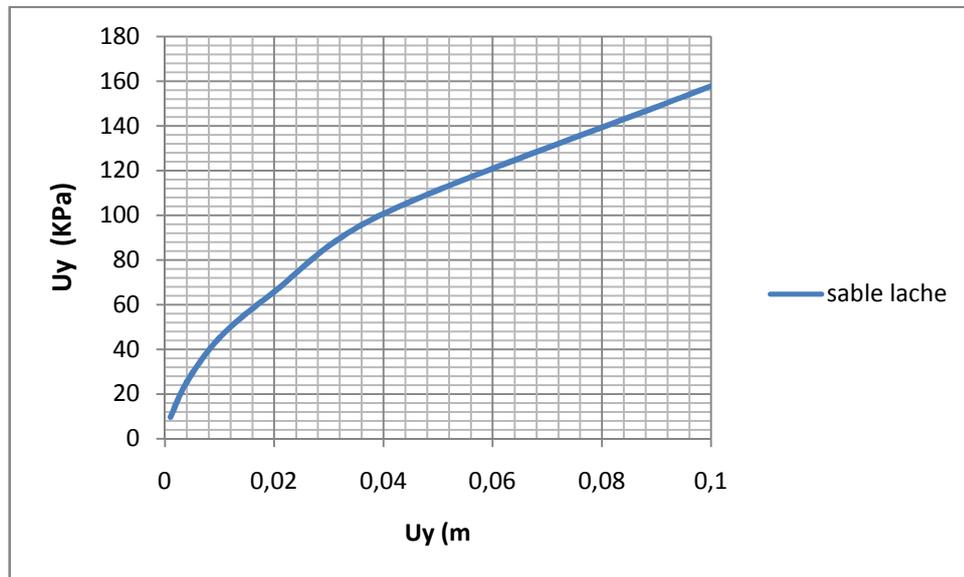
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l=95\text{kpa}$

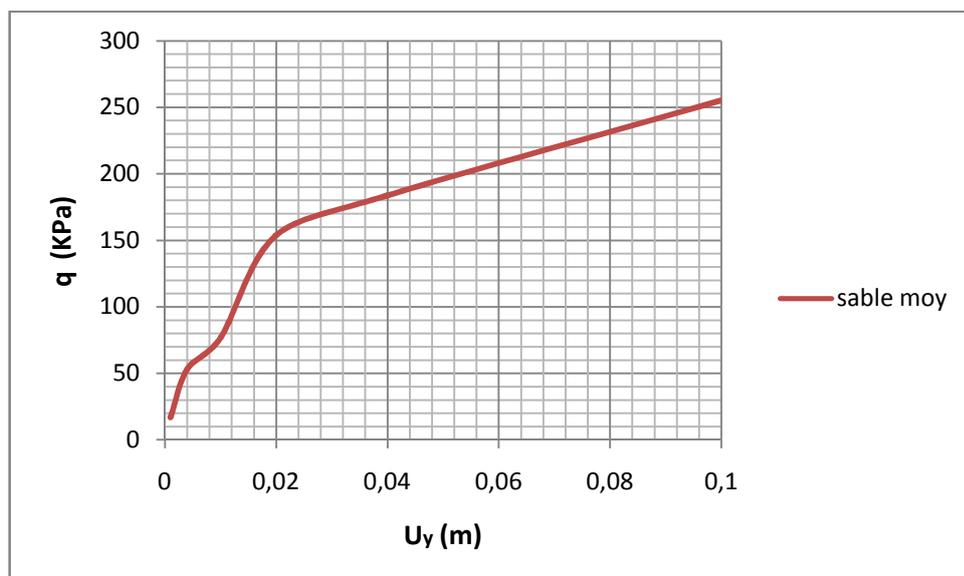
Sable moy  $q_l=204\text{kpa}$

Sable dense  $q_l=410\text{kpa}$

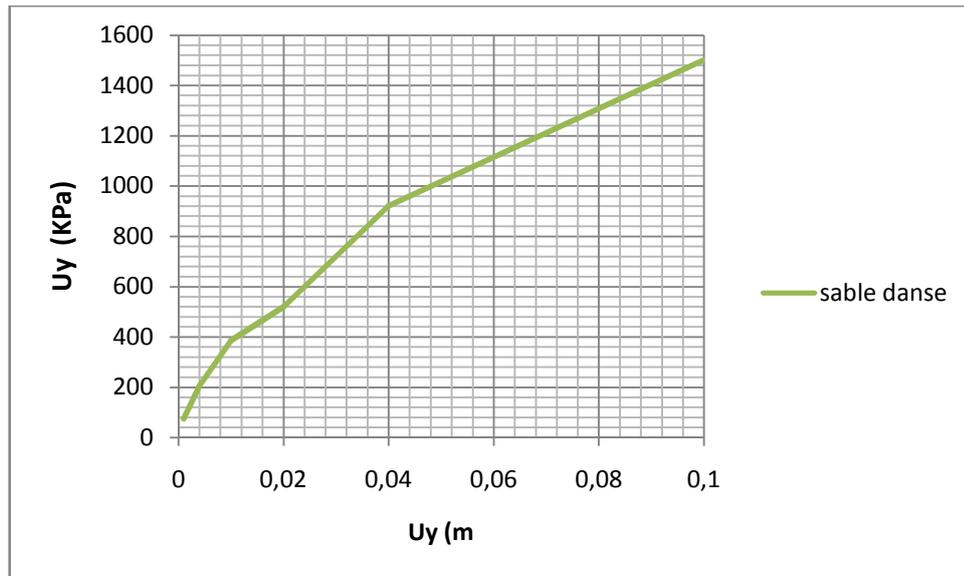
2)  $D=0,5m$  :



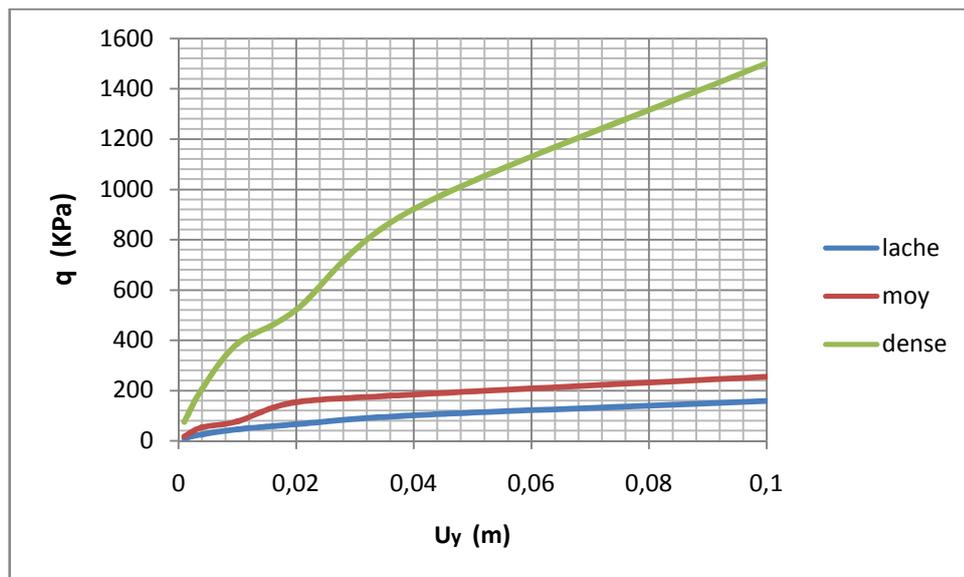
Graphique 3.29 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable lâche)



Graphique 3.30 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable moy)



Graphique 3.31 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable danse)



Graphique 3.32 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol sableux)

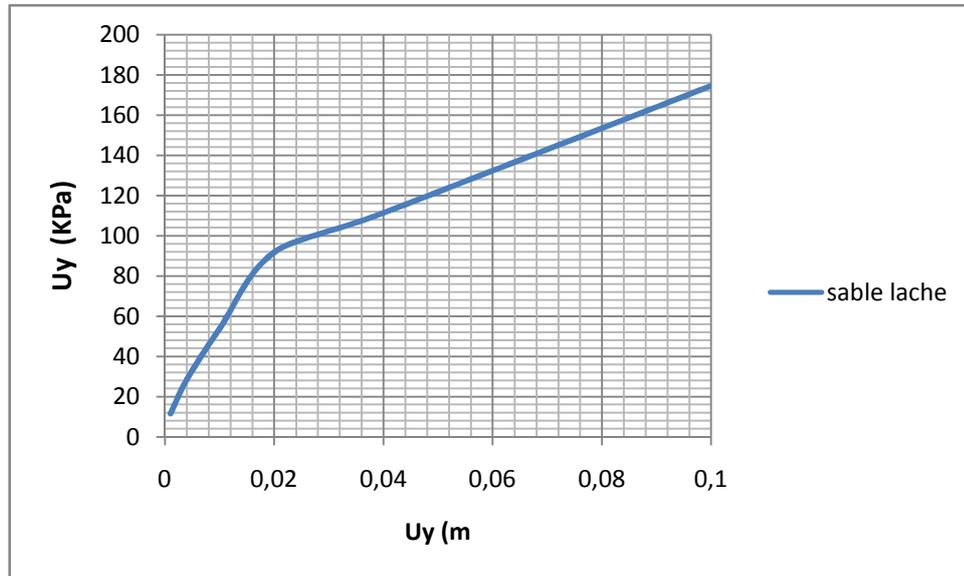
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l=157\text{kpa}$

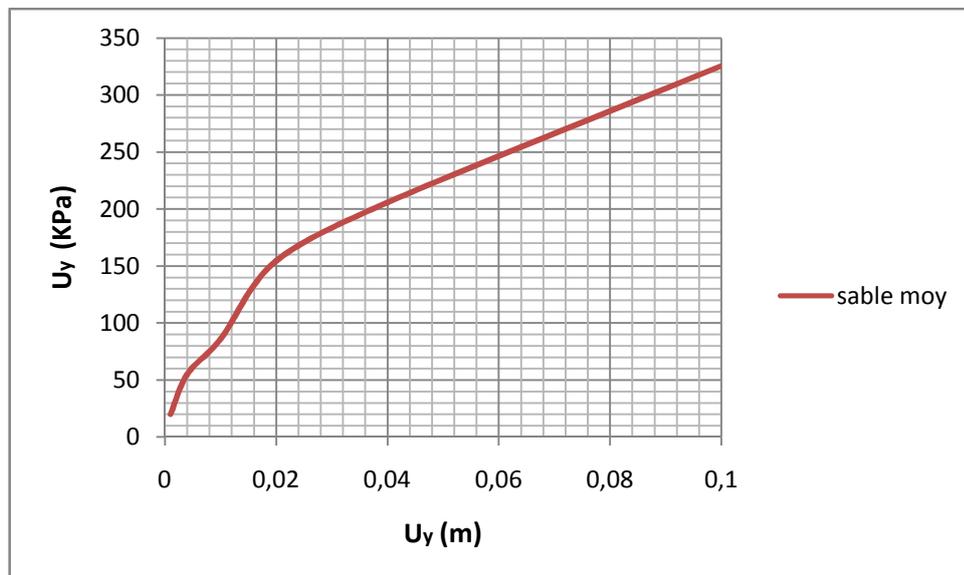
Sable moy  $q_l=255\text{kpa}$

Sable dense  $q_l=1501\text{kpa}$

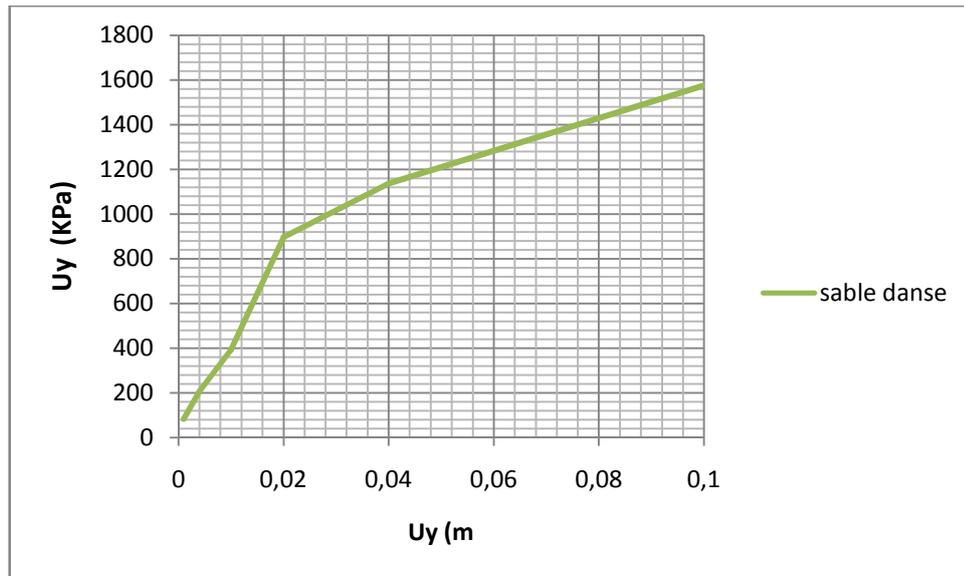
3) D=1 :



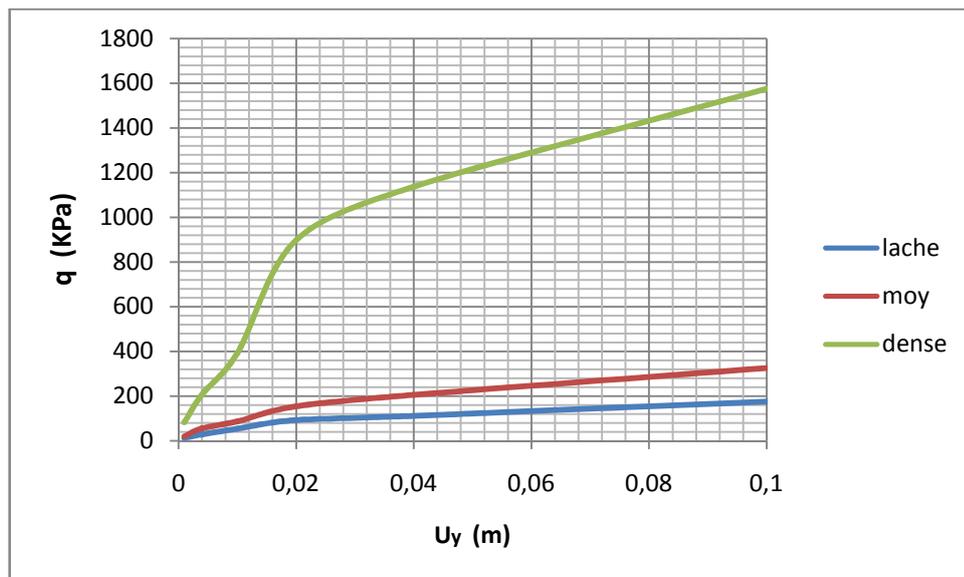
Graphique 3.33 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable lache)



Graphique 3.34 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable moy)



Graphique 3.35 : évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable dense)



Graphique 3.36:évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sol sableux)

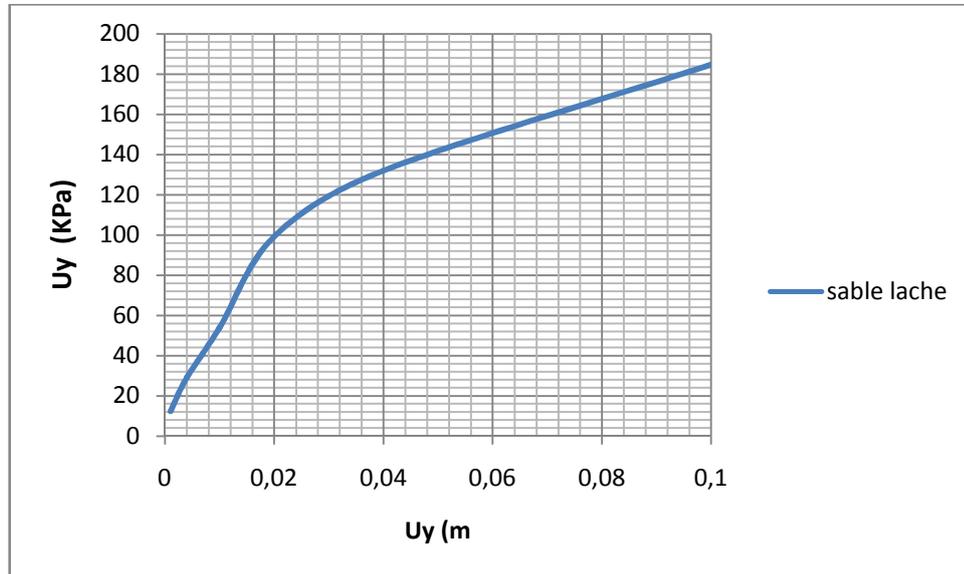
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l=174\text{kpa}$

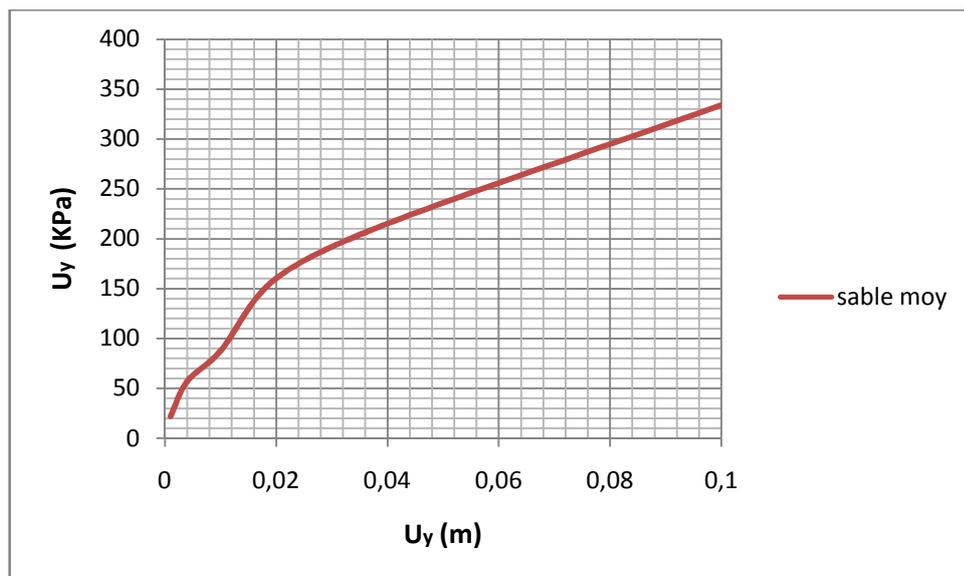
Sable moy  $q_l=325\text{kpa}$

Sable dense  $q_l=1575\text{kpa}$

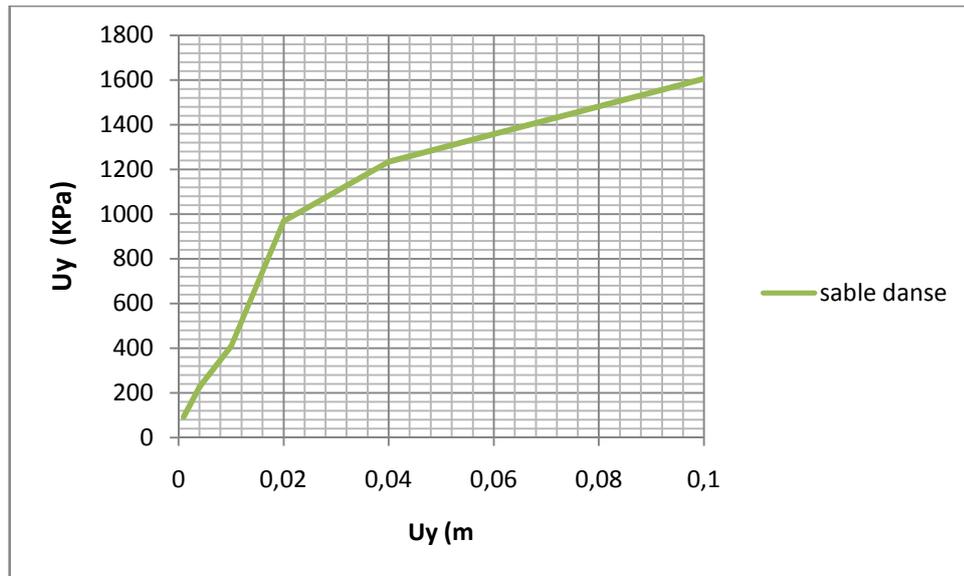
4)  $D=1,2$



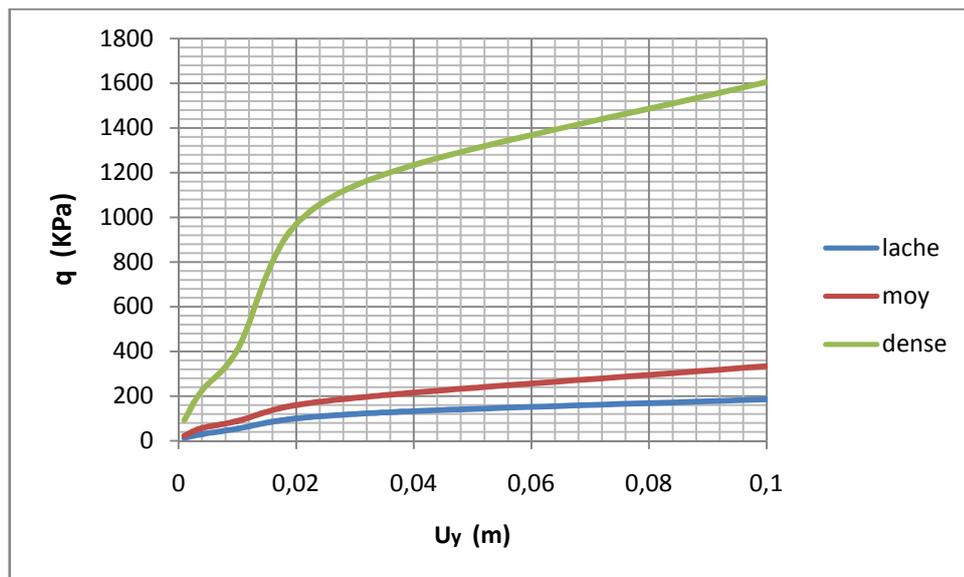
Graphique 3.37:évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable lâche)



Graphique 3.38:évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable moy)



Graphique 3.39:évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable dense)



Graphique 3.40:évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol sableux)

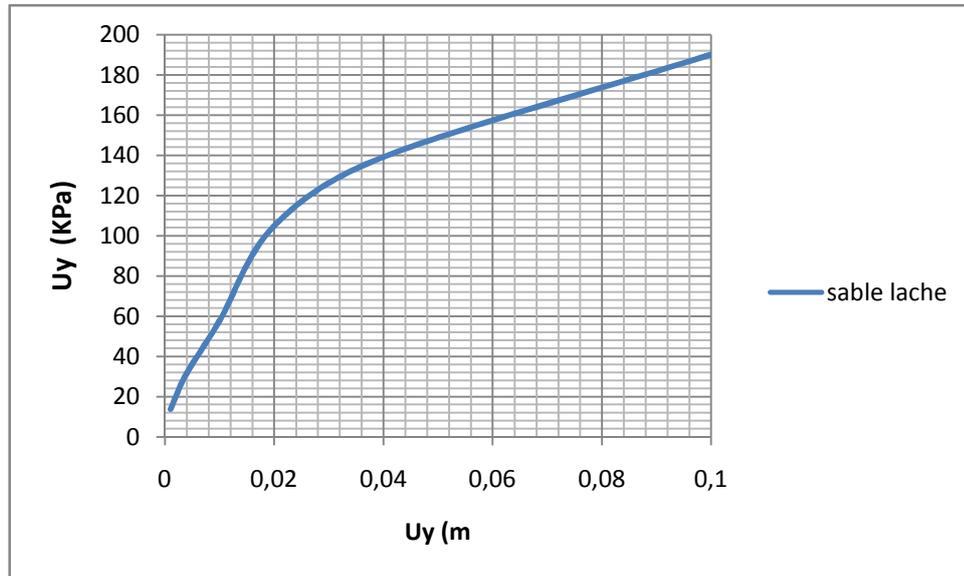
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l=184$ kpa

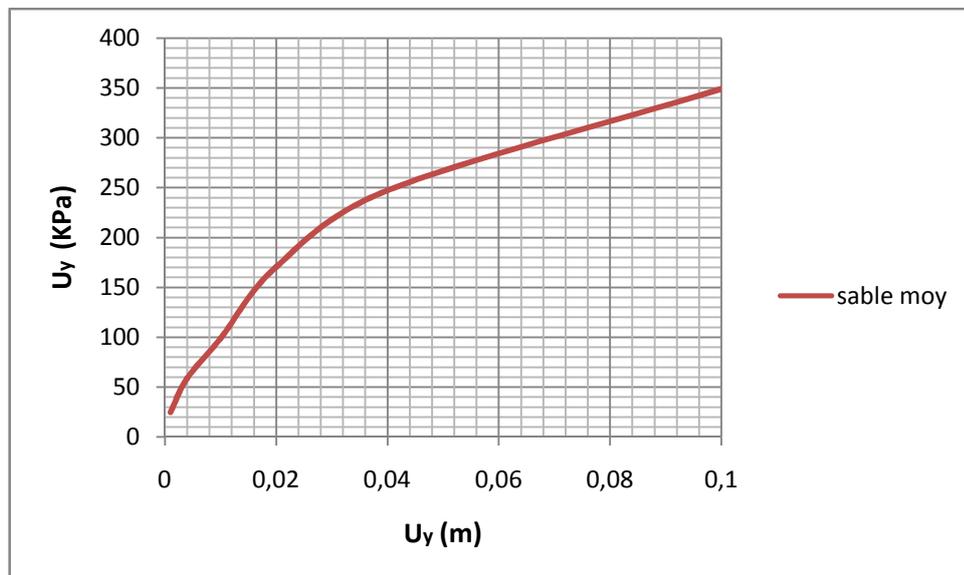
Sable moy  $q_l=333$  kpa

Sable danse  $q_l=1605$ kpa

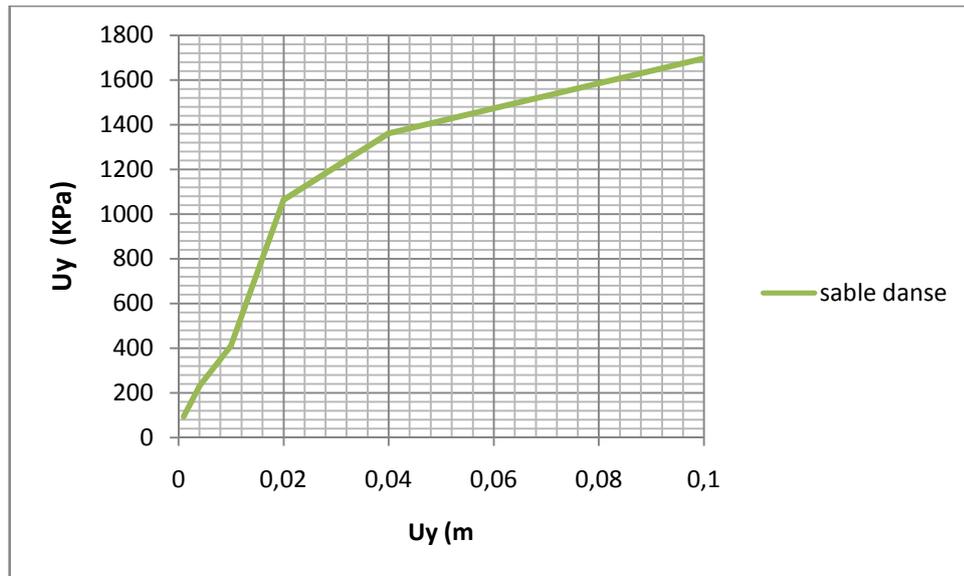
5)  $D=1,5$  :



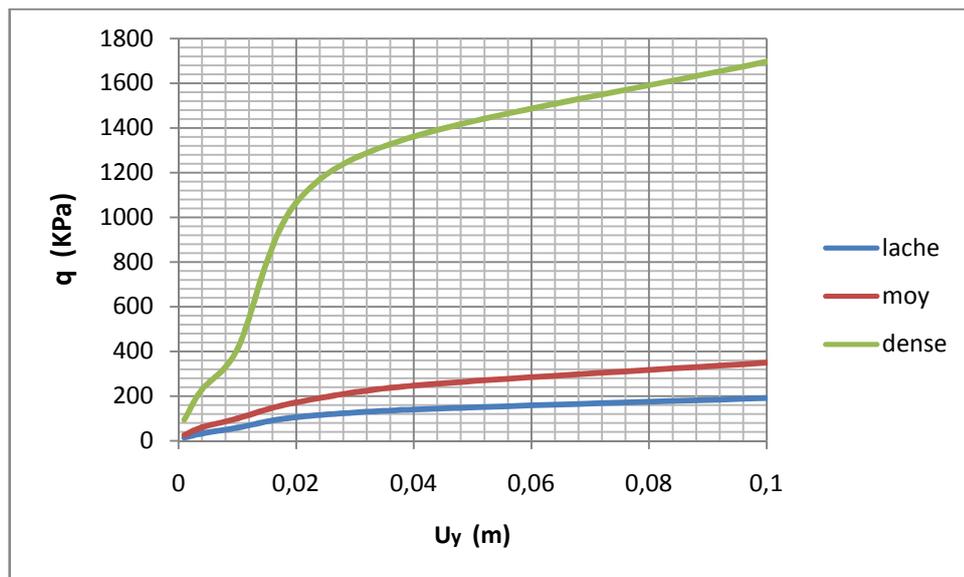
Graphique 3.41: évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable lâche)



Graphique 3.42:évaluation de la pression  $q$  avec le déplacement  $U_y$  (sable moy)



Graphique 3.43:évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable dense)



Graphique 3.44:évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol sableux)

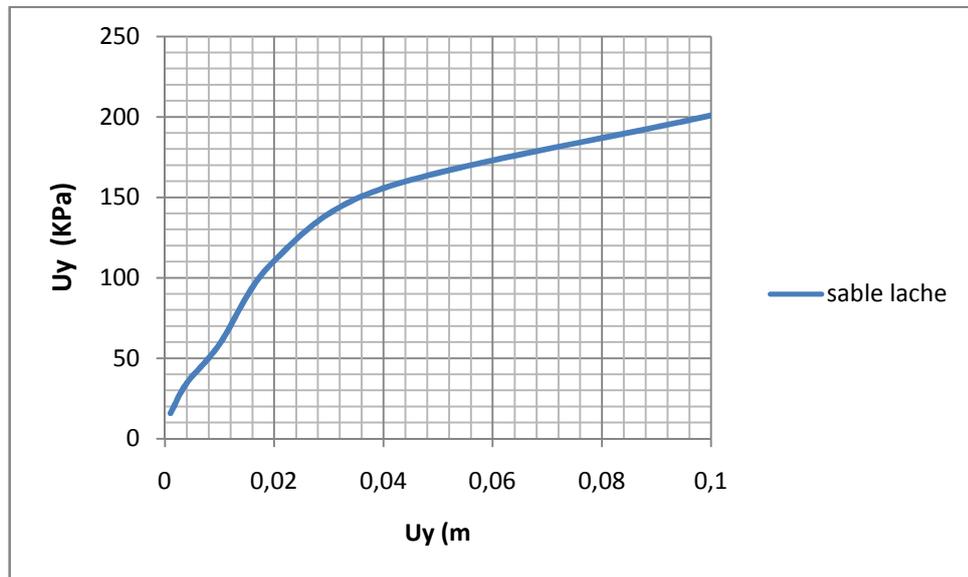
D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l=190$  kpa

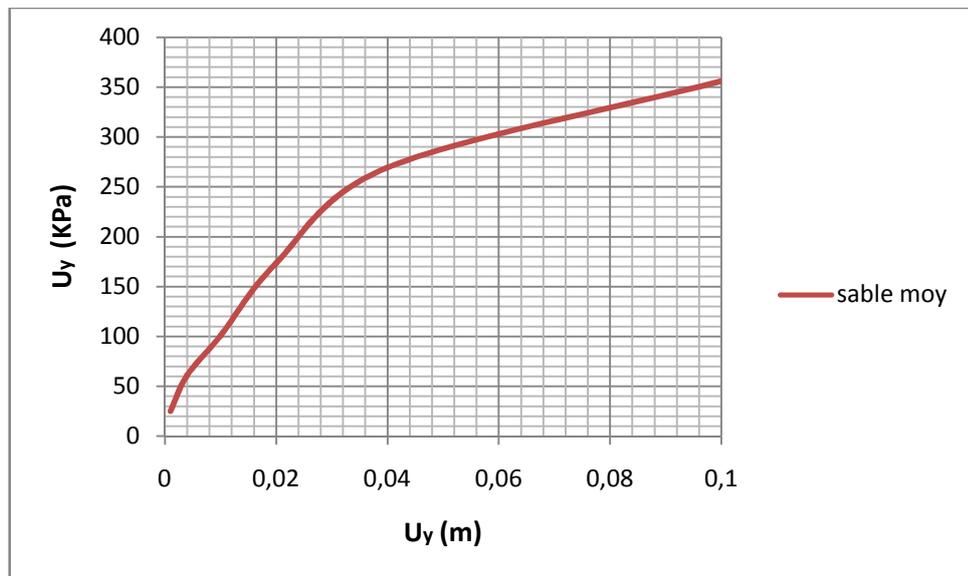
Sable moy  $q_l=349$ kpa

Sable dense  $q_l=1696$ kpa

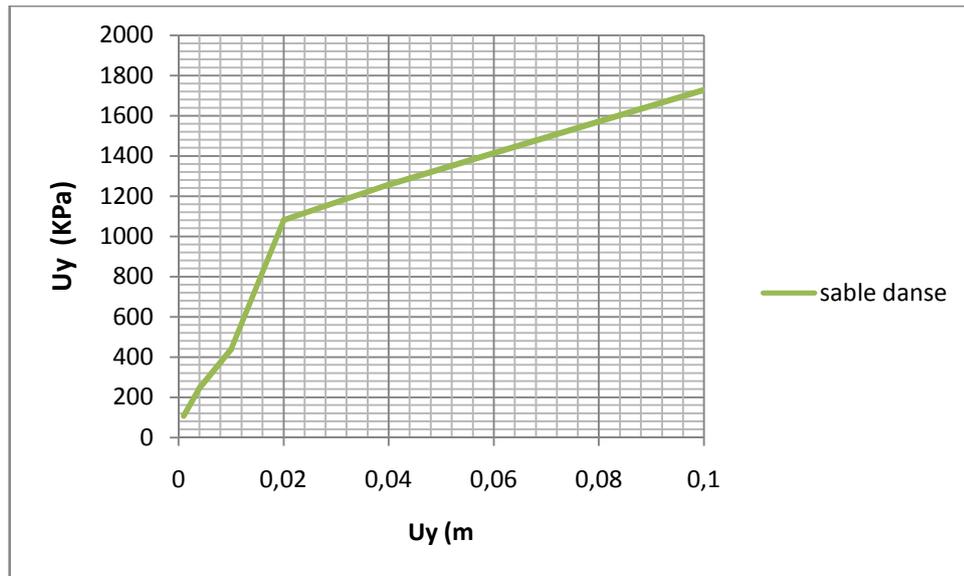
6) D=2 :



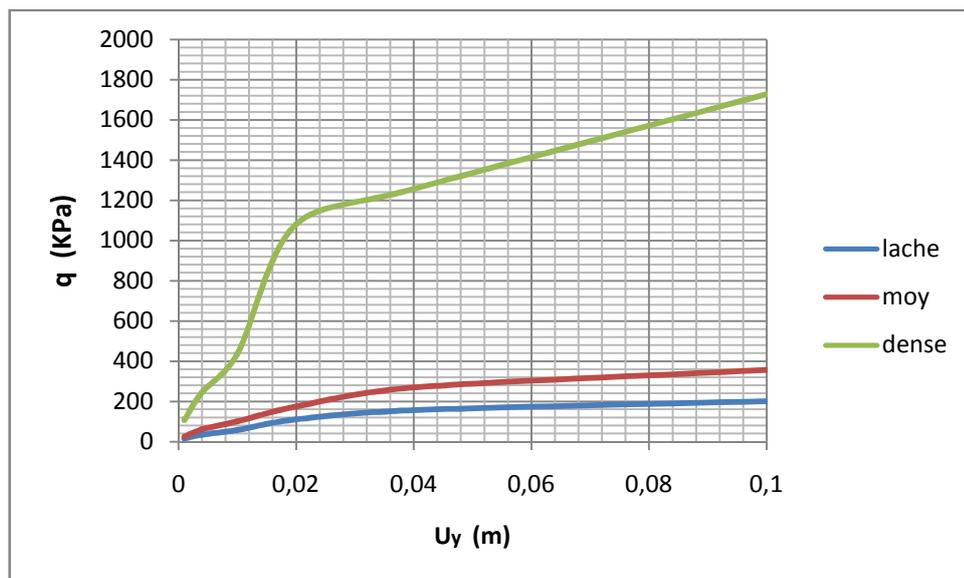
Graphique 3.45:évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable lâche)



Graphique 3.46 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable moy)



Graphique 3.47 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sable dense)



Graphique 3.48 :évaluation de la pression q avec le déplacement Uy (sol sableux)

D'après le tableau présenté en annexe on pourra adopter les valeurs de la capacité portante  $q_l$  :

Sable Lâche :  $q_l=200\text{kpa}$

Sable moy  $q_l=356\text{kpa}$

Sable dense  $q_l=1727\text{kpa}$

**Remarque :**

- Les valeurs de la capacité portante  $q_l$  sont adopter ou déplacement  $B/10$  car la modélisé par PLAXIS a été limité jusqu'à cette valeur.
- Les valeurs de la raideur sont présentées à l'annexe.

**3.5. Conclusion :**

D'après les résultats obtenus de la modélisation numérique de plusieurs modèles de fondation/sol, on peut tirer la conclusion suivante :

- Une capacité portante d'une fondation superficielle est influencé par plusieurs paramètres, principalement du type du sol ce qui signifie qu'elle dépend des caractéristique mécaniques (l'angle de frottement  $\Phi$  et la cohésion  $C$ ) et des caractéristiques élasto-plastique du sol (module d'Young  $E$ ), ainsi qu'elle est influencé par la fiche « D ».

**CHAPITRE -4-**  
**CORRELATION DE LA**  
**CAPACITE PORTANTE**  
**AVEC**  
**LA RESISTANCE**  
**PENETROMETRIQUE  $q_c$**

**CHAPITRE -4-**  
**CORRELATION DE LA CAPACITE PORTANTE**  
**AVEC**  
**LA RESISTANCE PENETROMETRIQUE  $q_c$**

**4.1. Introduction :**

Le objectif de chapitre de déterminer le facteur de potence  $k_c$  pour proposer une méthode de calcul de la capacité portante à partir de l'essai CPT

**4.2. Principe de calcul de  $K_c$**

**4.2.1. Cas de l'argile**

Le facteur de potence  $K_c$  estimé par la relation suivante :

À partir de l'essai de pénétration statique, la capacité portante s'écrit :

$$q_l = K_c \times q_{ce}^* + q_0$$

Alors :

$$K_C = \frac{q_l - q_0}{q_{ce}^*}$$

On a le facteur de cône :

$$N_K = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{c_u} = \frac{q_c^*}{c_u}$$

Donc :

$$q_c^* = N_K \cdot c_u$$

Ainsi :

$$K_C = \frac{q_l - q_0}{N_K \cdot c_u}$$

On a obtenu le facteur  $N_K$  par un calcul parallèle avec le logiciel FLAC, dans le cadre d'un travail collectif. Le calcul a été mené dans le cadre d'une thèse de doctorat en cours.

Le tableau 4.1 présente les valeurs du facteur de cône  $N_k$  en fonction de la résistance pénétrométrique  $q_c$  pour le cas des trois types d'argile étudiés et correspondant à la profondeur critique  $Z_c$

Tableau 4.1 : Valeurs du facteur de cône  $N_k$

	Argile molle	Argile moyenne	Argile très raide
E(kPa)	20000	10000	300000
$q_c$ (kpa)	1124.52	2642.98	3972.9
$z_c$ (m)	0.75	0.63	0.52
$c_u$ (kpa)	100	200	300
$N_K$	11.14	13.15	14.27

#### 4.2.2.cas de Sable

A partir de

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} \cdot \tan \varphi} = \frac{q_c^*}{\sigma_{v0} \tan \varphi}$$

Alors :

$$q_c^* = N_k \cdot \sigma_{v0} \tan \varphi$$

Et

$$K_C = \frac{q_l - q_0}{q_{ce}^*}$$

Ainsi :

$$K_c = \frac{q_l - q_0}{N_K \cdot \tan \varphi}$$

Le tableau (4.2) présente les valeurs du facteur de cône  $N_k$  en fonction de la résistance pénétrométrique  $q_c$  pour le cas des trois types de sable étudiés et correspondant à la profondeur critique  $Z_c$ , la profondeur critique  $Z_c$  est celle à partir de laquelle la résistance pénétrométrique est constante avec la profondeur.  $Z_c$  a été déterminée à partir du travail de modélisation par FLAC.

Tableau 4.2: Valeurs du facteur de cône  $N_k$

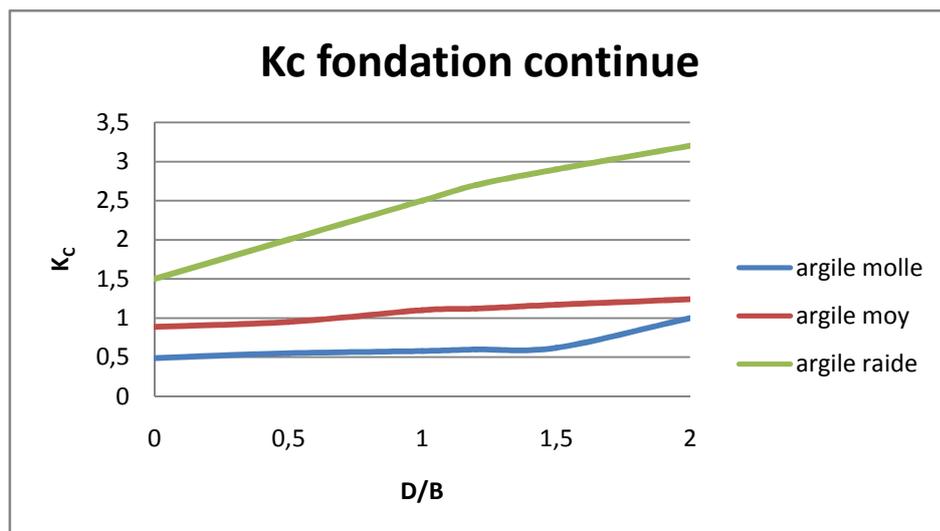
	Sable lâche	Sable moyenne	Sable danse
E(kPa)	6000	10000	50000
$q_c$ (kpa)	1597.44	2790.38	8775.65
$z_c$ (m)	0.75	0.75	0.75
phie	30	35	40
$N_K$	280.77	330.88	774.06
Gamma( $KN/m^3$ )	14	16	18

### 4.3. Présentation des résultats

On présente dans ce qui suit sous forme de courbes les valeurs des facteurs de portance pour les deux matériaux étudiés :

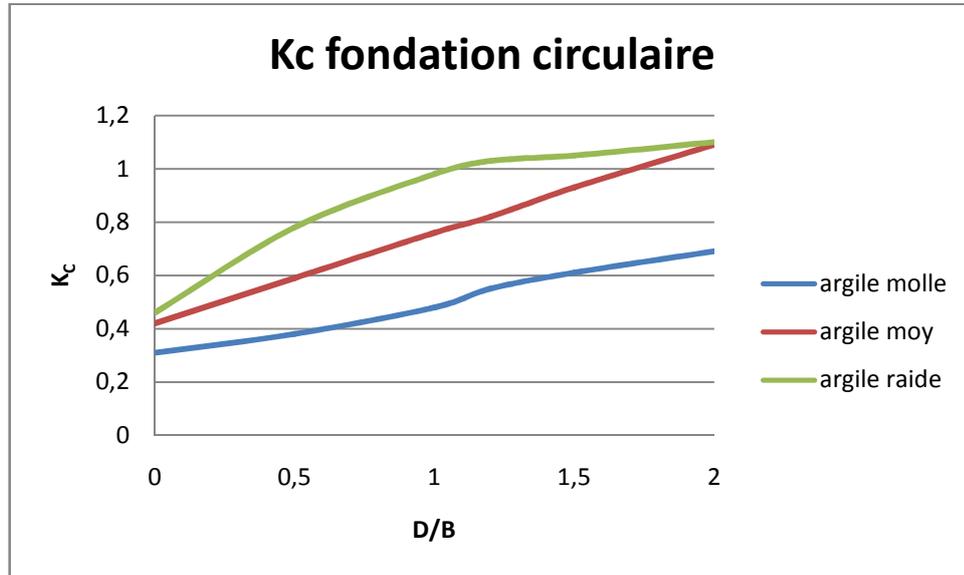
#### 4.3.1. Cas d'argile

##### 4.3.1.1. Semelle continue



Graphique 4.1 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Semelle continue- cas des argiles)

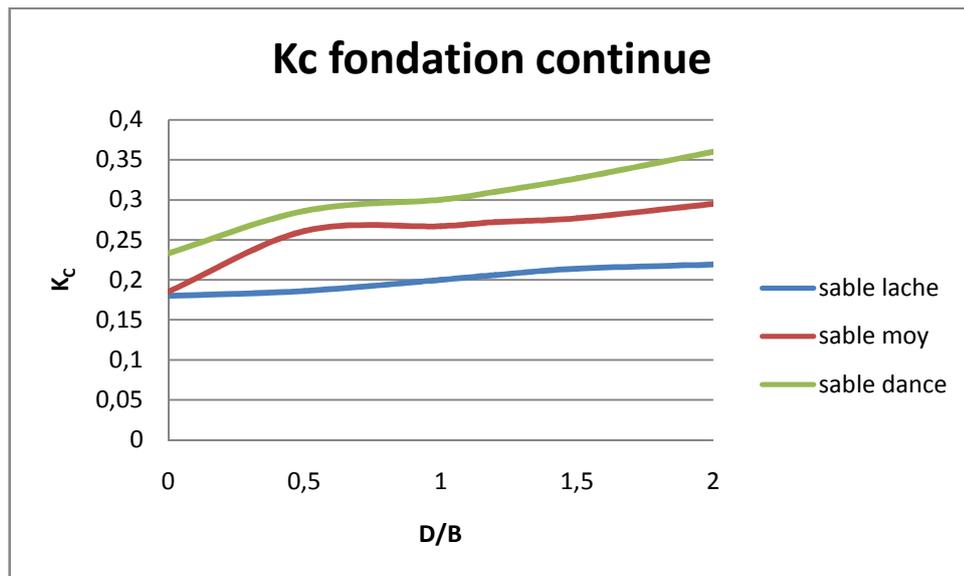
#### 4.3.1.2. Semelle circulaire



Graphique 4.2 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Semelle circulaire- cas des argiles)

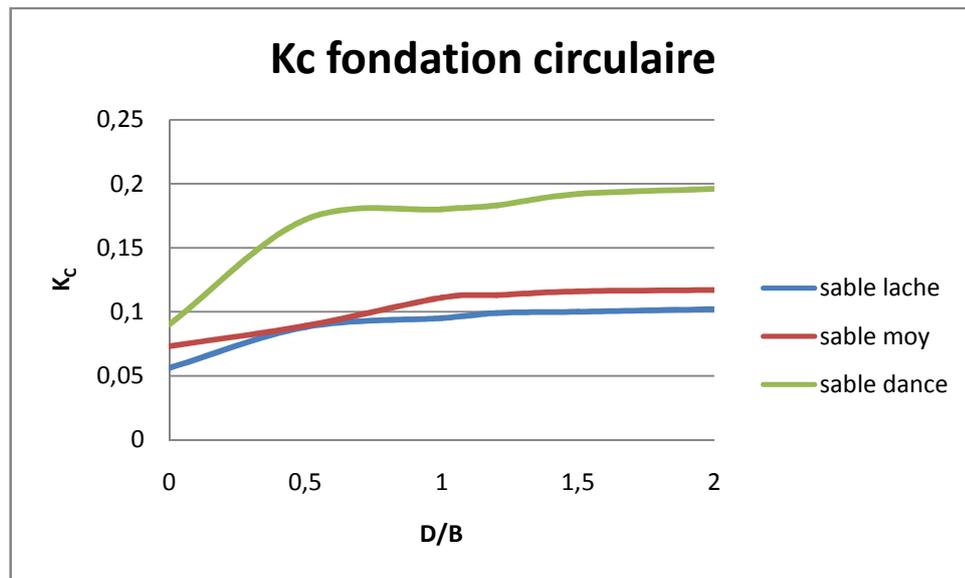
#### 4.3.2. Cas de sable

##### 4.3.2.1. Semelle continue



Graphique 4.3 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Semelle continue- cas de sable)

#### 4.3.2.2. Semelle circulaire



Graphique 4.4 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Semelle circulaire- cas de sable)

#### 4.4. Conclusion

D'après les résultats trouvés numériquement on peut tirer les conclusions Suivantes :

On ne constate que le facteur de portance de l'argile supérieure à 1 pour les fondations superficielles.

La valeur de facteur de portance  $K_c^0$  (semelle continue) est toujours supérieure à  $K_c^1$  (semelle carrée ou circulaire) Dans les deux cas de sol

Pour des raisons de sécurité, on propose la valeur du palier du sable lâche (figure 4.3) dans les fondations continue comme valeur caractéristique du facteur de portance pour les sables quel que soit la densité  $K_c=0.21$ , et le palier du sable moyen (figure 4.4) Pour la fondation circulaire comme valeur caractéristique du facteur de portance pour les sables quel que soit la densité  $K_c=0.14$ .

Pour des raisons de sécurité, on propose la valeur du palier d'argile molle (figure 4.1) dans les fondations continues comme valeur caractéristique du facteur de portance pour les sables quel que soit la densité :  $K_c = 0.52$ , et le palier de l'argile molle (figure 4.2) pour les fondations circulaires comme valeur caractéristique du facteur de portance pour les sables quelle que soit la densité  $K_c = 0.64$ .

**CHAPITRE -5-**  
**Comparaison**  
**des valeurs de  $K_c$**   
**avec le**  
**DTU-13.12**

## CHAPITRE -5-

### Comparaison des valeurs de $K_c$ avec le DTU-13.12

#### 5.1. Introduction

L'objet de ce chapitre est de mener une étude comparative des résultats obtenus du facteur de portance  $K_c$  au chapitre précédent, et celles issue du règlement DTU-13.12.

#### 5.2. Comparaison des valeurs de $K_c$

##### 5.2.1. Cas d'une fondation continue

##### 5.2.1.1. cas d'une argile

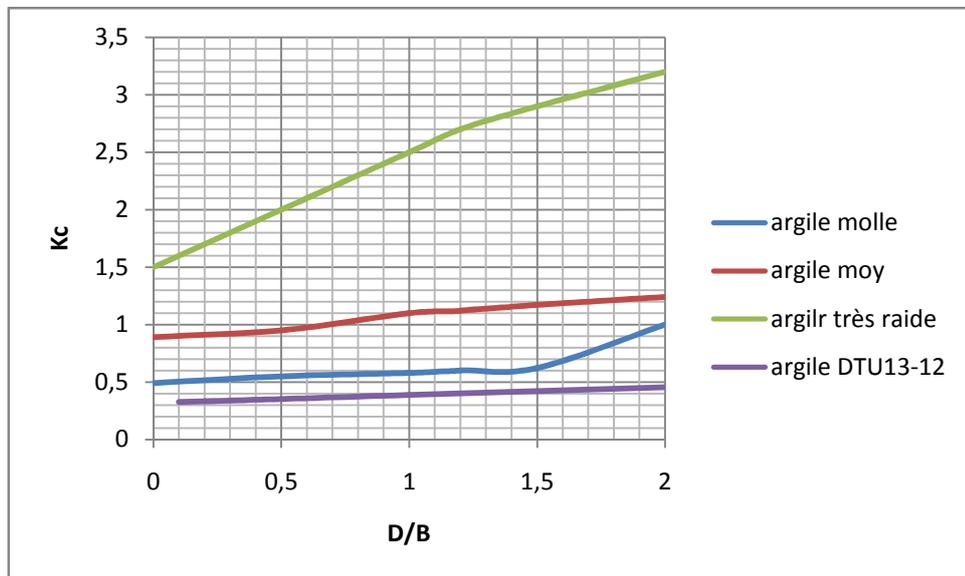


Figure 5.1 : Courbe de comparaison des valeurs du  $K_c$  issu de calcul avec celle du règlement DTU-13.12 pour une fondation continue pour un sol argileux

Le graphe ci-dessus, Figure (5.1), présente les trois courbes des valeurs du facteur  $K_c$  obtenu dans notre étude ainsi que les valeurs du DTU-13.12 : Ces valeurs concernant une fondation continue reposant sur un massif argileux.

D'après l'analyse, des courbes on peut tirer les points suivants :

- Les valeurs du règlement sont inférieures par rapport à celles issues de l'étude avec des pourcentages qui varie de (55 , 49 , 47 et 120%) pour l'argile molle, de (191 , 184 , 177 et 173%) pour l'argile moyenne et de (513 , 500 , 588 et 604%) pour l'argile très raide, lorsque  $D/B$  qui varie de (0.5 , 1 , 1.5 et 2) respectivement.
- D'après les courbes, on remarque des valeurs de  $K_c$  qui dépassent « 1 » surtout au niveau de l'argile très raide, c'est dû aux incertitudes de calcul menés par la méthode des éléments finis, car cette méthode admet seulement des petits déplacements ce qui n'est pas le cas dans notre étude, ou déplacements sont menés jusqu'à  $U_y = 0,1m$ .
- Le règlement DTU-13.12 ne prend pas en considération les différents types d'argile, ces valeurs sont généralisées sur tout type d'argile, ce qui sous-estime la capacité portante de certain sols.

### 5.2.1.2. Cas d'un sable

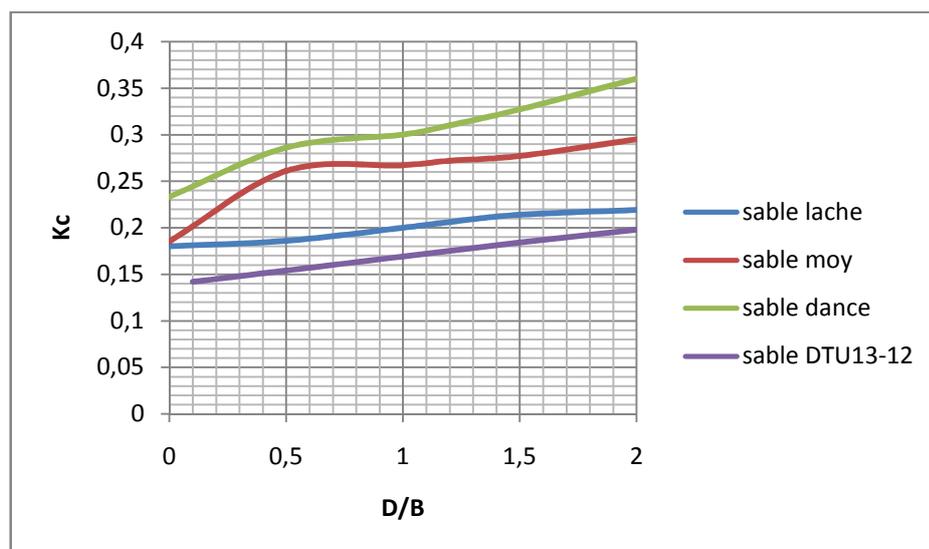


Figure 5.2 : Courbe de comparaison des valeurs du  $K_c$  issues de calcul avec celles du règlement DTU-13.12 pour une fondation continu pour un sol sableux

Pour notre deuxième graphe, Figure (5.2), qui présente les valeurs du facteur  $K_c$  obtenu de notre étude ainsi que les valeurs du DTU-13.12 pour une fondation continue qui repose sur un massif sableux, et d'après l'analyse des courbes on peut tirer les points suivants :

- Les valeurs du règlement sont inférieures à celle issu de l'étude, avec des pourcentages qui varie de (20 , 18 , 16 et 10%) pour un sable lâche, de (69 , 57 , 53 et 48%) pour un sable moyennement dense et de (85 , 77 , 65 et 81%) pour un sable dense, pour des valeurs de  $D/B$  qui varie de (0.5 , 1 , 1.5 et 2). De ces pourcentage, on constate que les valeur du règlement correspond à celle trouvée dans un sable lâche puisque le pourcentage n'a pas dépassé les 20% .
- Le règlement DTU-13.12 et comme on la déjà mentionné au titre précédent, ne prend pas en considération les différents types de sols. Ces valeurs sont généralisées, ce qu'il nous ne permet pas de déduire une capacité portante exacte mais plutôt une valeur approché.

## 5.2.2. Cas d'une semelle circulaire

### 5.2.2.1. Cas d'une argile

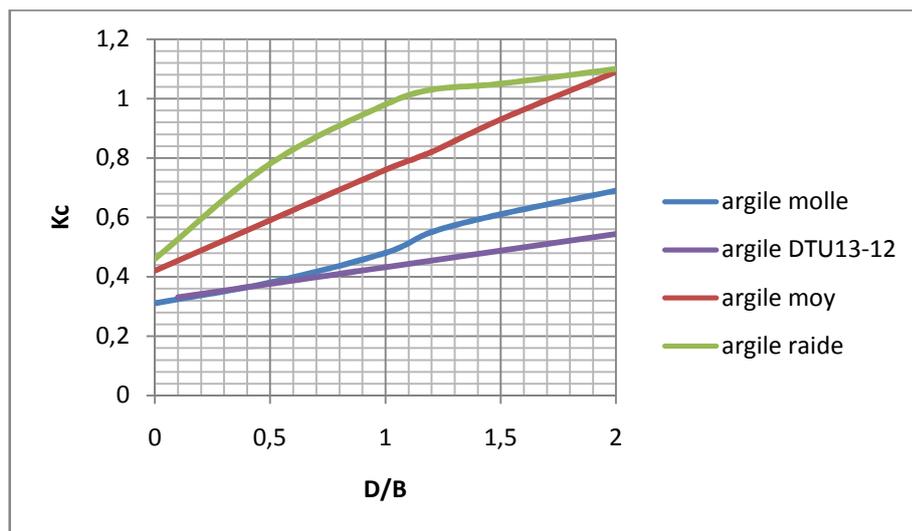


Figure 5.3 : courbe de comparaison des valeurs du  $K_c$  issu de calcul avec celle du règlement DTU-13.12 pour une fondation circulaire pour un sol argileux

D'après l'analyse des courbes représentées dans la Figure(5.3) on peut tirer les points suivants :

- Les valeurs du règlement sont inférieures par rapport à celles issu de l'étude avec des pourcentages qui varie de (1 , 27 , 25 et 26%) pour une argile molle, de (56 , 75 , 90 et 100%) pour une argile moyenne et de (107 , 126 , 115 et 102%) pour une argile raide, ce qui correspond à des valeurs de D/B qui varie de (0.5 , 1 , 1.5 et 2) respectivement. De ces pourcentages on peut constater que les valeurs du règlement correspondent à celle trouvées d'une argile molle, car le pourcentage de différence est acceptable.

### 5.2.2.2. Cas d'un sable

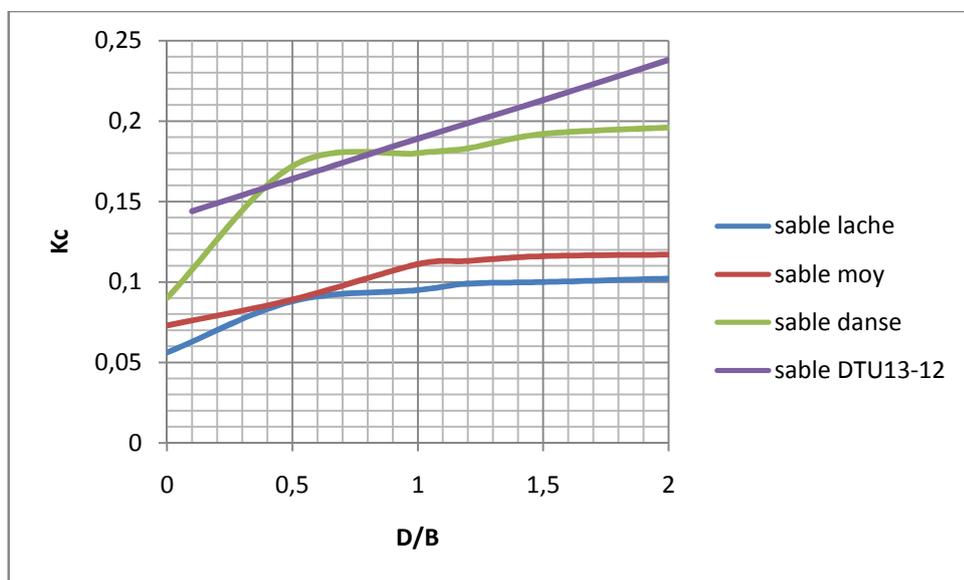


Figure 5.4 : courbe de comparaison des valeurs du Kc issu de calcul avec celle du règlement DTU-13.12 pour une fondation circulaire pour un sol sableux

D'après l'analyse des courbes représentées dans la Figure 5.4, on peut tirer les points suivants :

- D'un premier point de vu on remarque que la courbe du DTU-13.12 se situent pratiquement au-dessus des autres courbes, d'où on conclut que ces valeurs correspondent un sol sableux très dense.
- Les valeurs du règlement sont inférieures par rapport à celle issues de l'étude, avec des pourcentages qui varie de (-46 , -49 , -53 et 57%) pour un sable lâche, de (-54 , -41 , -45 et -45%) pour un sable moyennement danse et de (4 , -4, 9 et 17%) pour un sable dense, ce qui correspond à D/B variant de (0.5 , 1 , 1.5 et 2). De ces pourcentages, on constate que les

valeur du règlement sont très rapprochées de celles trouvées dans un sable dense puisque le pourcentage n'a pas dépassé les -17% .

### 5.3. Conclusion

D'après les résultats obtenus on peut tirer les conclusions suivantes :

- Le facteur de portance  $K_c$  est proportionnel à l'augmentation des caractéristiques mécaniques ( $C, \varphi$ ), les caractéristiques élastoplastiques ( $E$ ) et le rapport  $D/B$ .
- D'un point de vue général, les valeurs de  $K_c$  adopté par le DTU-13.12 sont des valeurs généralisées sur plusieurs types de sol, ainsi qu'elles sont plafonnées à des sols ayant des faibles caractéristiques, ce qui signifie que le règlement opte pour le côté de la sécurité.
- Pour les résultats obtenus il existe une certaine incertitude issue de méthode adoptée (Méthode des éléments finis) qui n'admet pas des grands déplacements, alors que dans notre étude on a admis un grand déplacement de  $B/10$ .

# **CONCLUSIONS GENERALES**

## Conclusions générales et perspectives

L'objectif de cette thèse a été de contribuer à l'étude du problème de la capacité portante des fondations superficielles.

Nos contributions ont porté sur deux aspects du problème : d'une part, sur la détermination de la capacité portante des fondations isolées et continues dans un sol argileux et sableux. D'autre part, sur l'étude de l'influence d'autres caractéristiques sur la capacité portante des fondations superficielles.

- Pour bien orienter ce travail, on a présenté dans la première partie une synthèse des méthodes de calcul de la capacité portante. De nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. La présentation de ces méthodes a permis de montrer les inconvénients des méthodes classiques d'équilibre limite qui ne donnent pas d'indications concernant l'importance des déformations et la surface de rupture, qui doit être connue avant tout calcul.
- Les calculs numériques élasto-plastiques de la capacité portante des fondations superficielles filantes et circulaires sur un sol argileux ou sableux ont permis de déterminer le facteur de portance pénétrométrique.
- Par la suite, et en se servant de plusieurs approches, on peut calculer les facteurs de portance pénétrométrique  $K_{c0}$  et  $K_{c1}$  utiles à la détermination de la capacité portante des fondations superficielles.
- Les résultats obtenus montrent que la simulation numérique en utilisant le code éléments finis (Plaxis) donne des résultats non satisfaisants avec les résultats de DTU 13-12.

La formulation du problème de la capacité portante ainsi que les techniques appliquées pour sa résolution, ont évolué et continuent à évoluer ; les publications récentes montrent que le problème de la capacité portante n'est pas encore épuisé et qu'il continuera à offrir de nouveaux sujets de recherche sur tous ses aspects théoriques et appliqués. Plusieurs perspectives de nature différente peuvent être envisagées pour ce travail :

- l'étude numérique de la capacité portante des fondations filantes sous une charge inclinée et excentrée.
- Il serait intéressant de faire le même travail en utilisant le code qui adopte la méthode des différences finies, par exemple le code FLAC 2D.

## LISTE DES SYMBOLES

<b>Symbole</b>	<b>signification du Symbole</b>
C	cohésion du sol
$\gamma$	pois volumique du sol
$\varphi$	angle de frottement du sol
$\gamma_w$	pois volumique de l'eau
$\gamma_{sat}$	pois volumique total du sol,
$\gamma'$	pois volumique déjaugé
$\varphi'$	angle de frottement du sol drainé
$\sigma_{v0}$	la contrainte verticale initiale a la profondeur Z
B	Largeur de la semelle
D	Ancrage de la semelle
L	Longueur de la semelle
Pc	profondeur critique
$q_l$	capacité portante
Q	la charge appliquée
$f_\gamma, f_c, f_q$	coefficients dépendant de la forme de la fondation
$N_\gamma, N_c, N_q$	facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne $\varphi$ du sol sous la base de la fondation ;
s	tassement total de la semelle
$s_c$	tassement d'une consolidation primaire
$s_f$	tassement de fluage
$s_i$	tassement se manifeste au début du chargement
v	le coefficient de poisson
e	l'indice des Vides
$U_y$	déplacement vertical

$E$	module d'Young
$G$	module de cisaillement
$D_r$	Densité relative
$E, G$	Modules de Young et de cisaillement
$OCR$	Facteur de sur consolidation
$S_u$	Résistance au cisaillement non drainée
$c_h$	Coefficient de consolidation
$\varphi'$	Angle de frottement
$K_0$	Coefficient des terres au repos
$G_0$	Module de cisaillement pour les petites déformations
$M$	Compressibilité
$S_t$	Sensibilité
$k$	Perméabilité
$N_k$	<i>facteur de cône,</i>
$I_D = D_r$	indice de densité
$q_c (av)$	résistance à la pénétration moyenne de la fondation à $Z=B$
$K_c$	facteur de portance pénétrométrique
$P_H$ et $P_{HM}$	des facteurs d'influence
$I_{zi}$	facteur d'influence relevé sur la courbe au milieu de la couche.
$\psi$	angle de dilatance ;
$\varphi'_f$	angle de frottement effectif à la rupture ;
$\varphi_{cv}$	angle de frottement à volume constant.

**Tableaux des charges obtenues par modélisation :**

**Fondation circulaire dans un sol argileux :**

D=0m	molle	moy	raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	3,91	19,28	75,84
0,004	15,46	75,76	232,61
0,01	38,25	186,56	717,92
0,02	99,78	543	1322
0,04	221,12	798	1643,2
0,1	354,06	1132	2001,84

D=0,5m	molle	moy	raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	4,92	24	741,44
0,004	20,88	101,12	2269,6
0,01	50,4	252,24	2650,32
0,02	193,3	523,4	2811
0,04	318,98	836,11	3002
0,1	443,04	1584,8	3366,88

D=1m	molle	moy	raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	6,4	28,08	861,68
0,004	25,28	123,04	2954,16
0,01	62,4	308,32	3242,16
0,02	278,56	860,54	3553
0,04	403,2	1468,8	3812,22
0,1	560	2040	4253,2

D=1,2m	molle	moy	raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	6,56	29,52	917,52
0,004	30,48	131,52	3153,92
0,01	64,64	329,04	3391,2
0,02	340,8	1103,56	3657,45
0,04	465,4	1498,78	3986,14
0,1	646,4	2197,52	4336,64

D=1,5m	molle	moy	raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	7,72	31,6	1001,6
0,004	34,3	144,64	3658,64
0,01	70	361,28	3871,92
0,02	402,5	1316,1	4012,4
0,04	625,4	1992,28	4120,3
0,1	711,44	2489,28	4538,96

D=2m	molle	moy	raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	9,52	34,72	1134,32
0,004	37,2	164,56	4226,56
0,01	78,8	413,52	4458,96
0,02	397,6	1204,16	4580,8
0,04	688,4	1876,3	4673,12
0,1	813,68	2936	4799,2

**Fondation circulaire dans un sol sableux:**

D=0m	lâche	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	8,52	13,95	66,32
0,004	24,99	40,6	185,6
0,01	43,12	73,16	334,72
0,02	62,96	122,48	351,69
0,04	88,22	160,32	400,98
0,1	95,28	204,88	410,56

D=0,5m	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	9,68	16,8	74,4
0,004	25,36	53,12	204,72
0,01	45,12	76,8	385,36
0,02	65,6	153,6	520
0,04	100,72	183,76	921,76
0,1	157,84	255,36	1501,04

D=1m	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	11,6	19,92	82,4
0,004	28,56	55,04	206,2
0,01	53,6	86,16	392,3
0,02	91,6	154,3	896,6
0,04	111,36	205,52	1136,6
0,1	174,48	325,52	1575,28

D=1,2m	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	12,24	21,76	92,16
0,004	29,12	57,01	224,8
0,01	53,76	87,84	406,88
0,02	99,2	160,01	968,2
0,04	132	215,1	1234,1
0,1	184,64	333,84	1605,6

D=1,5m	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	13,68	24,8	93,44
0,004	31,76	59,01	229,36
0,01	57,52	99,12	409,44
0,02	104,8	170,4	1064
0,04	139,2	247,2	1360,2
0,1	190,16	349,12	1696,64

D=2m	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	15,82	25,02	107,44
0,004	34,72	61,1	246,08
0,01	58,72	101,1	436,96
0,02	110,4	173,4	1080,3
0,04	155,76	269,3	1256,1
0,1	200,96	356,16	1727,8

**Fondation continu dans un sol argileux :**

D=0m	molle	moy	Très raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	5,92	26	739,92
0,004	23,6	102,56	2868,56
0,01	58,704	493,6	5336,96
0,02	116,92	983,04	6285,76
0,04	229,52	1794,4	6663,2
0,1	553	2374,08	6714,56

D=0,5m	molle	moy	Très raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	6,976	29,04	752,32
0,004	16,856	115,248	3175,36
0,01	57,44	284,568	6456,96
0,02	121,352	561,792	7893,04
0,04	250,472	1107,68	8768
0,1	623,12	2535,36	8852

D=1m	molle	moy	Très raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	9,664	31,92	823,92
0,004	11,864	125,992	3472,32
0,01	52,624	310,952	7356,72
0,02	123,72	614,184	9168
0,04	264,4	1210,472	10224
0,1	677,056	2962,16	11160

D=1,2m	molle	moy	Très raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	15,44	93,6	852,4
0,004	16	122,4	3586
0,01	51,04	198,88	7680,96
0,02	124,56	534,88	9584
0,04	269,76	1174,4	10720
0,1	696,8	2993,04	11720

D=1,5m	molle	moy	Très raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	20,84	102,448	894,624
0,004	25,48	124,112	3753,6
0,01	54,08	211,544	8216
0,02	125,584	562,496	10200
0,04	276,112	1232,16	11464
0,1	725,2	3134,56	12560

D=2m	molle	moy	Très raide
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	24,256	66,08	1159,68
0,004	32,08	127,04	4453,84
0,01	44,48	188,24	9400
0,02	124,56	541,6	11416
0,04	290,72	1283,92	12713,6
0,1	1162,96	3334,24	13900

**Fondation continu dans un sol sableux :**

D=0m	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	11,52	19,28	95,44
0,004	45,12	75,92	322,32
0,01	97,6	165,84	599,6
0,02	155,28	265,2	880,88
0,04	187,04	396,24	1084
0,1	312	648	1560,2

D=0,5m	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	14,48	17,6	102,32
0,004	46,72	77,36	328,8
0,01	105,28	159,36	627,6
0,02	166,4	263,28	958,24
0,04	193,92	427,04	1412,08
0,1	321,68	734,96	2482,64

D=1m	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	16,8	14,48	109,76
0,004	48,16	79,6	345,68
0,01	124,8	165,84	660,16
0,02	172	274,48	1029,04
0,04	209,04	444,88	1571,28
0,1	356,16	759,28	2643,92

D=1,2	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	20	16,24	115,04
0,004	55,36	83,44	348,72
0,01	131,44	170,8	668,64
0,02	173,6	281,6	1059,92
0,04	216,64	451,28	1568,88
0,1	363,6	775,76	2724,08

D=1,5m	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	25,6	12,64	118
0,004	56,8	80,32	366,48
0,01	147,2	160,8	698,72
0,02	180	290,56	1128
0,04	223,92	470,24	1703,76
0,1	380,8	794,96	2881,36

D=2m	lache	moy	dense
u (m)	q (Kpa)	q (Kpa)	q (Kpa)
0,001	40,8	12,56	127,68
0,004	61,92	83,6	373,2
0,01	162,4	174,16	712,16
0,02	190,4	301,52	1138,72
0,04	225,2	480,24	1817,28
0,1	396,8	842,24	3163,2

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. AREZKI, R . et EZZEROUG, M" les essais statique CPT et dynamiques DPT, contribution au calcul du tassement et modélisation par formulation lagrangienne, mémoire de master en génie civil, juin 2013 ,pp 89-90.
2. BOUAFIA, A (2011)"les essais in –situ dans les projets de fondations", édition Office des Publications Universitaires OPU Alger, 3<sup>e</sup> édition ISBN 9961.0.0692.5, 299 P.
3. BOUAFIA, A (2011) "Conception et calcul des ouvrages géotechniques "éditions pages bleues Internationales, 2<sup>e</sup> édition, ISBN 978-9947-850-53-4, 384 P.
4. BOUAFIA , A (2005) "Calcul pratique des fondations et des soutènements", édition Office des Publications Universitaires OPU Alger, 2<sup>e</sup> édition, ISBN 978.9961.0.0849.2
5. Kumbhojkar, A. S., Numerical evaluation of Terzaghi's  $g N$ , J. Geotech. Eng.,ASCE, 119(3), 598, 1993.
6. Meyerhof, G. (1981): The ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique 2, No. 7.
7. Prandtl, L., Uber die eindringungs-festigkeit plastisher baustoffe und die festigkeit von schneiden, *Z. Ang. Math. Mech.*, 1(1), 15, 1921. 4, 301-301-322.
8. Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York, 1943.
9. Mandel, J., and Salencon, J., Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude theorizue), *Geotechnique*, 22(1), 79, 1972.
10. BOUFRINA, T Modélisation numérique de l'essai de pénétration statique (CPT) en vue de l'analyse du comportement des fondations superficielles, mémoire de magister génie civil, juin 2012,pp 131-132.
11. MABROUKI, A modélisation numérique de l'interaction entre une fondation superficielle et d'autres constructions, mémoire de Doctorat en sciences, juin 2011, pp 123-124.
12. Manuel de Logiciel PLAXIS.

