REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Étude numérique de l'essai CPT dans les sols pulvérulents

Présenté par

AICHE Obaida
ZEGHBIB Oussama

Proposé et Dirigé par

M^{me} : MIR Mouna

Promotion : septembre 2020

الملخص:

يركز هذا العمل بشكل أساسي على دراسة عددية لاختبار الاختراق الساكن(CPT) في التربة الرملية باستخدام طريقة العناصر المحدودة بواسطة برنامج(PLAXIS)

سيتم مناقشة تأثير مؤشر الصلابة (Ir) وتأثير السطح البيني الأرضي المخروطي على عامل المخروطN_k سيتم العمل على الرمال، وهي طريقة جديدة في هذا المجال البحثي حيث تم إجراء جميع الدراسات السابقة على الطين

من)النمذجة العددية لاختراق المخروط بواسطة طريقة العناصر المحدودة للتنبؤ بعامل المخروط في كل نوع الرمل، نأخذ في الاعتبار السلوك المعقد للواجهة (الواجهة الخشنة والواجهة الملساء

الكلمات المفتاحية: اختبار الاختراق الساكن، طريقة العناصر المحدودة، مؤشر الصلابة

Résumé :

Ce présent travail se focalise principalement sur une Étude numérique de l'essai CPT dans les sols pulvérulents à l'aide de la méthode des éléments finis par logiciel Plaxis. L'effet de l'indice de rigidité Ir et l'effet de l'interface (sol-cône) sur le facteur de cône N_k sera traité. Le travail sera effectué sur les sables, ce qui est une nouvelle manière dans ce domaine de recherche puisque les études antérieures ont toutes été effectuées sur les argiles.

La modélisation numérique de la pénétration du cône par La méthode des éléments finis pour prévoir le facteur du cône N_k dans chaque type de sable, on prendre en considération le comportement de l'interface (Interface rugueuse et Interface lisse)

Mots Clés : l'essai de pénétration statique, méthode des éléments finis, l'indice de rigidité Ir, l'interface sol-cône, le facteur de cône N_k, la rugosité.

Abstract:

This present work mainly focuses on a numerical study of the CPT test in cohesionless soils using the finite element method by Plaxis software.

The effect of the stiffness index Ir and the effect of the ground-cone interface on the cone factor Nk will be discussed. The work will be done on the sands, which is a new way in this area of research since the previous studies have all been done on the clays.

Numerical modeling of the cone penetration by the finite element method to predict the cone factor Nk in each type of sand, we take into account the complex behavior of the interface (rough interface and smooth interface)

Keywords: static penetration test, finite element method, stiffness index Ir, soil-cone interface, cone factor Nk, roughness.

REMERCIEMENTS

En premier lieu, on tient à remercier dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

C'est avec beaucoup de reconnaissance que nous remercions notre promotrice Madame Mire Mouna pour sa disponibilité, son support et ses conseils et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet, et pour sa gentillesse, son aide, ses conseils et ses remarques qui nous ont permis de faciliter à accomplir notre travail de fin d'étude.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les enseignants du département de Génie civil pour leurs aides, leurs conseils tout au long de notre cursus universitaire.

Nos remerciements s'adressent aux membres de jurys qui ont accepté de juger ce modeste travail.

Nos sentiments de reconnaissance vont également à l'encontre de toute personne qui a participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Nous remercions nos collègues et nos amis pour les sympathiques moments qu'on a passés ensemble.

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, Je dédie ce modeste travail à :

***À ma chère maman** pour son soutien sans faille tout au long de ma vie, affable, honorable, aimable : tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.*

***À mon cher père** aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.*

Que Dieu les protège

À mes chers frères : Ishak et Hani

À ma Fiancée qui m'a beaucoup soutenue dans les moments les plus difficiles de ma vie, et à toute ma belle-famille.

À tous nos enseignants pour leur bienveillance et pour leur contribution à notre solide formation.

À nos amis pour les conseils et leur encouragement.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, qu'ils trouvent ici la traduction de notre gratitude et de notre reconnaissance.

Oussama

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A ma chère mère
A mon cher père

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

Que dieu les protège

A mes frères Oussama & Abdou
A ma sœur Basma

A tous mes collègues et mes amis qui m'ont toujours encouragé, et a qui je souhaite plus de succès

À mes enseignants/enseignante pour leurs encouragements permanents

Oubaida

TABLE DES MATIÈRES

RESUME……..…..……..……..……1

REMERCIMENTS…….……..….4

TABLE DES MATIERES…….…….…….…….....….7

LISTE DES SYMBOLES…….…….……...10

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX……..…….……...…….12

INTRODUCTION GÉNÉRALE…….…….……...…..16

CHAPITRE 1 : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE……..…..…….…17

1.1 INTRODUCTION……...…….....….....18

1.2 HISTORIQUE DE L'ESSAI……...…..19

1.3 DESCRIPTION GENERALE DE L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE …....…….....…..19

1.4 ROLE DE L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE……...…..21

1.5 AVANTAGES / INCONVENIENT DE CPT/CPTU…….....…….....……...26

1.6 ÉQUIPEMENT…….....……..26

1.6.1 LE PENETROMETRE…… ……..……27

1.6.1.1 LES PENETROMETRES MECANIQUES…….28

1.6.1.2 LES PENETROMETRES A FRICTION…….……28

1.6.1.3 LES PENETROMETRES ELECTRIQUES…….30

1.6.1.4 LES PIEZOCONES…….31

1.6.2 TRANSMISSION DE DONNEES ET CABLAGE…….……32

1.6.3 SYSTEMES D'AQUISITION DE DONNEES……..……32

1.7 FACTEURS POUVANT INFLUENCER LES

1.7.1 INFLUENCE DU DIAMETRE DES POINTES……....…… 33

1.7.2 INFLUENCE DE LA FORME DES POINTES……..33

1.7.3 INFLUENCE DES DISCONTINUITES DANS LA PENETRATION…….33

1.7.4 INFLUENCE DE LA VITESSE DE PENETRATION…….……34

1.7.5 INFLUENCE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE……34

1.8 INTERPRETATION THEORIQUE…….....34

1.9 LES METHODES EMPIRIQUES D'ANALYSE DE LA PÉNÉTRATION DE CÔNE…..35
1.9.1 THEORIE DE LA CAPACITE PORTANTE……36
1.9.2 APPROCHE EN REGIME PERMANENT……36
1.9.3 METHODE DES ELEMENTS FINIS INCREMENTAUX……37
1.9.4 EXPANSION DE CAVITE……38
1.9.5 CHAMBRES D'ETALONNAGE (LA CHAMBRE DE CALIBRATION)……38
1.9.6 METHODE DES ELEMENTS DISCRETS (DEM)……38
1.10 INTERPRÉTATION DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION DE CÔNE……..39
1.10.1 DENSITE RELATIVE……..39
1.10.2 PARAMETRE D'ETAT……..40
1.10.3 L'ANGLE DE FROTTEMENT……41
1.10.4 MODULE D'YOUNG……42
1.10.5 MODULE DE CISAILLEMENT……44
1.10.6 CONTRAINTE DE PRECONSOLIDATION……45
1.11 ÉVALUATION DU FACTEUR DE CONE NK……..45
1.11.1 CORRELATION ENTRE NK ET L'INDICE DE RIGIDITE IR……46
1.12 CONCLUSION……..49
CHAPITRE 2 : MODELISTATION NUMERIQUE DE L'ESSAI CPT ……50
2.1 INTRODUCTION……51
2.2 PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS……51
2.3 LOIS DE COMPORTEMENT UTILISEES DANS PLAXIS ……51
2.4 MODELE GEOMETRIQUE……51
2.5 LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX……..53
2.5.1 LES CARACTERISTIQUES DE SABLE :……53
2.5.2 LES CARACTERISTIQUES DE LA TIGE (ACIER) :……53

2.6 GENERATION DU MAILLAGE……...……..….55

2.7 CONDITIONS INITIALES……...…….....56

2.8 LES ETAPES DE CALCULE (OUTPUT)…..…….…….……..…57

2.9 CONCLUSION……..……..…..……..….64

CHAPITRE 3 : ETUDE DE FACTEUR DE CONE N_K ……...……...65

3 .1 ETUDE DE FACTEUR DE CONE N_K ……66

3.2 EFFET DE L'INDICE DE RIGIDITE (I_R) SUR LE FACTEUR DE CONE N_K ……...67

3.3 EFFET DE L'INDICE DE RIGIDITE, IR SUR LE FACTEUR DE CONE N_K ……..69

3.4 CONCLUSION……..69

CHAPITRE 4 : INTERPRETATION DES RESULTATS ……....……...70

4.1 INTERPRETATION DES RESULTATS…….....71

4.2 ÉVOLUTION DE LA RESISTANCE DU CONE ….…… ……..…….....74

4.3 FACTEURS DE CONE NK ……...…….....75

CONCLUSION GENERALE…….....83

LISTE DES REFERENCES ……....……...85

Liste des symboles

q_c : Charge ponctuelle ou résistance de pointe

f_s : Le frottement des manches

F_s : Force totale agissant sur le manchon

U : pression interstitielle

A_c : Surface du cône

A_s : Surface du manchon

Q_c : Force totale mesurée

R_f : Rapport de frottement

u_w : La pression interstitielle

u_1 : Pression interstitielle sur le cône

u_2 : Pression interstitielle derrière le cône

u_3 : Pression interstitielle derrière le manchon de friction

q_t : La résistance totale

e_0 : Indice de vide

γ : le poids volumique

n : la porosité

D_r : La densité relative

S_u : Résistance au cisaillement non drainé

S_t : Sensibilité du sol

σ_p : Contraintes de consolidation

OCR : Rapport d'état de consolidation

σ' : La contrainte effective

q_p : résistance de pointe limite à la base du pieu,

kc : facteur de portance

N_q , N_c : facteurs de portance classique, fonction de l'angle de frottement interne

G : module de cisaillement

G_{MAX} : module de cisaillement dynamique

Ip : indice de plasticité

Ir : indice de rigidité

N_k : Facteur cône

C : La cohésion

φ : un angle de frottement

ψ : un angle de dilatance

τ_{ult} : Contrainte de cisaillement non drainé

R_{inter} : la rugosité

E : Module de Young

ν : Coefficient de poisson

z_c : Profondeur critique

σ_{v0} : Surcharge à la profondeur de pénétration

Liste des figures

Figure 1.1 : Caractéristiques détaillées d'un pénétromètre à piézocone……..20

Figure 1.2 : Types de comportement du sol (Robertson 1989)…… 22

Figure 1.3 : exemple d'un profile CPTu avec son SBT correspondant……25

Figure 1.4 : les type des tailles des pénétromètres……27

Figure 1.5 : Pénétromètre mécanique (Dutch Cône)……29

Figure 1.6 : Pénétrometre à frictio(cônedeblegemann)……29

Figure 1.7 : Pénétromètre électrique à friction (cône Fugro)……30

Figure 1.8 : piezocône (CPTU)……31

Figure 1.9 : Système d'acquisition GME-500……32

Figure 1.10 : Effet de la compressibilité sur la résistance du cône (qc), contrainte verticale effective (σ'v) et les corrélations de densité relative (Dr) (d'après Robertson)……40

Figure 1.11 : Résistance du cône normalisé en fonction du paramètre d'état pour différents sables (après Been et al., 1986)……41

Figure 1.12 : Relation entre la résistance normalisée du cône et l'angle de frottement (d'après Robertson et Campanella, 1983a)……42

Figure 1.13 : Relation entre qc et le module de Young drainé (d'après Baldi et al 1981)…… 43

Figure 1.14 : Relation entre q_c et le G_{max} pour les sables normalement consolidés et non cimentés……44

Figure 1.15 : Graphique d'estimation de l'indice de rigidité des sols à grains fins (d'après Keaveny et Mitchell 1986)……47

Figure 1.16 : Corrélation entre Ir et Ip pour un sol normalement consolidé……47

Figure 2.1: Modèle géométrique……52

Figure 2.2 : les caractéristiques générales de sable selon Le modèle de Mohr-Coulomb……54

Figure 2.3 : les paramètres de sable selon Le modèle de Mohr-Coulomb……54

Figure 2.4 : les propriétés des interfaces……55

Figure 2.5 : maillage de Modèle géométrique……56

Figure 2.6 : pressions d'eau initiales……56

Figure 2.7 : contraintes effectif initial……57

Figure 2.8 : Fenêtre de calcule……57

Figure 2 .9 : la sélection des points pour les courbes……58

Figure 2 .10 : maillage par éléments finis sous forme déformée……58

Figure 2 .11 déplacement vertical (a) et horizontal (b) à tous les nœuds……59

Figure 2.12 : Contraintes effectives……59

Figure 2.13 : la zone plastique……60

Figure 2.14 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de la pénétration. (Sable lâche)……61

Figure 2.15 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration. (Sable moyennement dense)……61

Figure 2.16 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration. (Sable dense)…… 62

Figure 2.17 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de la pénétration. (Sable lâche)……63

Figure 2.18 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration. (Sable moyennement
dense)……63

Figure 2.19 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration. (Sable dense)……64

Figure 3.1: Evolution de l'indice de rigidité en fonction du facteur de cône……68

Figure 3.2 : Effet de l'indice de rigidité, Ir sur le facteur de cône NK (d'après Abu-Farsakh et al.2003)……69

Figure 4.1 : le déplacement total……71

Figure 4.2 : Tracés de la zone plastique à différentes profondeurs de pénétration……72

Figure 4.3 : Tracés de la zone plastique à l'état stationnaire……72

Figure 4.4 : La zone de la région plastique autour du cône……73

Figure 4.5 : Evolution de la résistance en pointe qc pour diverses l'interface……74

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Relation entre la contrainte effective, L'angle de frottement interne et la résistance en pointe de l'essai de pénétration statique (d'après Troilmenkov et Hunt)……23

Tableau1.2 : facteur de portance kc……24

Tableau1.3 : Facteurs de cône provenant de l'analyse de la capacité portante……45

Tableau1.4 : Facteurs de cône Nk dérivés à l'aide de différentes méthodes d'expansion de cavité (D'après Yu et al. 1998)……45

Tableau 2.1: les caractéristiques de sable……53

Tableau 2.2: les caractéristiques de la tige……53

Tableau 3.1 Les valeurs de σ_{v0} de chaque sable……66

Tableau 3.2 Les valeurs de $tg\varphi$ de chaque sable……66

Tableau 3.3 les valeurs de NK de chaque sable……67

Tableau 3.4 les valeurs de G de chaque sable……67

Tableau 3.5 les valeurs de Ir de chaque sable……68

Tableau 4.1 : Valeurs des Nk recommandées pour différents types de sol……76

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

L'essai de pénétration statique (CPT) est un processus de fonçage continu à une vitesse constante dans le sol, d'une sonde cylindrique à pointe conique. Durant ce fonçage, on peut enregistrer continuellement et pour chaque profondeur :(la résistance de pointe statique qc ,le frottement latéral unitaire fs et éventuellement la pression interstitielle dans le cas d'un essai au piézocone (CPTU).

Des nombreuses corrélations ont été développés entre $\mathbf{q_c}$ et les propriétés du sol ou par corrélation avec les valeurs de calcul pour diverses structures géotechniques (fondations, pieux). Un certain nombre d'approches analytiques ont été développé pour modéliser la pénétration des cônes.

Dans ce travail on procède par la méthode des éléments finis un problème de l'enfoncement du cône par logiciel plaxis .

Ce problème qui est un problème en grand déplacement va être abordé comme étant un problème à petit déplacement puis qu'on va travailler par élément fini.

On traite plus précisément la résistance en pointe $\mathbf{q_c}$ en simulant le cône comme élément rigide pénétrant le sol avec un déplacement de 0.5 m.

D'abord nous commençons par la présentation d'une synthèse bibliographique sur l'essai de pénétration statique (CPT) avec les principaux travaux de recherche concernant la détermination de la résistance en pointe $\mathbf{q_c}$.

Dans le deuxième chapitre: Nous avons fait la modélisation numérique du cône en utilisant la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel plaxis.

Afin d'atteindre le facteur de cône $\mathbf{N_K}$ dans chaque type de sable (Sable dense, Sable moyennement dense, Sable Lâche).

Nous prenons en compte le comportement de l'interface (Interface rugueuse et interface lisse).

Le troisième chapitre : on détermine les valeurs du facteur de cône $\mathbf{N_k}$ avec une étude comparative des résultats trouvés expérimentalement.

Le quatrième chapitre : présent l'interprétation des résultats de la résistance pénétrométrique obtenus par logiciel plaxis .

Enfin, dans le dernier une conclusion générale qui résume étude numérique de l'essai CPT dans les sols pulvérulents.

ANALYSE BIBIOGRAPHIQUE

1.1 INTRODUCTION

le pénétromètre a été conçu initialement pour simuler l'essai de chargement statique d'un mini-pieu. Par la suite, les applications se sont diversifiées, notamment dans la reconnaissance du sol, la détection des anomalies géologiques (cavernes, roches,…), le calcul des fondations superficielles et profondes,

la réalisation de l'essai de pénétration statique sont simples, comparativement à d'autres essais in-situ. On conçoit par conséquent que cet essai a été sujet de nombreux sujets de recherche, depuis plus d'un demi-siècle, dans l'optique d'interpréter la réponse du sol à la pénétration de la pointe pénétrométrique

L'essai de pénétration statique peut mesurer des propriétés mécaniques de sol compris(la résistance au cisaillement, et module d'élasticité) et peut-être utilisés pour les conditions souterraines et particulièrement utiles pour les calculs de la capacité portante pour les fondations, la lithologie (stratigraphie) et identifier les zones à échantillonner.

L'essai de pénétration statique (CPT) avec un équipement moderne fournit une lecture continue de:

• charge ponctuelle ou résistance de pointe (q_c)

• Le frottement des manches (f_s)

• pression interstitielle (U)

la résistance en pointe $\mathbf{q_c}$ est théoriquement liée à la résistance de cisaillement non drainé $\mathbf{(s_u)}$ d'un matériau cohésif saturé et mesuré avec une cellule de charge intégrée.

Le frottement des manches est théoriquement lié au frottement de l'horizon pénétré et mesuré en utilisant la charge de traction de cellules intégrées dans le manchon.

Une fois les informations initiales collectées, les données son post-traité pour fournir des valeurs numériques pour l'analyse technique.

Le cône lui-même ne produit pas d'échantillon, les résultats de tests ne sont pas uniques et doivent être vérifiés et confirmés ou corrélés avec les essais de laboratoire.

Les résultats de l'essai de pénétration statique peuvent être utilisés pour faire des estimations fiables de tassement et de résistance au cisaillement non drainé. [1]

1.2 HISTORIQUE DE L'ESSAI

Le cône statique a été utilisé pour la première fois en 1917 par l'administration des chemins de fer de l'état suédois (Terzaghi et Peck, 1967). L'essai de pénétration au cône est apparu en Hollande vers le début des années 1930. Ce cône standard avait une section de 10 cm2 et un angle au sommet de 60^{o}. Ce type de pénétromètre a été développé par le laboratoire de Mécaniques des Sols de Delft (Delft, 1936). Il a été originalement utilisé en Hollande pour la détermination de la capacité ultime des pieux installés dans des sols sableux (Barentsen, 1936).

Le premier pénétromètre muni d'un manchon capable de mesurer la résistance de frottement appliquée sur la surface latérale du cône a été développé par Begeman (1953).

Vers les années 60, la pointe du cône a été instrumentée par des capteurs électriques afin de mesurer la résistance en pointe du cône. C'est en 1970 que Fugro B.V. a développé un cône électrique capable de mesurer d'une façon continue la résistance en pointe $\mathbf{q_c}$ et la résistance au frottement latéral $\mathbf{f_s}$ en même temps (De Ruiter, 1971).

Vers les années 70, un pénétromètre ayant la même forme que le cône standard, a été développé par l'Institut Norvégien de Géotechnique (NGI). Ce pénétromètre, muni d'un capteur de pression interstitielle est capable de mesurer la pression interstitielle dans le sol durant le processus de pénétration et durant la phase de dissipation subséquente, Les valeurs de la pression interstitielle mesurées par ce pénétromètre ont été utilisées en conjonction avec les mesures obtenues à partir de l'essai au cône standard.

En 1980, un nouveau cône appelé piézocône est apparu. Ce nouveau pénétromètre, et pour la première fois, était capable de mesurer continuellement et à la fois : la pression interstitielle **U**, la résistance en pointe $\mathbf{q_c}$ et la résistance au frottement latéral $\mathbf{f_s}$ (Zuidberg et al., 1982). [1

1.3 DESCRIPTION GENERALE DE L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE

L'essai de pénétration statique consiste à pousser un pénétromètre à cône dans le sol et enregistrer avec des mesures continues de la résistance en pointe $\mathbf{q_c}$ et la résistance au frottement latéral $\mathbf{f_s}$ du manchon à travers la profondeur.

Un système CPT avancé comprend les éléments suivants :

- un pénétromètre électrique.
- Un système de poussée hydraulique avec des tiges.
- Câble ou dispositif de transmission.
- Enregistreur de profondeur et unité d'acquisition de données.

L'équipement d'essai standard (ASTM D 3441 : sujet de recherche) se compose d'un cône avec un angle au sommet de **60º**, zone de pointe de **10cm^2** et une zone de manchon de friction de **150 cm^2** située au-dessus du cône.

La résistance à la pointe ($\mathbf{q_c}$) est définie comme la force totale mesurée agissant sur le cône ($\mathbf{Q_C}$) divisé par la surface totale projetée du cône ($\mathbf{A_C}$).
Le frottement des manches ($\mathbf{f_S}$) est défini en tant que force totale agissant sur le manchon ($\mathbf{F_S}$) divisée par la surface du manchon ($\mathbf{A_S}$).

Le rapport de frottement ($\mathbf{R_F}$) est exprimé comme le rapport (en pourcentage) du frottement du manchon ($\mathbf{f_S}$) à La résistance en pointe ($\mathbf{q_c}$) mesurée à la même profondeur.

Dans les pénétromètres à piézo-cône, la pression interstitielle (**U**) peut être mesurée à différents emplacements sur l'équipement et ces pressions interstitielles sont appelés :

U_1 (sur le cône), U_2 (derrière le cône) et U_3 (derrière le manchon de friction).

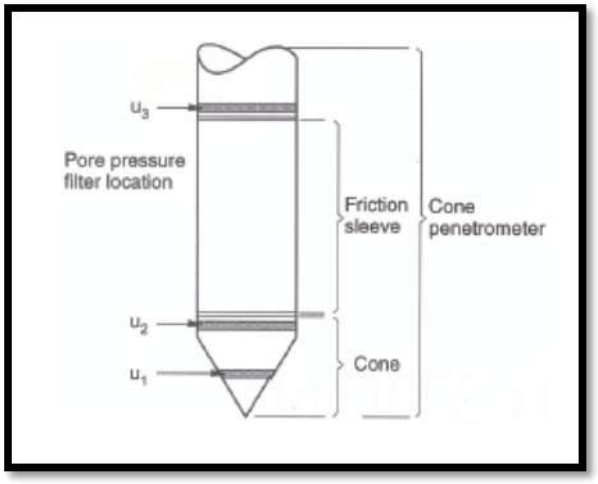


Figure 1.1 : Caractéristiques détaillées d'un pénétromètre à **piézo-cône**

(Lunne et al., 1997) est appelé effet de la surface inégale, la résistance totale mesurée par le cône est influencée par ce phénomène.

L'inégale l'aire est représentée par le rapport de surface du cône **(a),** qui est approximativement égale au rapport de l'aire de la section transversale de la cellule de charge ou de l'arbre ($\mathbf{A_n}$) à l'aire projetée du cône ($\mathbf{A_C}$).

La résistance totale corrigée du cône ($\mathbf{q_t}$) est exprimée comme (Robertson ,1983b) :

$$\mathbf{q_t = q_c + U_2 (1 - a)} \quad [4]$$

U_2 : est la pression interstitielle mesurée derrière le cône.

Pour les sables saturés, les conditions de drainage qui signifie qu'aucune pression interstitielle excessive n'est générée à l'extrémité du cône pendant la pénétration. C'est pourquoi il est d'usage d'interpréter les données CPT en utilisant $\mathbf{q_c}$ au lieu de $\mathbf{q_t}$ (Lunne et al., 1997).

La correction de la zone d'extrémité peut être importante dans un le sol fin où q_c est faible par rapport à la pression interstitielle est élevé autour du cône en raison du processus de pénétration non drainé. [4]

L'essai de pénétration statique n'est pas toujours fiable en raison de problèmes liés à la saturation de l'élément poreux (Robertson, 2009), les éléments poreux sont généralement saturés d'huile de silicium ou glycérine. [1]

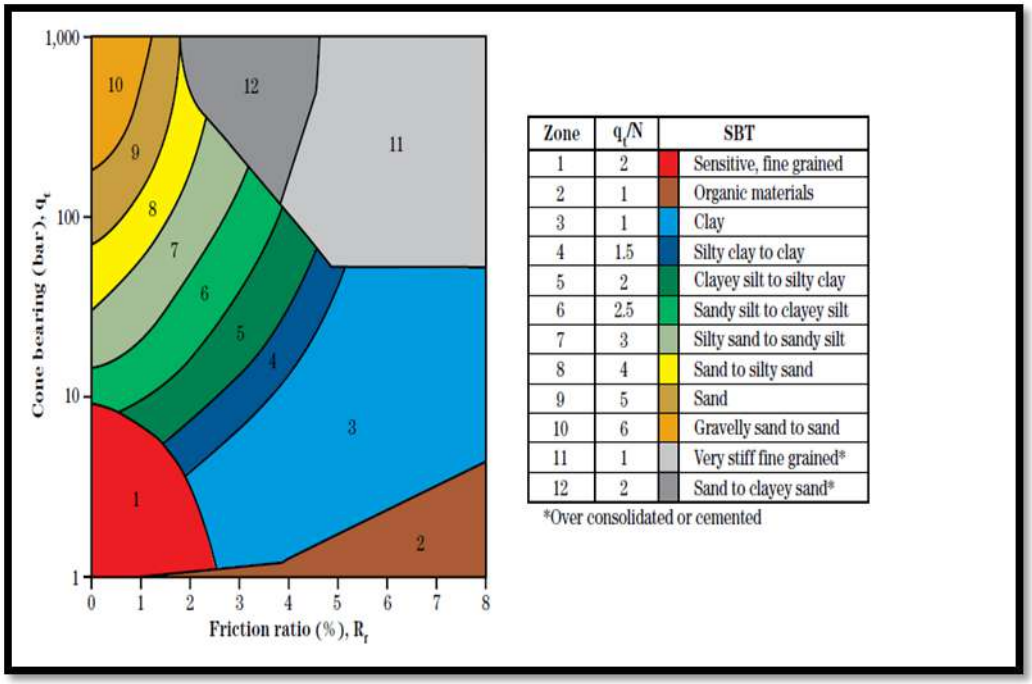
L'essai de pénétration statique a diverses applications dans les sols saturés, y compris la stratigraphie, la classification des sols, et la détermination de la résistance au cisaillement et l'état de sol) applications directes dans la conception des fondations et évaluation de la liquéfaction avec des applications géo-environnementales. [4]

1.4 ROLE DE L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE

L'application principale de l'essai de pénétration statique est le profilage des sols et pour déterminer les types de sol en utilisant le type de comportement du sol (SBT) (fig. 1-2) [1]

Par exemple : La résistance en pointe ($\mathbf{q_c}$) est élevée dans les sables et le rapport de frottement ($\mathbf{R_f}$) est faible, comme illustré dans la zone 9

Dans les argiles ($\mathbf{q_c}$) est faible et ($\mathbf{R_f}$) est élevé, comme indiqué dans la zone 3.



Zone	q_t/N	SBT
1	2	Sensitive, fine grained
2	1	Organic materials
3	1	Clay
4	1.5	Silty clay to clay
5	2	Clayey silt to silty clay
6	2.5	Sandy silt to clayey silt
7	3	Silty sand to sandy silt
8	4	Sand to silty sand
9	5	Sand
10	6	Gravelly sand to sand
11	1	Very stiff fine grained*
12	2	Sand to clayey sand*

*Over consolidated or cemented

Figure 1.2: Types de comportement du sol (Robertson 1989)

L'essai de pénétration statique mesurait les paramètres d'état du sol, qui est l'un d'un ensemble de variables qui décrivent l'état d'un système dynamique Ils comprennent(indice de vide ($\mathbf{e_0}$), le poids volumique (γ), la porosité (n), et la densité relative (D_r)).

Ces données sont utilisées pour estimer les paramètres géotechniques qui peuvent ensuite être utilisés dans divers étude géotechniques **:**

- Résistance au cisaillement non drainé (Su)
- Rapport de résistance au cisaillement non drainé, (su/ σ'vo)
- Contraintes de consolidation (σ_p)
- Rapport d'état de consolidation (OCR)

Ces données peuvent également être appliquées directement à études de tassement et de la capacité portante.

Les données de CPT peuvent être utilisé pour développer : (des facteurs de forme, les facteurs d'inclinaison de la charge et les effets des eaux souterraines et de contraintes effectives). [3]

Hunt présente également la relation développée par Troflmenkov (1974) entre l'angle de frottement interne des sols (φ). La contrainte effective (σ') et la résistance en pointe (q_c).

Cette relation sous-évalue généralement la valeur de l'angle de frottement interne. Nous la présentons au (tableau 1.1) [18]

Tableau 1.1 : Relation entre la contrainte effective, L'angle de frottement interne et la résistance en pointe de l'essai de pénétration statique (d'après Troilmenkov et Hunt).

ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE ϕ (%)												
Contrainte effective σ'_v (kg/cm²)	Résistance en pointe q_c (kg/cm²)											
	20	40	80	120	160	200	240	280	320	360	400	440
0,1	34	36	39	40	42	42	43	44	—	—	—	—
0,2	33	34	37	38	39	40	41	42	43	43	44	—
0,3	31	33	35	37	38	39	40	41	42	42	43	43
0,4	30	32	34	36	37	38	39	40	41	41	42	42
0,5	30	31	34	35	36	38	38	39	40	41	41	42
0,6	29	31	33	35	36	37	38	39	39	40	41	41
0,7	28	30	33	34	35	36	37	38	39	40	40	41
0,8	28	30	32	34	35	36	37	38	38	39	40	40
0,9	28	30	32	33	34	36	36	37	38	39	39	40
1,0	28	29	32	33	34	35	36	37	38	38	39	40

Le terme de pointe à la base du pieu est du type $q_p = kc.q_c$ avec :

• q_c : mesure de la résistance de pointe au pénétromètre statique électrique,

• q_p : résistance de pointe limite à la base du pieu,

• kc :facteur de portance déduit au (tableau 1.2) [19]

Tableau1.2 : facteur de portance kc

terme de pointe	type de sol			
	Prédominance sableuse	Prédominance argileuse et sols intermédiaires	Marne	Craie
caractéristiques minimales requises	q_c > 1.5 MPa	q_c > 1.0 MPa	q_c > 1.0 MPa	
sol exclu	très lâche	liquide à très mou / Mou / Plastique	molle	
	k_c	($k_c = q_p/q_c$)		
pieu battu	0.5	0.5	0.5	0.6
pieu tarière continue	0.4	0.4	0.4	0.5
pieu foré	0.3	0.4	0.4	0.5

Les résultats d'un essai de pénétration statique s'expriment sur un graphique où l'on porte en fonction de la profondeur :

- L'effort total,
- L'effort de pointe,
- éventuellement le frottement latéral.

Ces graphiques sont appelés « pénétrogrammes »

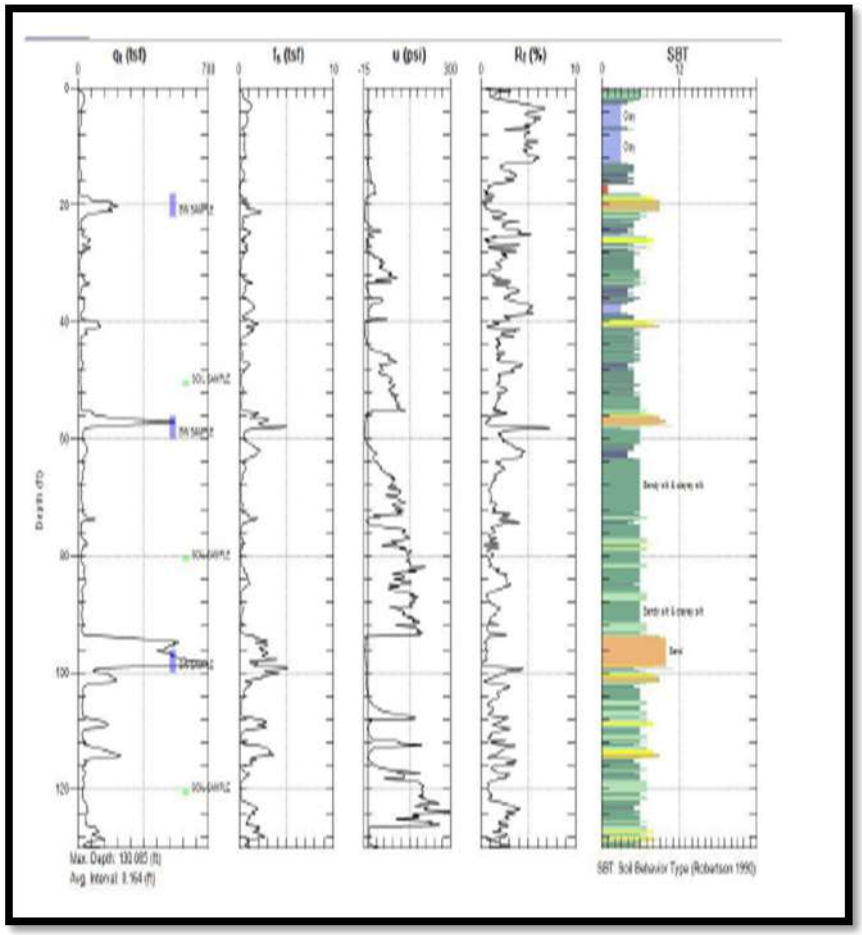


Figure 1.3: exemple d'un pénétrogrammes avec son SBT correspondant

1.5 AVANTAGES / INCONVENIENT DE CPT/CPTU

L'essai de pénétration statique en général très bien pour les sables et les sols cohérents mous à moyennement raides.

De ce fait, il est important de connaître le contexte géologique du site afin d'estimer les possibilités d'utilisation.

Pour les ouvrages courants, L'essai de pénétration statique pourra être couplé à des reconnaissances usuelles (pelles, tarières …).

Pour des ouvrages plus complexes, on ajoutera d'autres essais (pressiomètre, carottage, laboratoire, …).

Les principaux avantages : dû l'essai de pénétration statique sur les autres méthodes de reconnaissance in situ sont :

- La production d'un profil continu de paramètres de sols sur toute la hauteur d'investigation,
- Pas d'incertitudes liées au remaniement du sol,
- L'élimination des incertitudes liées à l'opérateur (l'essai était parfaitement répétitif),
- La rapidité d'exécution (jusqu'à 80m/jour environ voire plus dans les sols peu résistants),
- Le coût très compétitif par rapport aux sondages pressiométriques.

Les inconvénients sont :

- Le risque de refus sur les couches relativement dures même si elles sont minces,
- Pas de prélèvement du sol,
- La difficulté d'accès pour les camions CPT pour certains types de sols, ou sites,
- La difficulté d'ancrage pour les machines légères . [6]

1.6 ÉQUIPEMENT

L'essai de pénétration statique comprend les composants suivants :

- pénétromètre électronique
- système de poussée hydraulique avec tiges
- câble ou dispositif de transmission
- enregistreur de profondeur
- unité d'acquisition de données

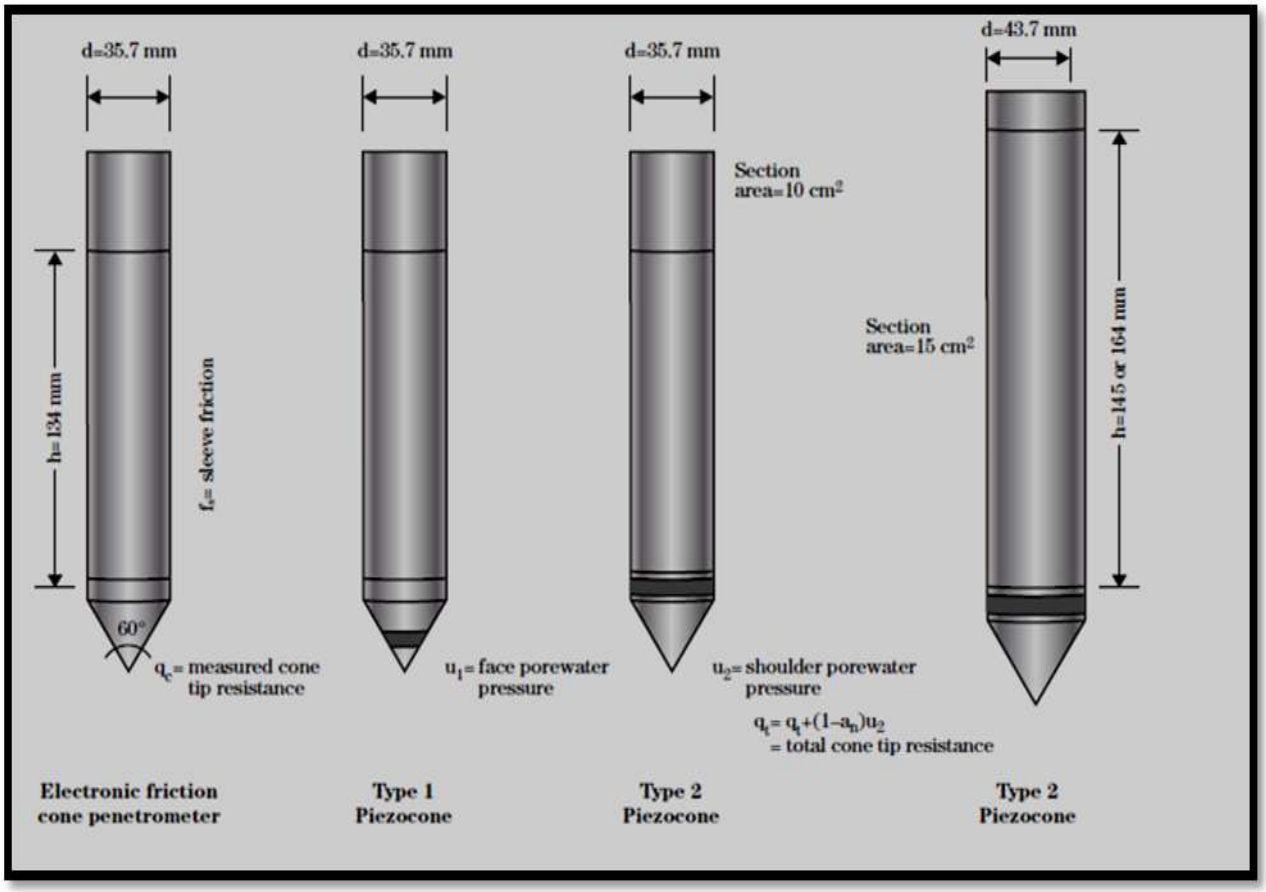


Figure 1.4: les type des tailles des pénétromètres

1.6.1 LE PENETROMETRE

Le pénétromètre à cône statique se compose d'une sonde en acier, L'extrémité avant de la sonde se compose d'une pointe conique avec un sommet de 60^0.

Les pénétromètres sont normalement disponibles en deux tailles :

- 35,7 mm de diamètre avec une surface de 10 cm^2
- 44 mm de diamètre avec coupe transversale surface de 15 cm^2

La taille de 10 cm^2 est la norme taillée et largement utilisée..

La version de 15 cm^2 présents certains avantages et est spécifié dans certaines normes

le cône de 44 mm de diamètre produit un plus grand trou, réduisant la friction du manchon lors de la poussée**.**

On distinguait deux types d'appareils :

1- Les pénétromètres à cône mobile: dans lesquels l'effort de pointe est obtenu par pénétration du cône seul au-dessus du fût .

2- Les pénétromètres à cône fixe: dans lesquels le cône et le fût n'ont aucun mouvement relatif. La transmission des efforts se fait alors soit par des tiges, soit par des dispositifs électriques ou hydrauliques .

1.6.1.1 LES PENETROMETRES MECANIQUES

est constitué d'une pointe conique mobile coulissant le long d'une tige-guide unie à un train de tubes extérieurs, on amène cette pointe conique à la profondeur désirée en poussant sur le train de tubes extérieurs, puis on l'enfonce en appliquant une pression sur la tige intérieure. Cette pression correspond à la résistance en pointe du cône (q) à une profondeur donnée,on applique ensuite la pression sur la tige-guide par le biais du train de tubes, de façon à rejoindre la pointe conique et à la pousser à une nouvelle profondeur d'essai.

L'utilisation d'un levier permet d'agir alternativement sur le tube extérieur pour mesurer la pression totale d'enfoncement, y compris le frottement latéral sur le pénétromètre et le train de tubes, et sur la tige intérieure pour mesurer la résistance en pointe du cône.
De cette manière, on obtient un profil de la résistance en pointe du cône à des intervalles de profondeur n'excédant pas 200 mm. [19]

1.6.1.2 *LES PENETROMETRES A FRICTION*

sont dotés d'un manchon à friction coulissante qui occupe une position intermédiaire entre la pointe conique mobile et la tige-guide d'enfoncement.

Ce dispositif permet d'éliminer l'influence du frottement latéral s'exerçant sur le train de tubes. Ainsi, à la profondeur désirée, la pression exercée sur la tige intérieure provoque l'enfoncement de la pointe conique, et on peut noter la résistance en pointe $\mathbf{q_c}$.

Lorsque la pointe atteint l'extrémité de sa course, elle entraîne le mouvement du manchon à friction ,la pression enregistrée $\mathbf{(q_t)}$ correspond alors à la pression totale d'enfoncement, c'est-à-dire le frottement latéral $\mathbf{(q_s)}$, qui s'exerce uniquement sur le manchon, plus la résistance en pointe($\mathbf{q_c}$.).

On obtient la valeur du frottement latéral par soustraction : $\mathbf{q_s = q_t - q_c}$ [19]

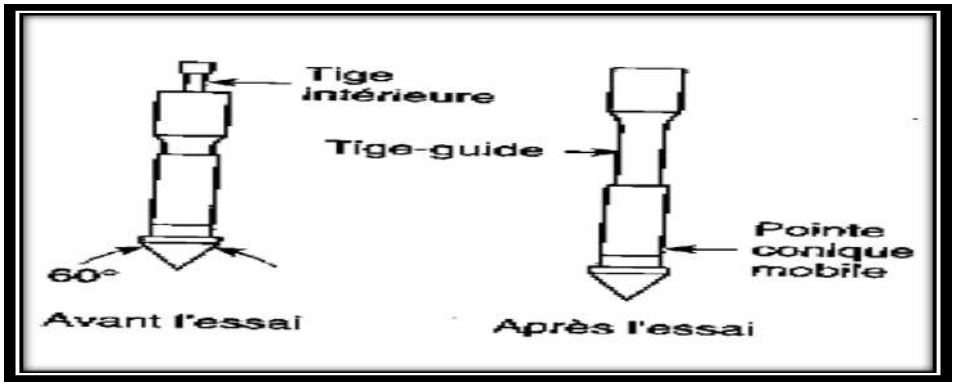


Figure 1.5: Pénétromètre mécanique (Dutch Cone)

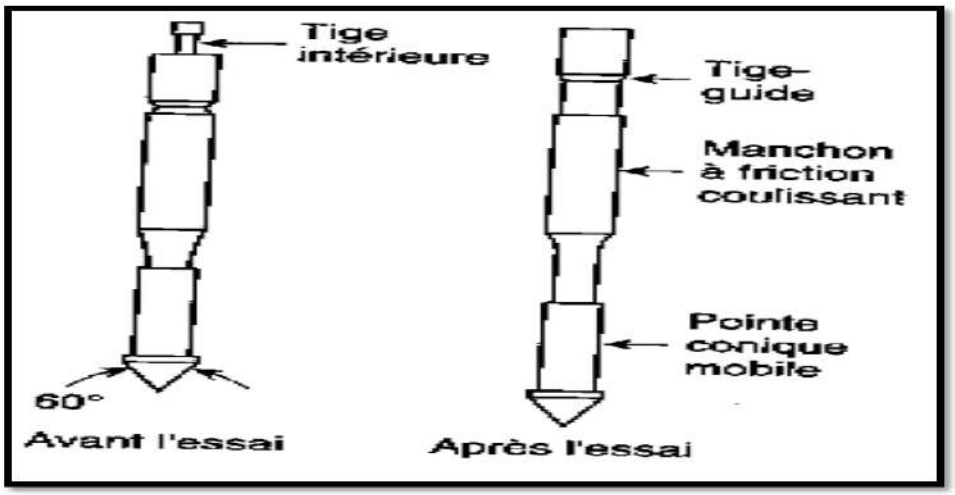


Figure 1.6:Pénétrometre à frictio(cônedeblegemann)

1.6.1.3 LES PENETROMETRES ELECTRIQUES :

sont équipés de Jauges de contrainte électriques permettant de procéder à un enregistrement continu de la résistance en pointe et de la friction latérale tout en enfonçant la sonde. Il est également possible d'enregistrer les lectures à des intervalles de 200 mm de profondeur. [19]

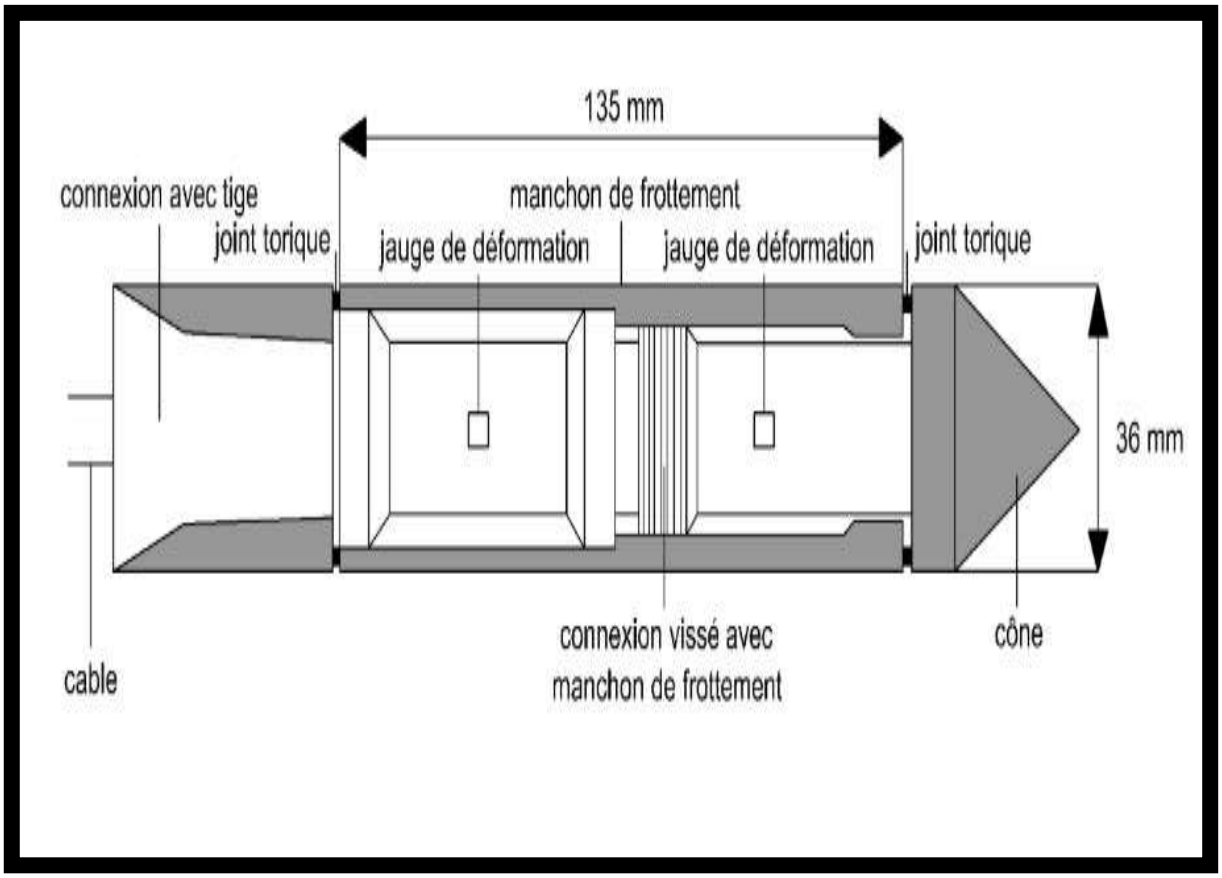


Figure 1.7:Pénétromètre électrique à friction (cône Fugro)

1.6.1.4 LES PIEZOCONES :

Les essais au piezocône (CPTU) permettent de mesurer la pression interstitielle en fonction du temps (essai de dissipation). Le sol est soit comprimé par la pénétration de la pointe, ce qui génère en général un excès de pression interstitielle, soit le cisaillement du sol autour de la pointe créée une dilatance ce qui a un effet négatif sur la pression. À n'importe quel moment la pénétration peut être arrêtée pour mesurer la dissipation de la pression interstitielle, générée par la pénétration.

L'essai de dissipation permet:

- De dériver le coefficient de consolidation
- De dériver le coefficient de perméabilité

Le capteur de pression permet de corriger la valeur de la résistance en pointe en tenant compte de la variation de la pression interstitielle provoquée par l'enfoncement de la sonde. Dans le cas de la sonde Laval89, par exemple, la résistance en pointe corrigée est déterminée à l'aider de la formule suivante (Virely et ai., 1991):

$$q_t = qc + (1 — a)u$$

- qt = résistance en pointe corrigée (kPa)
- qc = résistance en pointe brute (kpa)
- (1 — a)= coefficient de forme de la pointe d'une sonde = 0,07 à 0,09 pour la sonde
- u = pression interstitielle (kPa)

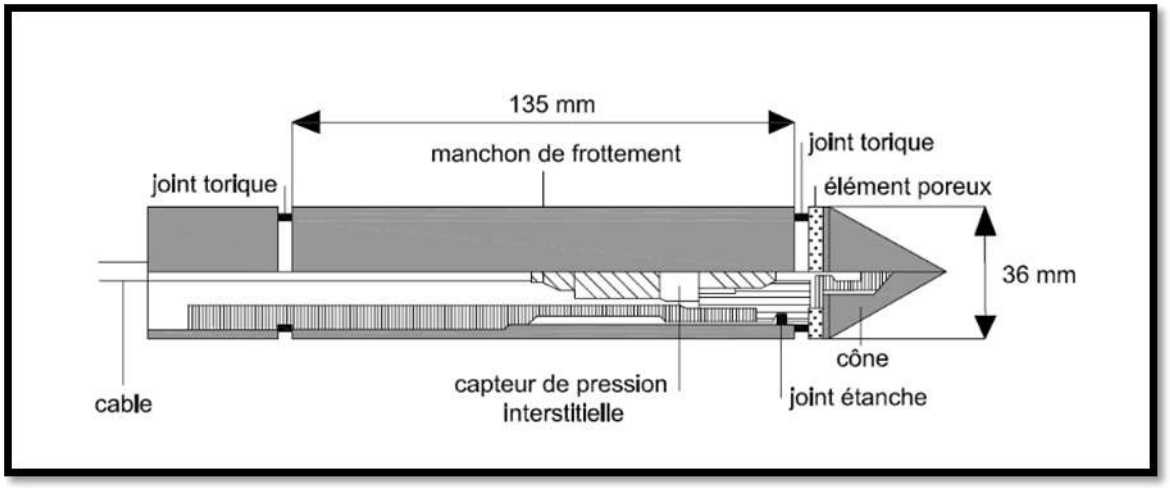


Figure 1.8:piezocône (CPTU)

1.6.2 TRANSMISSION DE DONNEES ET CABLAGE :

L'essai de pénétration statique analogique et numérique utilise un câble enfilé à travers les tiges qui transmettent les données en haut.

Les systèmes analogiques originaux nécessitent une alimentation externe, un amplificateur de signal et convertisseur analogique-numérique en surface.

Certains des nouveaux modèles incluent un Systèmes sans fil Ils sont utiles lorsque les plates-formes de forage, car les câbles peuvent être facilement endommagé. [2]

1.6.3 SYSTEMES D'ACQUISITION DE DONNEE :

Systèmes d'acquisition de données utilisés avec des CPT électriques, les données sont numérisé sur un ordinateur à des intervalles généralement de 3 à 5 cm de profondeur. [2]



Figure 1.9 : Système d'acquisition GME-500

1.7 FACTEURS POUVANT INFLUENCER LES RESULTATS D'UN ESSAI DE PENETRATION STATIQUE

De nombreux facteurs peuvent influencer les résultats des mesures. Nous n'insisterons pas sur les éléments purement matériels et accidentels tels que par exemple un frottement parasite entres les tiges intérieures et les tubes, l'expérience montrant que lorsque les tiges sont bien nettoyées et graissées ce frottement est négligeable.

Beaucoup plus importants sont les phénomènes de nature dimensionnelle et rhéologique. Ce sont ceux-là qu'il convient d'examiner plus en détail. [7]

1.7.1 INFLUENCE DU DIAMETRE DES POINTES :

les termes de pointe aux pénétromètres de 45 mm et 216 mm variaient respectivement de 27,5 à 10 MPa, en milieu très serré, Tcheng a trouvé une variation d'environ 23 % entre le pénétromètre de 45 mm et un pieu de 320 mm, ce qui n'est tout de même pas considérable.

En pratique, comme les diamètres des pénétromètres usuels varient finalement assez peu et restent compris entre 35 mm et 80 mm,

Sur les diagrammes d'enfoncement on voit qu'ç partir d'une profondeur égale à deux fois le diamètre, les termes de pointe restent constants. Comme les pieux et les pénétromètres ont été descendus à des profondeurs beaucoup plus importantes (supérieures à 13 fois le diamètre) on peut en conclure que la variation des termes de pointe est bien due à un effet d'échelle.

1.7.2 INFLUENCE DE LA FORME DES POINTES :

J. Jezequel a obtenu avec une pointe Gouda équipée de jauges électriques et la pointe électrique du Laboratoire des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc, les deux pointes ayant le même diamètre : les valeurs données par la pointe Gouda étaient supérieures de à 42 % environ celles données par la pointe électrique.

Alors que dans la gamme des dimensions courantes des pointes l'influence du diamètre peut à la rigueur être négligée, il ne faudra pas perdre de vue, lorsque l'on voudra comparer des résultats provenant de différents pénétromètres, que la géométrie des pointes a une grande importance.

1.7.3 INFLUENCE DES DISCONTINUITES DANS LA PENETRATION :

Raedscheldres soutenait la thèse contraire à la lumière des essais réalisés dans les sables en 1949 et 1950 à l'institut Géotechnique de l'Etat à Gand et publiés par de Beer. Ces essais montraient clairement que les mesures continues conduisaient à des résistances en pointe plus grandes que les mesures discontinues. D'après de Beer, cette augmentation du terme de pointe serait due çà une surcharge artificielle au niveau de la pointe, engendrée par le frottement latéral qui s'exerce sur le fût du pénétromètre.

1.7.4 INFLUENCE DE LA VITESSE DE PENETRATION :

La vitesse de pénétration est l'un des paramètres qui influe le plus sur les résultats des essais, surtout dans les argiles.

Dans le cas des argiles, le terme de pointe augmente avec la vitesse de pénétration, c'est ce qu'a obtenu Jezequel dans des argiles molles, une augmentation de l'ordre de 14 à 26 % avec la pointe Gouda normale et de 35% avec la pointe électrique, et ce pour des vitesses variant de 1cm/s à 10 cm/s.

1.7.5 INFLUENCE DE LA PRESSION INTERSTITIELLE :

la résistance pénétrométrique qc est influencée directement par la pression de l'eau interstitielle, qui de son côté influence sur la géométrie du cône :

$$q_t = qc + (1 — a)u$$

(1 — a)= coefficient de forme de la pointe d'une sonde = 0,07 à 0,09 .

1.8 Interprétation théorique

Un pénétromètre est un pieu en modèle réduit, grande est donc la tentation d'appliquer à l'essai de pénétration statique la théorie de la force portante des pieux.

Cette théorie nous enseigne en effet que la contrainte de rupture à la base d'un pieu est donnée par la relation :

$$q_c = \gamma\ D.Nq + C\ Nc$$

N_q et N_C sont les facteurs de portance classique, fonction de l'angle de frottement interne,

Dans un sable sans cohésion, l'équation se simplifie et devient :

$$q_c = \gamma\ D.Nq$$

Actuellement cette façon de concevoir l'interprétation de l'essai de pénétration doit être absolument abandonnée, car, nous le préciserons plus loin, le terme de pointe n'est proportionnel à la profondeur qu'au début de la pénétration. trois des méthodes théoriques qui furent souvent utilisées, par le passé, celle de (l'Herminier, de De Beer et de Bérézantse) [7]

1.9 LES METHODES EMPIRIQUES D'ANALYSE DE LA PÉNÉTRATION STATIQUE

L'essai de pénétration statique est un essai d'investigation géotechnique de site largement utilisé.

des nombreuses corrélations ont été développés entre qc et les propriétés du sol ou par corrélation avec les valeurs de calcul pour diverses structures géotechniques (fondations, pieux).

un certain nombre d'approches analytiques ont été développé pour modéliser la pénétration des cônes.

Janbu et Sennesset (1974), Houlsby et Wroth (1982) et d'autres ont considéré le problème comme au problème d'équilibre limite de la capacité portante d'une semelle circulaire.

Yu et Mitchell (1998) ont noté que, puisque les effets du sol la compressibilité et les changements de contrainte le long du puits de pieux causés par l'installation des pieux ont été ignorés, la méthode avait une application limitée.

Bishop et al. (1945) ont introduit des solutions de pression limite pour l'expansion de la cavité et cela a été largement appliqué pour modéliser la résistance à la pénétration des pieux et des pénétromètres (Vesic 1972) .

Yu et al. (1996) et Salgado et al. (1997). Randolph et al. (1994) ont considéré l'équilibre vertical des contraintes à l'extrémité d'un pieu .

Les récents développements de la méthode des éléments finis (FEM) pour la modélisation du pénétromètre. Une gamme de modèles constitutifs peut désormais être appliquée à des géométries de sols complexes dans des analyses de petites et plus grandes déformations.

Yu et al. (2000) développé une technique pour simuler la pénétration des cônes en régime permanent. Dans leur méthode, le pénétromètre a été placé dans un trou pré-foré et seulement quelques étapes de pénétration ont été modélisées. Cette approche néglige la déformation transitoire du corps du sol autour du cône.

Susila et Hryciw (2003), Huang et al. (2004) et Liyanapathirina (2009) ont envisagé l'utilisation de (FEM) pour examiner la pénétration des cônes dans les sols normalement consolidés.

Les éléments de contact à l'interface (sol-structure) pour permettre la pénétration à de grandes profondeurs et pour étudier l'effet des propriétés du sol sur la valeur $\mathbf{q_c}$.

Xu (2007) a employé le modèle linéaire-élastique parfaitement plastique Mohr Coulomb (MC) et le modèle non linéaire de durcissement du sol (HS) et ont constaté que les deux sols les modèles ont donné des résultats qui étaient étroitement comparables aux résultats obtenus par Yu et Houlsby (1991). [8]

1.9.1 THEORIE DE LA CAPACITE PORTANTE :

L'une des premières approches pour l'analyse de pénétration du cône a été théorie de la capacité portante. La résistance du cône est supposée être égale à l'effondrement charge d'une fondation circulaire profonde dans le sol.

Deux approches analytiques utilisées pour déterminer la résistance du cône est (l'analyse de l'équilibre limite et de la ligne de glissement).

Dans la méthode d'équilibre limite, la charge de rupture est déterminée tout d'abord en définissant un mécanisme de défaillance autour de la pointe du pénétromètre, puis en analysant équilibre global de la masse du sol.

Dans cette méthode, le mécanisme de défaillance est défini par en supposant des modèles rigide en comperemet plastique. Sur la base de solutions de déformation plane, un certain nombre de corrélations ont été développés pour la détermination des facteurs de cône Nc et Nq en cohésion et sans cohésion respectivement (par exemple, Meyerhof, 1961; Janbu et Senneset, 1974; Durgunoglu et Mitchell, 1975).

Bien que les analyses d'équilibre limite soient simples, les solutions obtenues ne sont qu'approximatives car elles ignorent l'effet de la contrainte du sol et comportement déformations élastiques.

Dans la méthode de la ligne de glissement, un critère de rendement est combiné avec les équations d'équilibre pour former un système d'équations différentielles d'équilibre plastique dans la masse du sol (par exemple, Sokolovskii, 1965; Houlsby et Wroth, 1982; Koumoto et Kaku, 1982; Koumoto, 1988).

À partir des équations différentiel d'équilibre de base, un réseau de lignes de glissement peut être développé et la charge d'effondrement peut être déterminée.

L'analyse de la ligne de glissement est plus rigoureuse que la méthode d'équilibre limite car elle satisfait à la fois l'équilibre équations et le critère de rendement partout dans le réseau de lignes de glissement

la méthode de l'équilibre ne satisfait que l'équilibre global. Un inconvénient majeur du La méthode antidérapante est que la distribution des contraintes à l'extérieur de la surface antidérapante ne peut pas être défini. [4]

1.9.2 APPROCHE EN REGIME PERMANENT :

consiste à estimer un champ de déformation autour d'un cône pénétromètre., la pénétration était considérée comme un écoulement stable du sol devant un pénétromètre à cône fixe (par exemple, Baligh, 1985; Houlsby et al., 1985; Tumay et al.,1985; Teh, 1987; Sagaseta et Houlsby, 1988).

les champs dans le sol ne sont pas modifiés avec le temps du point de vue de la pointe du cône si des conditions de sol homogènes sont présentes. Bien que la plupart des solutions obtenues en utilisant L'approche en régime permanent est basée sur des modèles de sol parfaitement plastiques, il est également possible de inclure des modèles d'états critiques à écrouissage dans le calcul.

Depuis la première l'estimation d'un champ d'écoulement pour les sols à friction est très difficile, l'application de cette méthode a été limitée à la pénétration des cônes dans les argiles saturées non drainées. [8]

1.9.3 METHODE DES ELEMENT FINI INCREMENTAUX :

Des contributions importantes ont été apportées pour analyser les tests de pénétration des cônes dans les sols en utilisant des méthodes d'élément fini par déplacement incrémental. En petite déformation incrémentale approches par élément fini, des conditions de contraintes in situ ont été supposées et le calcul de l'effondrement plastique a été mis en œuvre. La charge d'effondrement était supposée être égale à la résistance à la pénétration (Borst et Vermeer, 1982; Griffiths, 1982).

Cette approche est considérée comme sous-estimant de la résistance à la pionte, comme la pénétration du cône, des contraintes latérales élevées ont tendance à se développer à côté de la tige du cône et l'accumulation des contraintes entourant l'arbre n'a pas pu être prédites par une petite déformation.

Des analyses par éléments finis à grande déformation plus réalistes ont été effectuées par Kiousis et al. (1988) et Budhu et Wu (1992) pour les argiles et Cividini et Gioda (1988) pour les sables. il est nécessaire de déterminer de nouveaux emplacements de nœuds limites, ce qui rend l'analyse très compliqué et la robustesse de la procédure numérique n'est pas claire.

Yu et al. (2000) ont présenté une procédure par éléments finis basée sur une approche en régime permanent pour une pénétration non drainée dans l'argile. L'analyse par éléments finis en régime permanent se concentre sur les déplacements totaux subis par les particules de sol à un instant donné dans le temps pendant le test de pénétration du cône. Dans leur méthode, le pénétromètre a été placé dans un un trou pré-foré et seulement quelques étapes de pénétration ont été modélisés. Le défaut de cette approche est que la déformation transitoire du corps du sol autour de la le cône est négligé.

D'autres analyses par éléments finis à grande déformation ont été présentées par Susila et Hryciw (2003), Huang et al. (2004), Liyanapathirana (2009), Walker et Yu (2010). Contact des éléments ont été utilisés à l'interface sol-pieux pour permettre une pénétration à de grandes profondeurs

Les méthodes des éléments ne pouvaient pas fournir une solution complète pour la pénétration des cônes dans les sols ,La théorie de l'expansion de la cavité reste donc l'une des approches les plus courantes à une étude théorique du CPT. [8]

1.9.4 EXPANSION DE CAVITÉ :

Les solutions au problème de l'expansion des cavités dans les sols ont reçu beaucoup de attention en génie géotechnique.

(Yu, 2000). Bishop et al. (1945) ont souligné que la pression à la paroi d'une cavité en expansion dans une masse de sol s'approche d'une valeur limite à de grandes déformations, ce qui est analogue à la résistance au cône (qc)

Vesic (1972) a suggéré des solutions approximatives pour l'expansion de la cavité dans les sols compressibles Le comportement de la zone plastique entourant la cavité a été défini par la Critère de rendement Mohr-Coulomb. Le changement de volume a été initialement introduit dans l'analyse comme une valeur connue, puis déterminée pour le changement de stress par une procédure itérative.

Salgado et al. (1997) ont considéré l'expansion des cavités cylindriques en finies et infinies à nouveau en utilisant un modèle constitutif de type Mohr-Coulomb et une contrainte incorporée rotation autour de la cavité en expansion, un numéro de flux opérationnel a été introduit qui pris en compte la variation de l'angle de friction et de l'angle de dilatation. Salgado et al. (1998) [8]

1.9.5 CHAMBRES D'ÉTALONNAGE (LA CHAMBRE DE CALIBRATION) :

Des chambres d'étalonnage ont été utilisées dans le passé pour développer des conditions de corrélations contrôlées en laboratoire mais principalement pour les sols saturés ou secs (Ghionna et Jamiolkowski, 1991). Avantages des tests en chambre d'étalonnage par rapport aux tests sur le terrain inclure la répétabilité des propriétés des échantillons et des résultats des tests, contrôlés et connus les conditions aux limites et historique des contraintes.

La première chambre d'étalonnage pour tester les sols cohésifs a été développée par Huang et al. (1988).

Une chambre d'étalonnage pour effectuer des CPT dans des sols insaturés a été conçue et construit à l'Université d'Oklahoma (Miller et al., 2002). Les contraintes radiales et axiales peuvent être appliqué et contrôlé indépendamment . [8]

1.9.6 METHODE DES ELEMENTS DISCRETS (DEM) :

L'utilisation de la méthode des éléments discrets (DEM) pour modéliser le comportement mécanique des matériaux granulaires a certainement des limitations importantes (O'Sullivan,2011).

Le principal avantage est que les grandes déformations, les déplacements et les rotations sont facilement adaptées dans les analyses. Il est également possible de contourner le besoin de modèles constitutifs assez sophistiqués pour sables;

Premières tentatives d'utilisation du DEM pour simuler la pénétration des cônes tests (Huang & Ma 1994, Calvetti & Nova 2005, Jiang et al. 2006) utilisé des éléments 2D (c.-à-d. disques).

Des résultats plus représentatifs sont obtenus en utilisant des analyses 3D bien que, jusqu'à présent, ils ont été limités à des formes sphériques (Butlanska et al.2010a, 2010b, Arroyo et al.2011,Mcdowell et al. 2012, Lin & Wu 2012, Butlanska etAl. 2013). [9]

1.10 INTERPRÉTATION DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION DE CÔNE

1.10.1 DENSITE RELATIVE :

La densité relative (Dr) est couramment utilisée pour décrire l'état du sable. De nombreuses études en chambre d'étalonnage ont été menées pour établir des corrélations entre les résultats de pénétration du cône, l'état de contrainte in situ et la densité relative des sables (par exemple, Schmertmann, 1976; Chapman et Donald, 1981; Villet et Mitchell, 1981; Baldi et al., 1982).

Sur la base d'un vaste programme d'essais en chambre d'étalonnage, une corrélation pour la détermination de la densité relative des sables a été proposée par Baldi et al. (1986):

$$D_r = \frac{1}{C_2} \ln\left(\frac{q_c}{C_0 (\sigma')^{C_1}}\right)$$

où C_0, C_1 et C_2 sont des constantes propres au sol testé.,Les valeurs de qc et (σ')sont exprimés en kPa.

Baldi et al. (1986) et Jamiolkowski et al. (2001), une corrélation d'utilisation d'une contrainte efficace verticale n'est valable que pour les sables normalement consolidés et les corrélations basées sur la contrainte effective moyenne s'appliquent plus largement aux sables sur-consolidés.

Robertson et Campanella (1983a) ont montré que les corrélations entre la résistance du cône, la contrainte effective et la densité relative étaient tous de nature similaire mais fortement influencés par la compressibilité du sable. (figure1.10)

Généralement, les sables à grains angulaires ont tendance à être plus compressibles que les sables à grains arrondis.

Les sables avec une compressibilité élevée ont tendance à avoir une résistance au cône plus faible que les sables avec une faible compressibilité et la même densité relative.

Cependant, la résistance du cône peut être uniquement lié à la densité relative pour tout sable donné. [4]

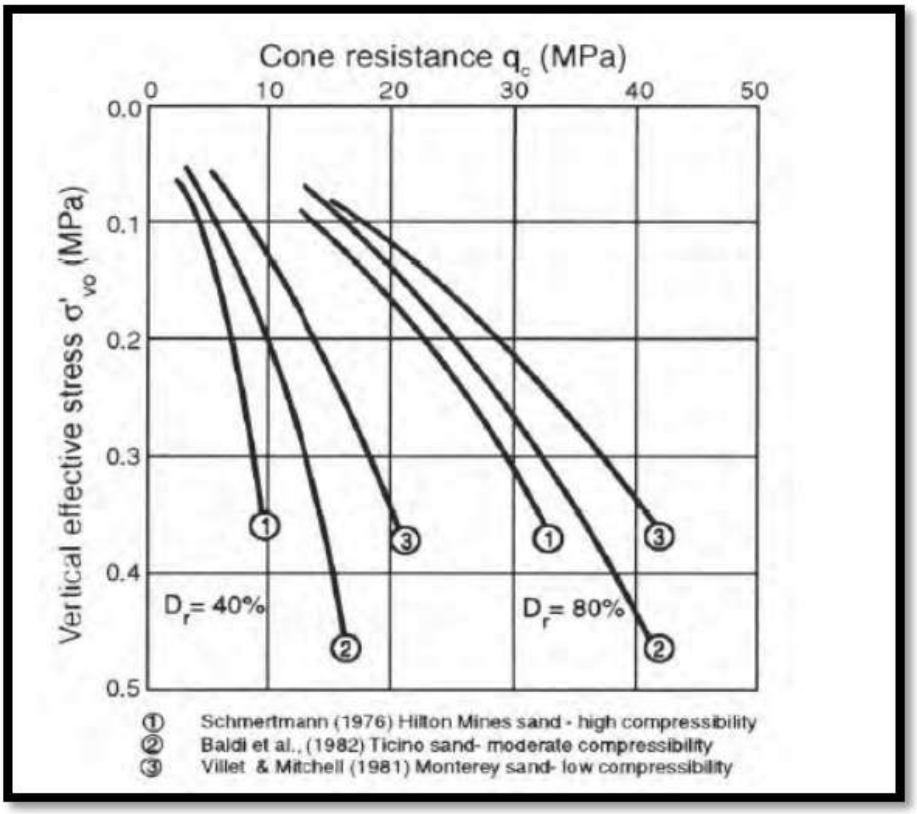


Figure 1.10:Effet de la compressibilité sur la résistance du cône (qc), contrainte verticale effective (σ'v) et les corrélations de densité relative (Dr) (d'après Robertson)

1.10.2 PARAMETRE D'ETAT :

Le paramètre d'état est défini comme la différence du indice de vide d'un sol au contrainte effective .

Sur la base d'études en chambre d'étalonnage, Been et al. (1986, 1987) ont proposé une procédure pour estimer le paramètre d'état à partir d'essais de pénétration de cônes dans le sable. Ils ont examiné des données de test pour différents sables et ils sont montré que

il existe une résistance normalisée du cône et un paramètre d'état (figure 1.11).

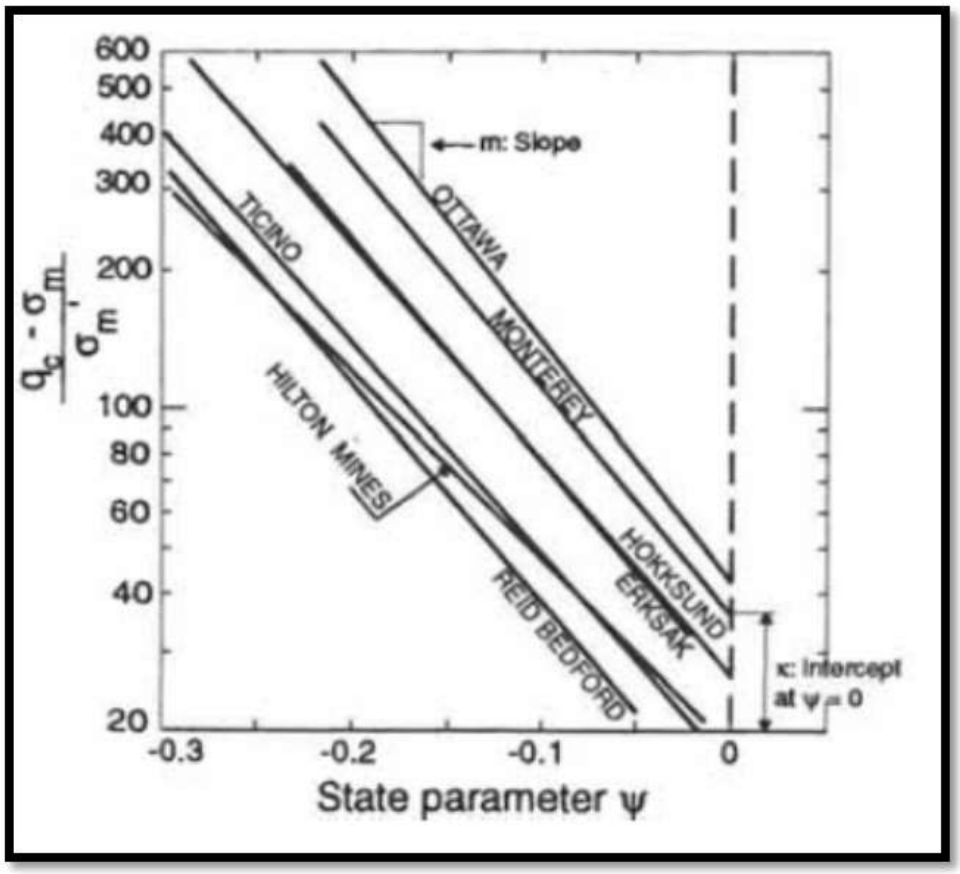


Figure 1.11 : Résistance du cône normalisé en fonction du paramètre d'état pour différents sables (après Been et al., 1986).

Jefferies et Been (2006) le problème de l'évaluation de l'état du sable à partir de la la résistance du cône est dépend de plusieurs paramètres du sol, y compris (la rigidité au cisaillement la compressibilité et le durcissement plastique). [4]

1.10.3 L'ANGLE DE FROTTEMENT :

Robertson et Campanella (1983a) ont montré que l'angle de frottement maximal pour les sables de silice propres et non cimentés pourrait être estimé à partir dela résistance normalisée ducône . [10]

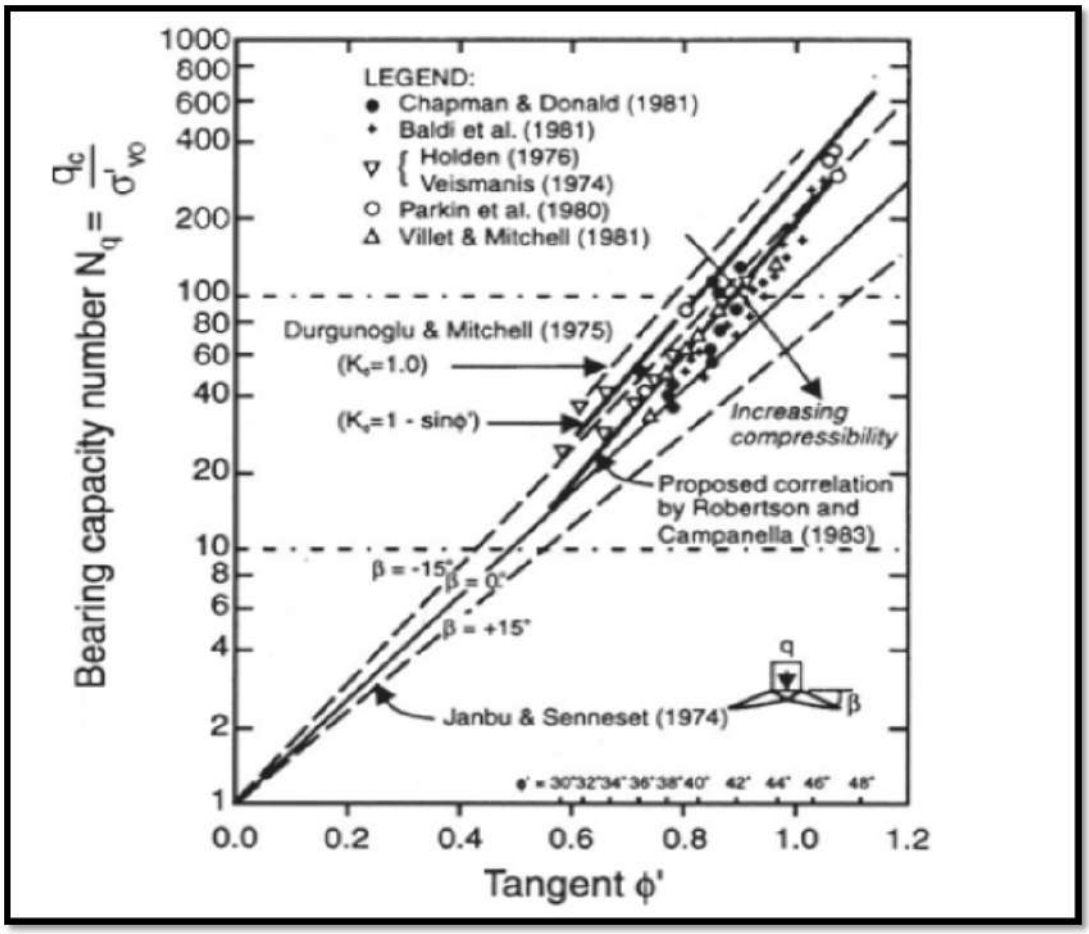


Figure 1.12:Relation entre la résistance normalisée du cône et l'angle de frottement (d'après Robertson et Campanella, 1983a).

1.10.4 MODULE D'YOUNG :

Pour cas non unidimensionnels un module de Young équivalent, comme suggéré par Schmertmann (1970), semblent être un paramètre plus logique.

(Baldi et al. 1981) fournit une relation entre le module de Young sécant drainé au 50 et 25% de contraintes de rupture, ES0 et E25, respectivement, et la résistance du cône, q_c, pour différents niveaux de contrainte effective (Fig. 1.13). [10]

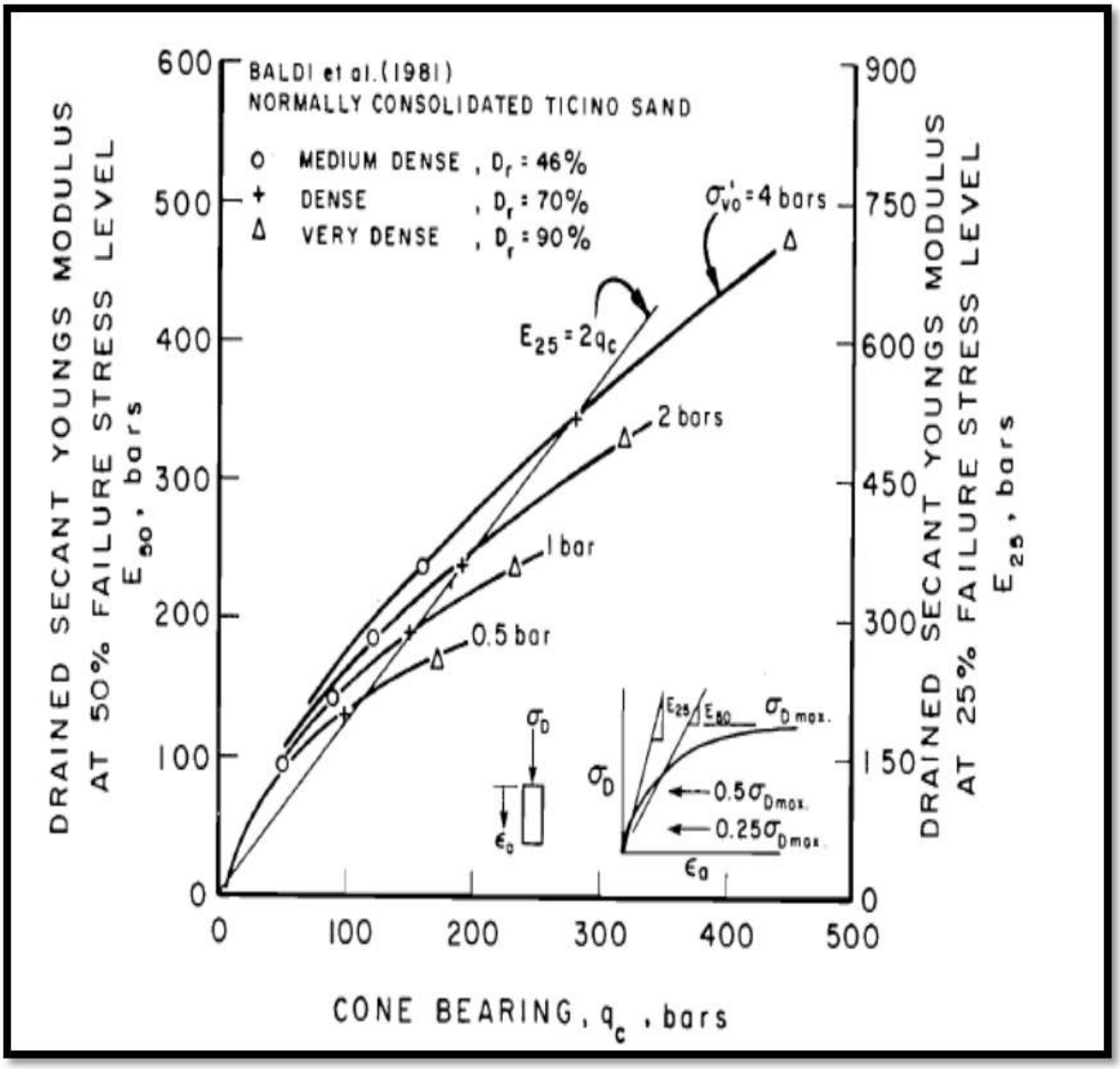


Figure 1.13:Relation entre qc et le module de Young drainé (d'après Baldi et al 1981)

1.10.5 MODULE DE CISAILLEMENT :

Une approche similaire peut être appliquée pour développer un corrélation entre la résistance du cône et le module de cisaillement, G, pour les sables. travaux de laboratoire ont été menée par plusieurs chercheurs (Seed et Idriss 1970; Hardin et Drnevich 1972) pour relier le module de cisaillement dynamique G_{MAX} aux propriétés de sol.

exprimé sous la forme :

$$GMAX = k_G Pa \left(\frac{\sigma'_m}{Pa}\right)^{0.5}$$

Baldi et al. (1981) une série de des courbes reliant $G\ max$ à q_c peuvent être développées. [10]

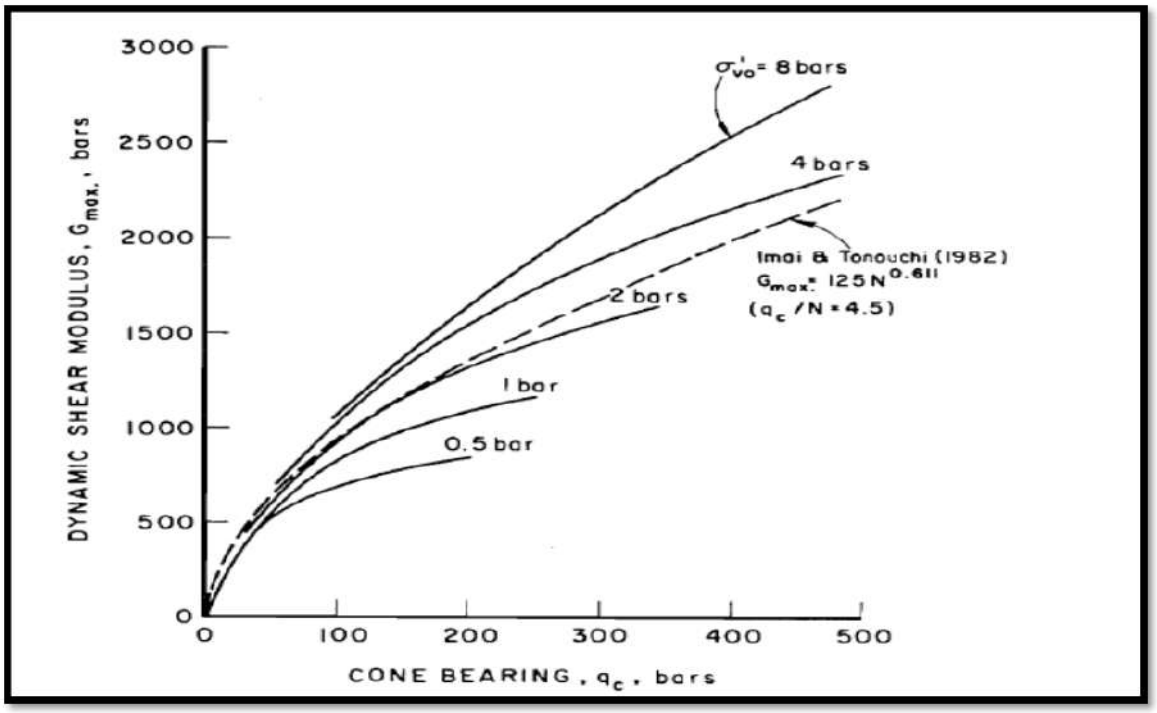


Figure 1.14: Relation entre q_c et le G_{max} pour les sables normalement consolidés et non cimentés.

1.10.6 CONTRAINTE DE PRECONSOLIDATION :

Malheureusement, il n'est pas possible de distinguer historique des contraintes à partir des données de pénétration du cône .

Parfois, la présence de fortes contraintes horizontales peut produire des valeurs élevées de $\mathbf{f_s}$. Cependant, pour quantifier le niveau de stress, il est nécessaire de connaître la valeur de $\mathbf{f_s}$ du sable normalement consolidées. [10]

1.11 ÉVALUATION DU FACTEUR DE CONE NK

Des nombreux chercheurs ont tenté d'obtenir des valeurs du facteur de cône Nk à partir des données de la pénétration des cônes .

De nombreux auteurs ont proposé l'utilisation d'une valeur moyenne de 15 ou d'une valeur 10 à 20 dans les argiles (Aas et al. 1986, Baligh et al. 1980, La Rochelle et al. 1988, Lunne et Kleven 1981, O'Riordan et al. 1982, Stark et Juhrend 1989).

En revanche, analytique des méthodes basées sur analyse de la capacité portante,et l'analyse de l'expansion de la cavité ou la méthode du chemin de déformation suggèrent qu les valeurs sont proches de 10 (tableaux 1.3 , 1.4)

Tableau1.3 : Facteurs de cône provenant de l'analyse de la capacité portante.

Reference	N_k
Terzaghi (1943)	9.3
Meyerhof (1951)	10.4
Begemann (1965)	9.6
Koumoto and Kaku (1982)	9.6

Tableau1.4 : Facteurs de cône Nk dérivés à l'aide de différentes méthodes d'expansion de cavité (D'après Yu et al. 1998).

G/s_u	Ladanyi and Johnston (1974) : Rough cone	Vesic (1977) rough cone	Baligh (1975) rough cone	Yu (1993) Smooth cone	Yu (1993) partly rough cone
50	8.3	9.1	15.9	8.5	10.4
100	9.2	10.0	16.6	9.3	11.2
200	10.1	10.9	17.3	10.1	12.0
300	10.6	11.5	17.7	10.6	12.5
400	11.0	11.9	18.0	10.9	12.8

Certains chercheurs suggèrent que N_k est lié à l'indice de plasticité Ip et ont tenté de corréler N_k et Ip (Lunne, el. 1976, Baligh et al.1980, Lunne et Kleven 1981, Aas et al. 1986, Rochelle et al. 1988).

Rad & Lunne (1988) a sélectionné les propriétés du sol qui peuvent affecter la résistance de cône et examiné les corrélations possibles.

Les propriétés du sol comprennent la limite plastique, limite liquide, indice de plasticité, teneur en eau, teneur en argile, indice de consolidation (OCR),et la sensibilité.

Leurs résultats ont prouvé que l'OCR a la plus forte influence sur les résultats de CPT [11]

1.11.1 CORRELATION ENTRE NK ET L'INDICE DE RIGIDITE IR :

la plupart des méthodes théoriques basées sur la théorie de l'expansion de la cavité et les méthodes de chemin de déformation considèrent l'indice de rigidité **Ir** comme un facteur d'entrée dans le facteur de cône Nk (Vesic 1972, Baligh 1985, Teh et Houlsby 1988, Yu 1993).

On voit que Nk augmente avec l'augmentation de Ir. Plusieurs méthodes suggèrent que les valeurs calculées de Nk passer de 9 à 14 pour **Ir** 50 à 400 (Ladanyi et Johnston 1974, Vesic 1977, Yu 1993, Baligh 1985, Teh et Houlsby 1991).

Lunne et al. (1985) suggère que Nk passe de 8 à 11 par une augmentation de Ir de 10 à 250. Pour les argiles .

Keaveny et Mitchell (1986) ont suggéré une analyse empirique utile corrélation pour Ir basée sur les données des essais de triaxiale consolidés anisotropiquement dans termes d'OCR et d'indice de plasticité . [11]

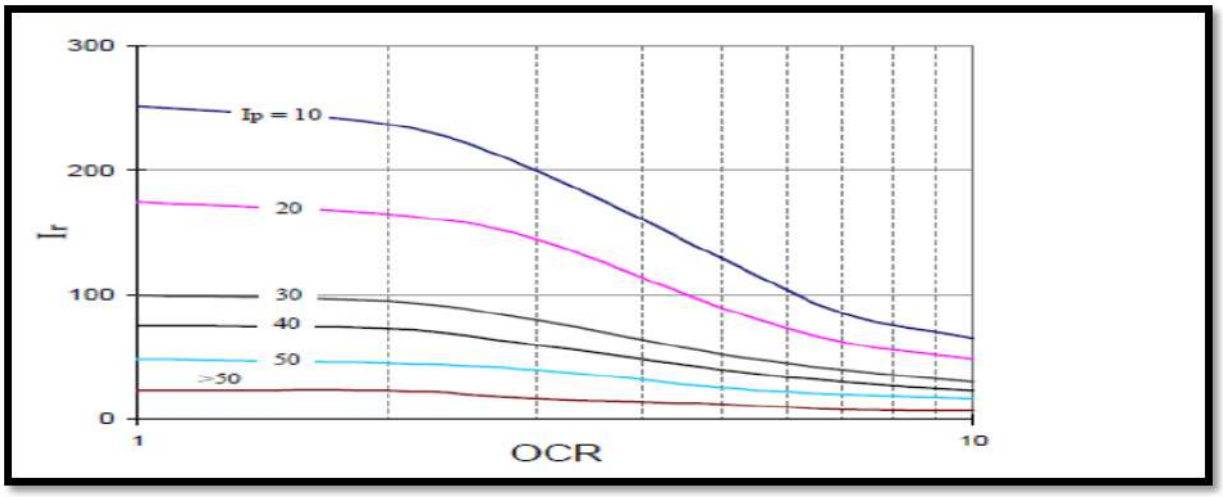


Figure 1.15:Graphique d'estimation de l'indice de rigidité des sols à grains fins (d'après Keaveny et Mitchell 1986).

la corrélation entre Ir et Ip pour un sol normalement consolidé a été dérivée; c'est illustré à la figure 1.16

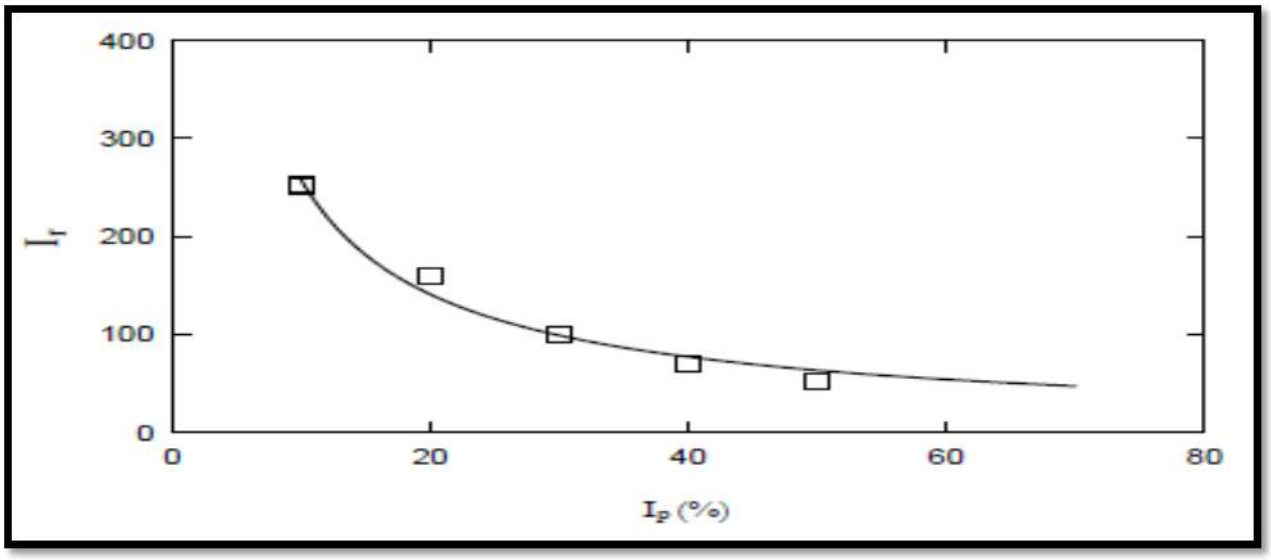


Figure 1.16:Corrélation entre Ir et Ip pour un sol normalement consolidé.

Le tracé de cette figure montre que Ir diminue avec l'augmentation de Ip .

Les valeurs de N_k calculées à partir des équations :

Tableau1.5 : Les équations utilisant Ir pour Nk.

Authors	Equation for N_k	Assumptions
Vesic (1972)	$N_k = \frac{4}{3}(\ln I_r + 1) + 2.57$	Spherical cavity limit pressure
Baligh (1985)	$N_k = 1.51 + 2\ln I_r$	
Teh and Houlsby (1988)	$N_k = \frac{4}{3}\cdot(1+\ln I_r)\left(1.25+\frac{I_r}{2000}\right)$	Smooth cone, $K_0 = 1$
Yu (1993)	$N_k = 4.18 + 1.155\cdot\ln\frac{\sqrt{3}}{2}I_r$	Smooth and rigid cone, The cone resistance is obtained by combining the cylindrical cavity solution and plasticity solution

1.12 CONCLUSION

Un pénétromètre est un pieu en modèle réduit, la théorie de la force portante des pieux,

est donnée par la relation :

$$q_c = \gamma\, D.Nq + C\, Nc$$

N_q et N_C sont les facteurs de portance classique, en fonction de l'angle de frottement interne,

Dans un sable sans cohésion, l'équation se simplifie et devient :

$$q_c = \gamma\, D.Nq$$

Certains chercheurs suggèrent que N_K est lié à l'indice de plasticité Ip et ont tenté de corréler N_K et Ip (Lunne, el. 1976, Baligh et al.1980) .

la plupart des méthodes théoriques basées sur la théorie de l'expansion de la cavité et les méthodes de chemin de déformation considèrent l'indice de rigidité **Ir** comme un facteur d'entrée dans le facteur de cône Nk (Vesic 1972, Baligh 1985, Teh et Houlsby 1988, Yu 1993).

On voit que Nk augmente avec l'augmentation de Ir. Plusieurs méthodes suggèrent que les valeurs calculées de Nk passer de 9 à 14 pour **Ir** 50 à 400 (Ladanyi et Johnston 1974, Vesic 1977, Yu 1993, Baligh 1985, Teh et Houlsby 1991).

MODELISATION NUMERIQUE

2.1 INTRODUCTION

Dans cette partie on va présenter les résultats d'une analyse par éléments fins de la pénétration du cône dans un sable saturé. Une étude paramétrique portant l'influence de l'indice de rigidité sur le facteur cône N_k sera effectuée pour plusieurs types d'interfaces à savoir : rugueuses et lisse.
Le pénétromètre est modélisé comme un corps rigide et le sol comme un matériau élastique parfaitement plastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Lors de la pénétration du cône dans le sol, le cône pousse les particules vers le bas, cela veut dire que les particules se situant sur l'axe de symétrie se déplaceront horizontalement. Ces points se déplacent avec une distance égale au rayon du cône. Les particules autour du cône se déplacent aussi verticalement.

2.2 PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS

C'est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériciens de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis PLAXIS est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds.

2.3 LOIS DE COMPORTEMENT UTILISEES DANS PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-plastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotones que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

Le comportement d'interface est simulé par une loi de comportement de Coulomb ; qui utilise trois paramètres : une cohésion d'interface (C), un angle de frottement (φ) et un angle de dilatance (ψ). [1 4]

2.4 MODELE GEOMETRIQUE

Lorsqu'on considère une région discrète de taille limitée, il est essentiel de déterminer correctement ses dimensions H et D.

La région du sol divisée par les éléments fini doivent être considérablement grands pour éviter toute influence sur le résultat.

Divers auteurs utilisent dimensions très différentes dans leurs investigations Par exemple, H. (Meiβner et Y.L. Shen) lors de la modélisation de fondations sur pieux dans du sable dense, sélectionné la dimension horizontale D d'une zone affectée à environ 9 fois plus grand que le diamètre supérieur du pieux.

La profondeur H affectée sous la base du pieu était considérée comme étant environ 16 fois plus grand que le diamètre du pieu d.

Lors de certaines recherches, la zone affectée, avec D = 4,25d et H = 8,13d, a été choisie. Il est clair, cependant, que la taille d'une région discrète dépend de la géométrie du problème et des propriétés du sol, et doit être testé pour cas particuliers. [1 3]

La modélisation de l'essai de pénétration statique se fait en axisymétrie, La pénétration du cône est simulée par un déplacement en pointe conique enfoncé à 0.5 m

Les dimensions du maillage sont :

- 3×D au-dessous de la pointe, avec D= la hauteur de la tige de pénétromètre (D=175mm)
- 35× ϕ latéralement. Avec (ϕ = 18mm).

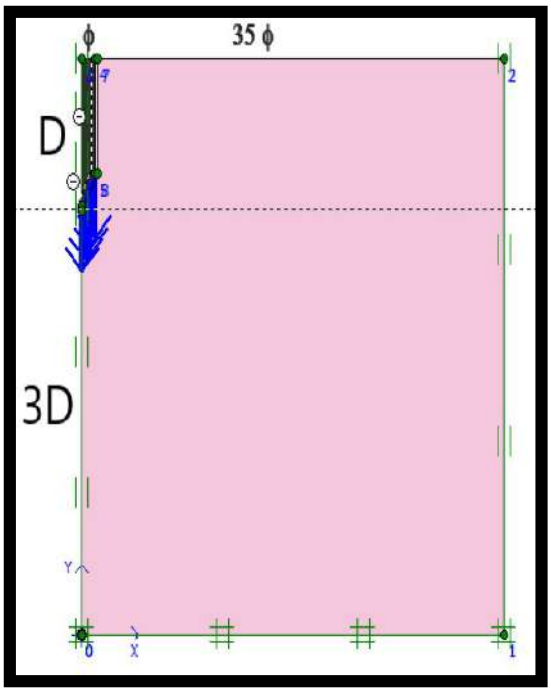


Figure 2.1: Modèle géométrique

2.5 LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

2.5.*1 LES CARACTERISTIQUES DE SABLE :*

Tableau 2.1 : les caractéristiques de sable

Paramètres	*Unité*	*Sable lâche*	Sablemoyennement dense	*Sable dense*
Poids volumique sec γd	KN/m3	**14.5**	**16**	**17.5**
Poids volumique saturé γsat	KN/m3	**19**	**20**	**21**
Cohésion C	KN/m3	**0**	**0**	**0**
Angle de frottement φ	//	**32**	**38**	**40**
Angle de dilatation Ψ	//	**2**	**8**	**10**
Perméabilité k	m /j	**1**	**0.88**	**0.5**
Module de Young Es	MPA	**25**	**30**	**37**
Coefficient de Poisson ν	//	**0.2**	**0.3**	**0.35**
Coefficient des terres au repos K0	//	**0.470**	**0.380**	**0.357**

Les caractéristiques des matériaux utilisé ont été extraies de l'annexe de GIOL 615 [12]

2.5.2 LES CARACTERISTIQUES DE LA TIGE (ACIER) :

Tableau 2.2 : les caractéristiques de la tige

Paramètres	*Unité*	*Acier*
Poids volumique	KN/m3	77
Module de Young Es	GPA	210
Coefficient de Poisson v	//	0.3

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination des paramètres suivante :(figure 2.2 et 2.3)

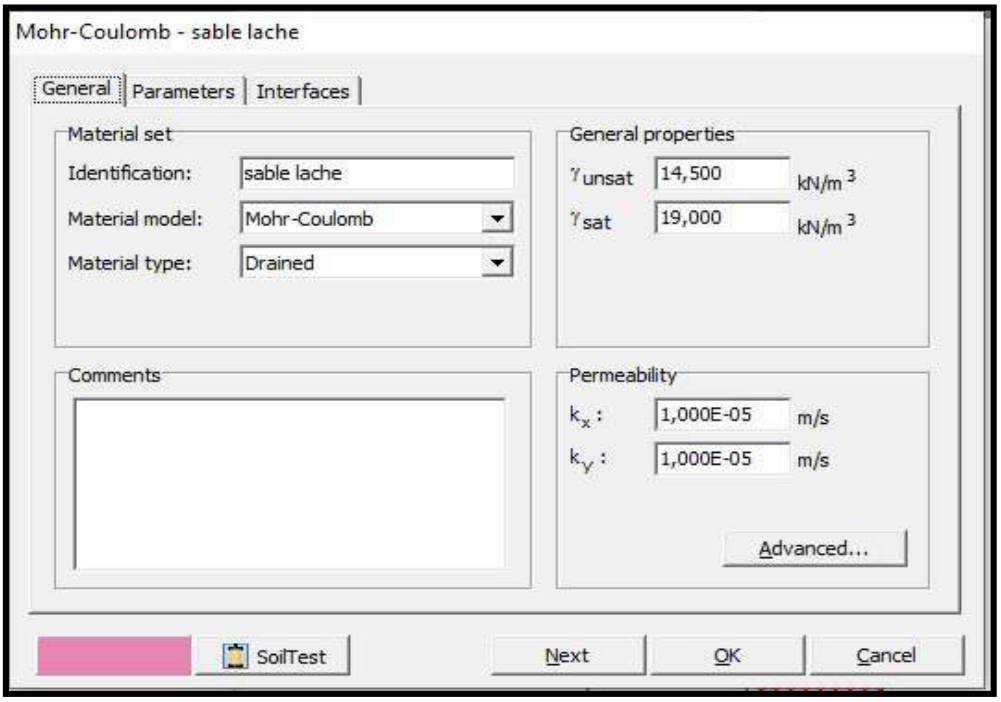


Figure 2.2 : les caractéristiques générales de sable selon Le modèle de Mohr-Coulomb

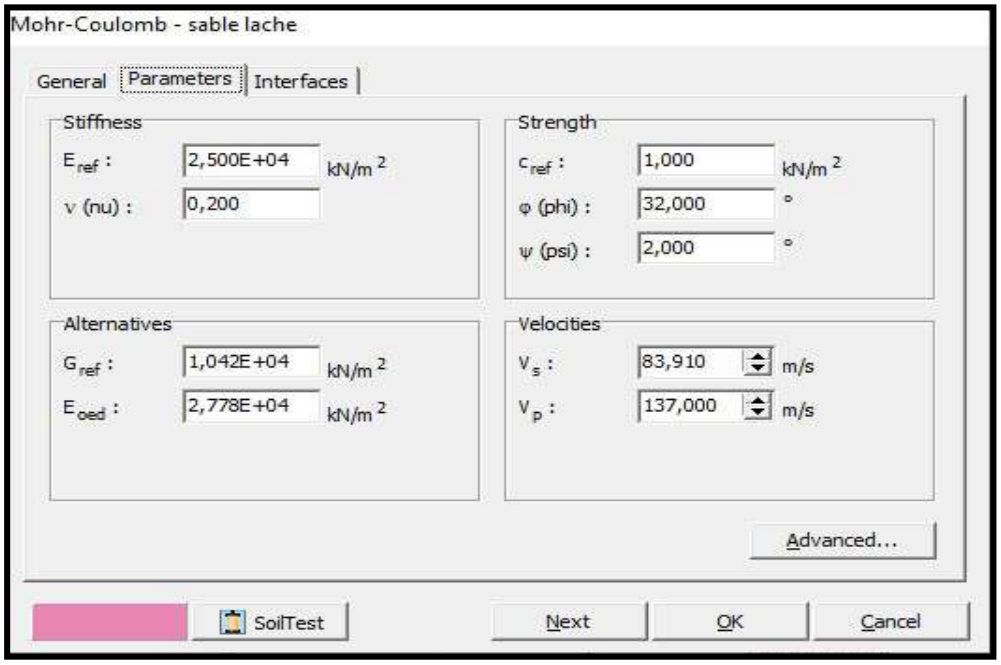


Figure 2.3 : les paramètres de sable selon Le modèle de Mohr-Coulomb

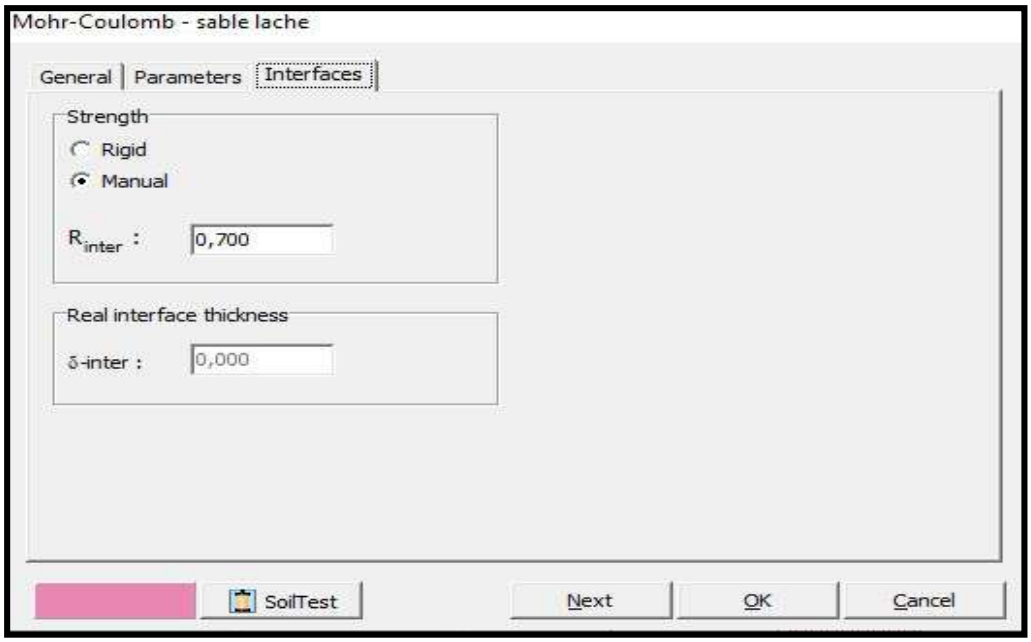


Figure 2.4 : les propriétés des interfaces

Pour les interfaces (Interface rugueuse R_{inter} =0.7) et (Interface lisse Rinter= 0.5) [1 4]

2.6 GENERATION DU MAILLAGE

Lorsque le modèle de géométrie est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont attribuées à tous le modèle. La géométrie doit être divisée en éléments finis afin d'effectuer des calculs par éléments finis. Une composition de éléments finis est appelée un maillage. Le type élémentaire d'un maillage est le triangle à 15 nœuds élément ou l'élément triangulaire à 6 nœuds

La taille des éléments et le nombre d'éléments triangulaires générés :

- Très grossier : Environ 50 éléments
- Grossier : Environ 100 éléments
- Moyen : Environ 250 éléments
- Fin : Environ 500 éléments
- Très fine : Environ 1000 éléments ［1 4］

Dans notre modèle, nous utilisons un maillage très fin (Environ 1000 éléments)

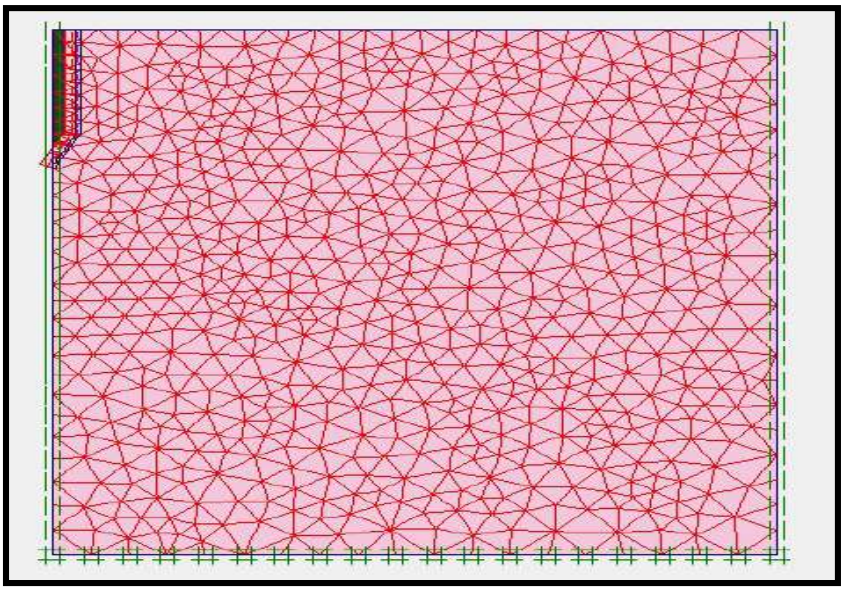


Figure 2.5 : maillage de Modèle géométrique

2.7 CONDITIONS INITIALES

Une fois le modèle de géométrie créé et le maillage par éléments finis généré, l'état de contrainte initial et la configuration initiale doivent être spécifiés. C'est fait dans la partie conditions initiales du programme d'entrée. Les conditions initiales consistent en deux modes différents : un mode pour la génération des pressions d'eau initiales et un mode pour la spécification de la géométrie initiale configuration et génération du champ de contraintes effectif initial.

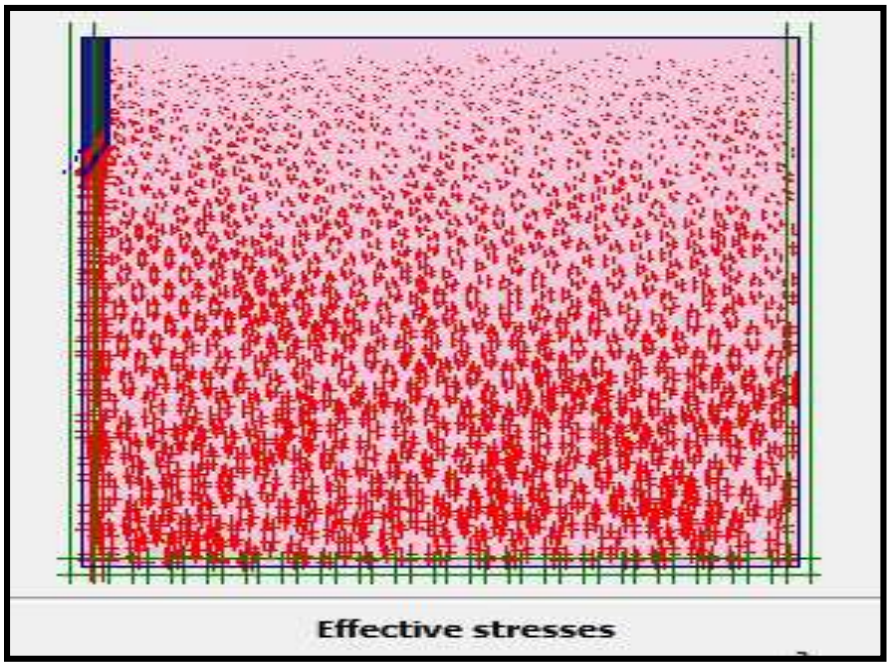


Figure 2.6 : contraintes effectif initial

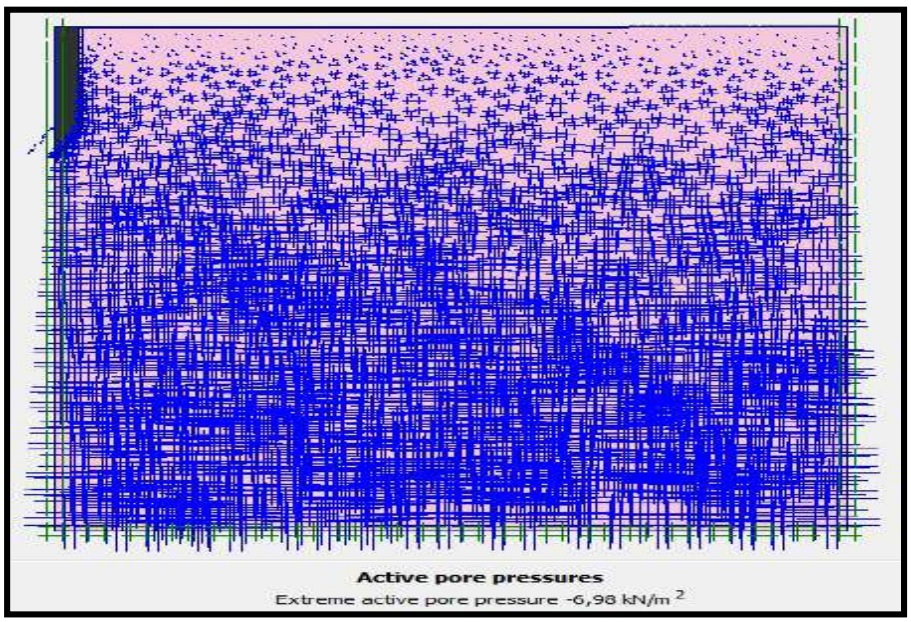


Figure 2.7 : pressions d'eau initiales

2.8 LES ETAPES DE CALCULE (OUTPUT)

Après la génération d'un modèle par éléments finis, les calculs réels par éléments finis peuvent être exécutés. Il est donc nécessaire de définir quels types de calculs doivent être réalisés et quels types de chargements ou de phases de construction doivent être activés les calculs.

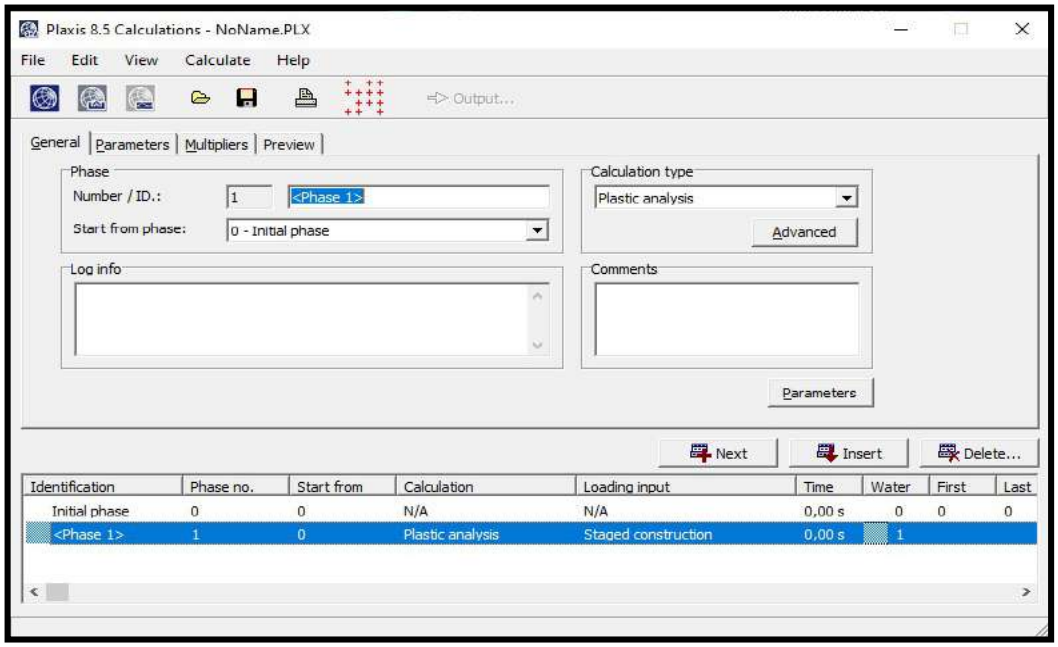


Figure 2.8 : Fenêtre de calcule

SÉLECTION DES POINTS POUR LES COURBES :

Une fois les phases de calcul définies et avant la fin du processus de calcul commencé, certains points peuvent être sélectionnés par l'utilisateur pour la génération des courbes de déplacement de charge ou contraintes.

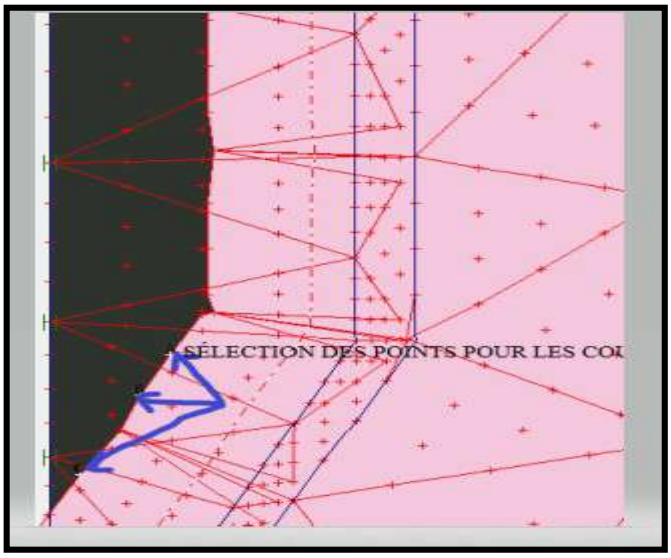
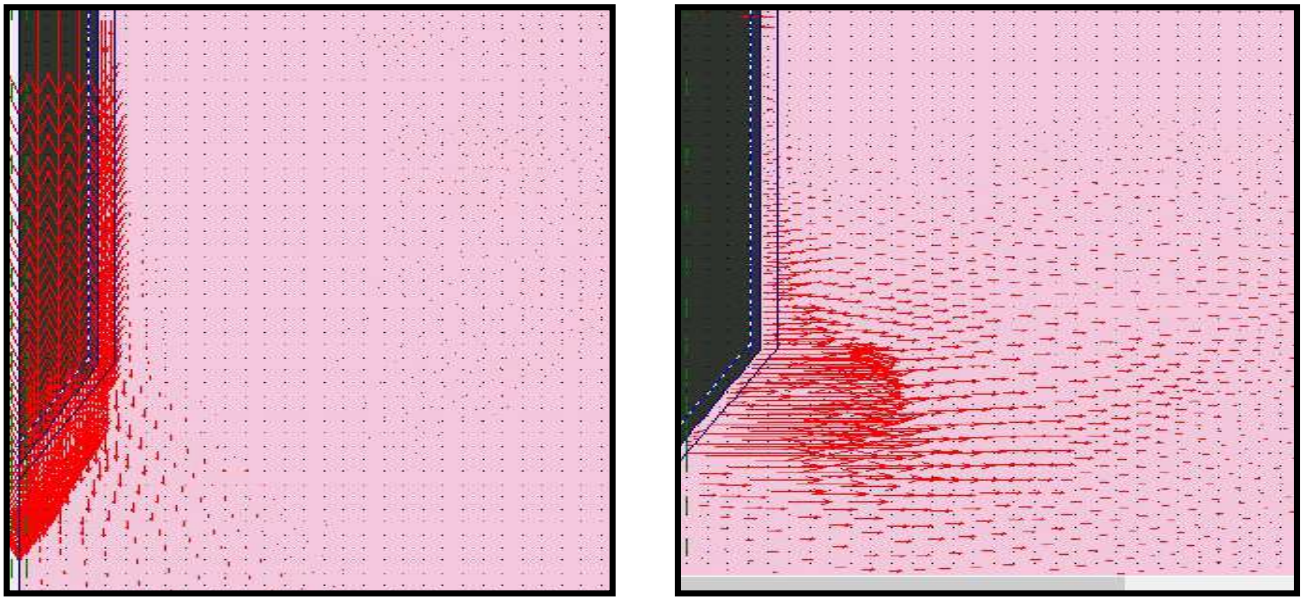


Figure 2 .9 : la sélection des points pour la courbe



(a) (b)

Figure 2 .10 déplacement vertical (a) et horizontal (b) à tous les nœuds

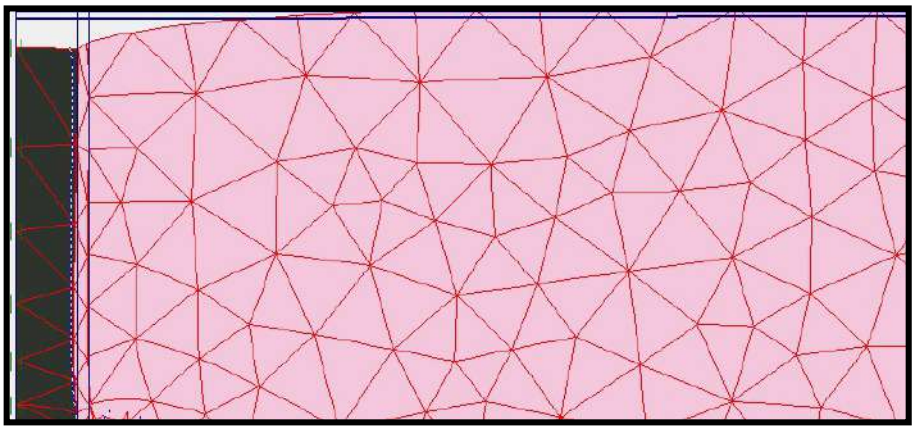


Figure 2 .11 : maillage par éléments finis sous forme déformée

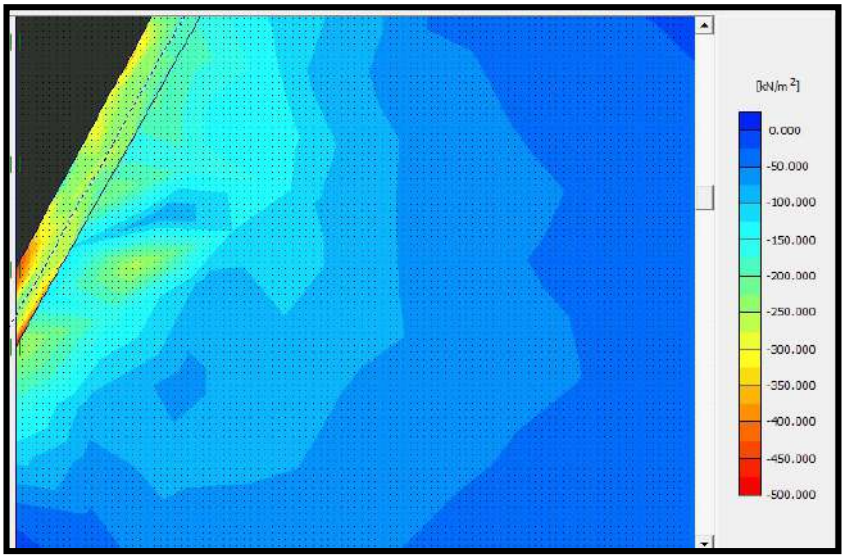


Figure 2.12 : Contraintes effectives

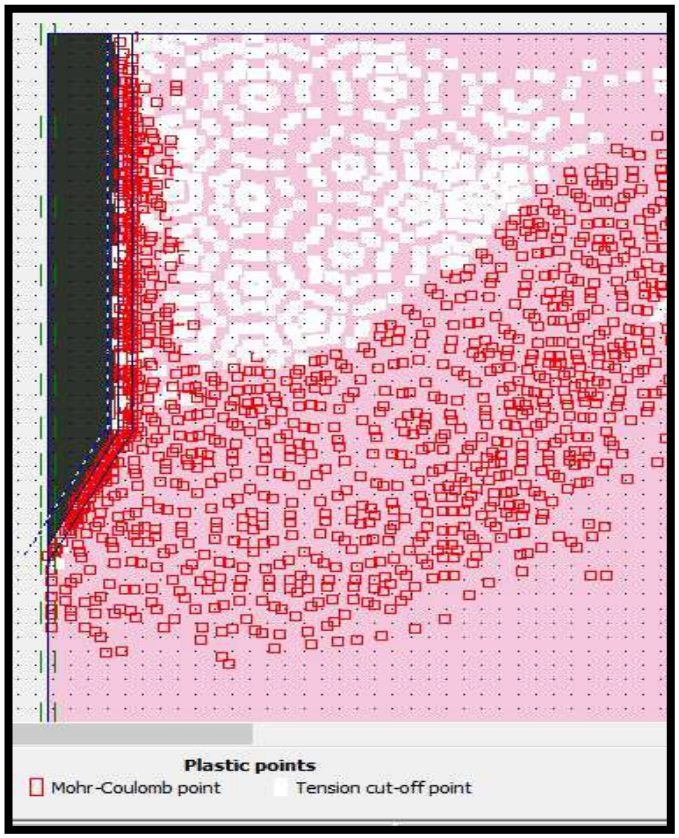


Figure 2.13 : la zone plastique

On présentera les valeurs de la résistance en pointe qc sous formes de courbes.

Les résultats pour une Interface lisse :

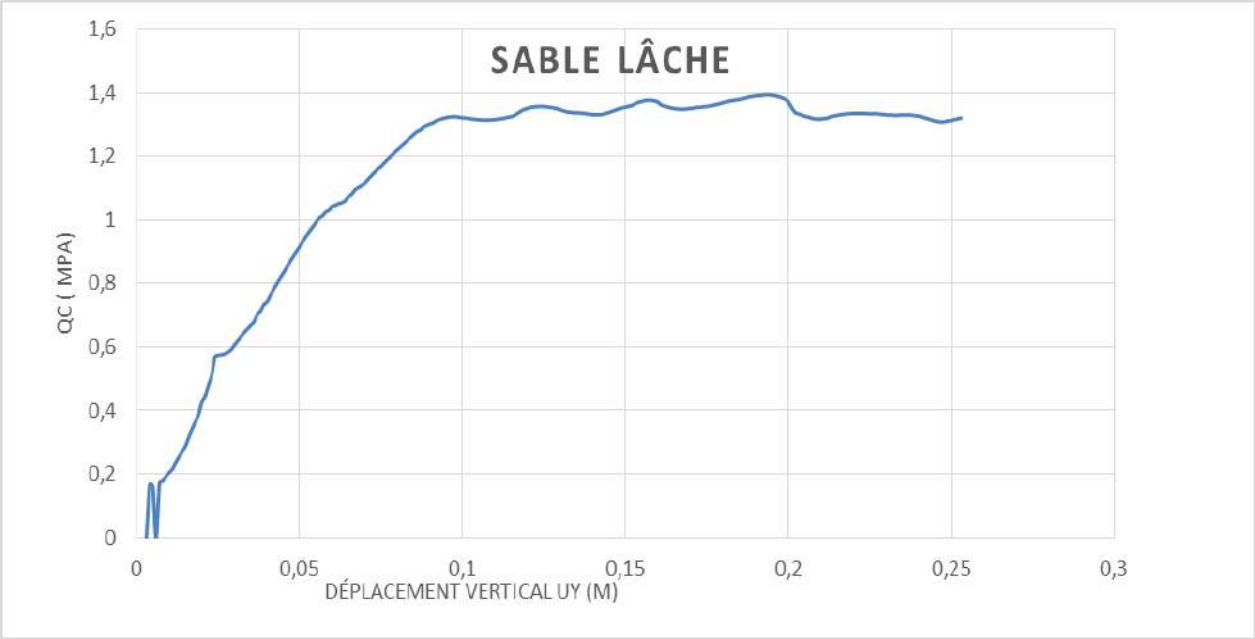


Figure 2.14 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de la pénétration. (Sable lâche)

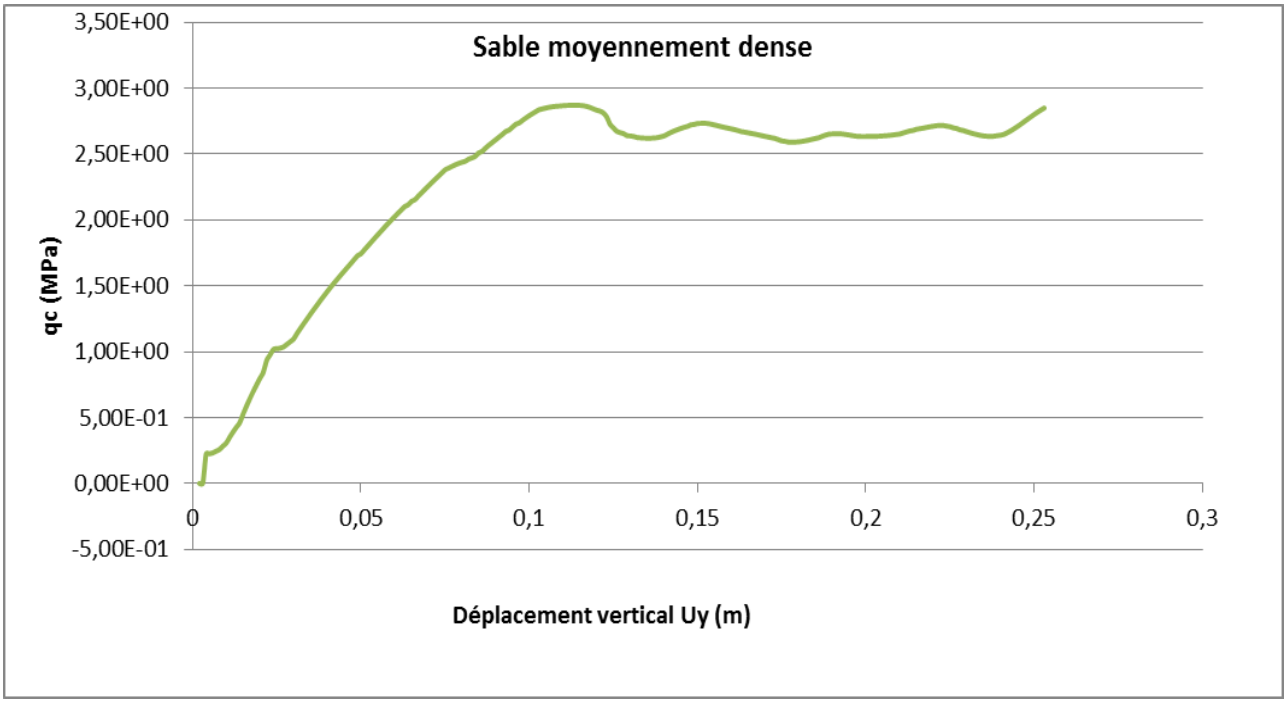


Figure 2.15 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration. (Sable moyennement dense)

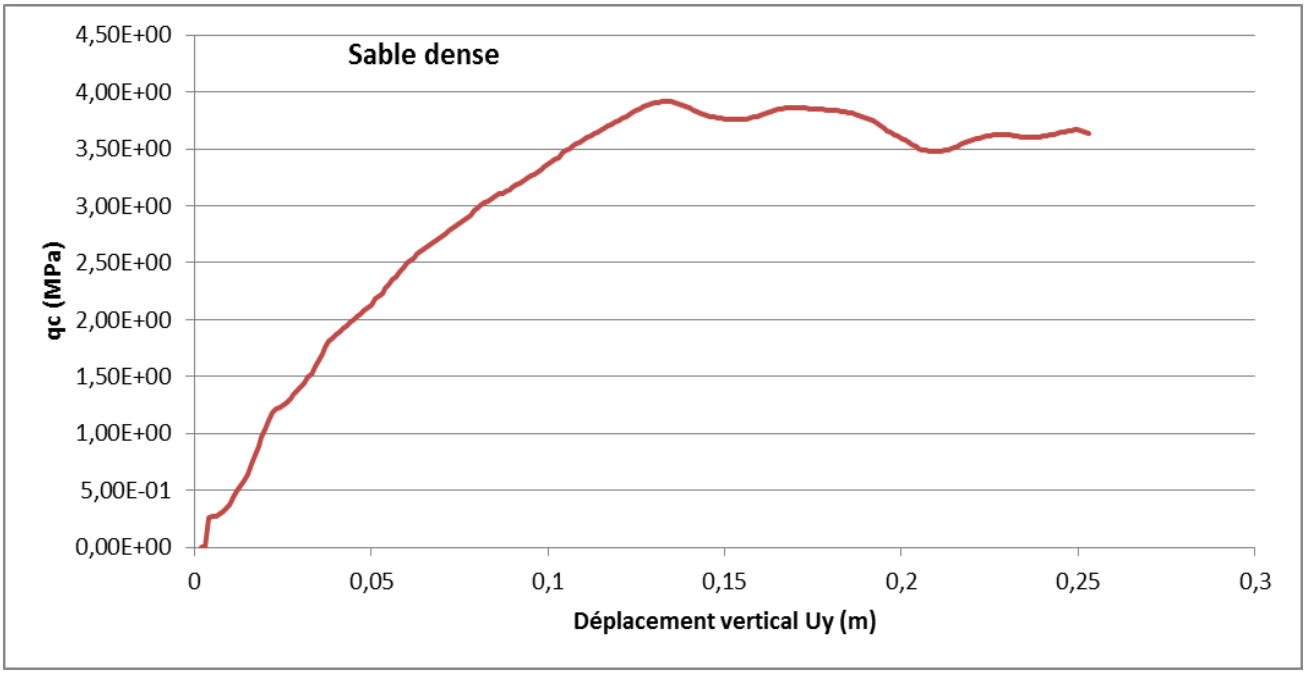


Figure 2.16 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration. (Sable dense)

La résistance en pointe qc pour les trois types de sables avec Interface lisse **sont** :

- Sable lâche qc= **1.4 MPA**
- Sable moyennement dense $\mathbf{q_c}$**= 2.8 MPA**
- Sable dense qc= **4 MPA**

Les résultats pour une Interface rugueuse

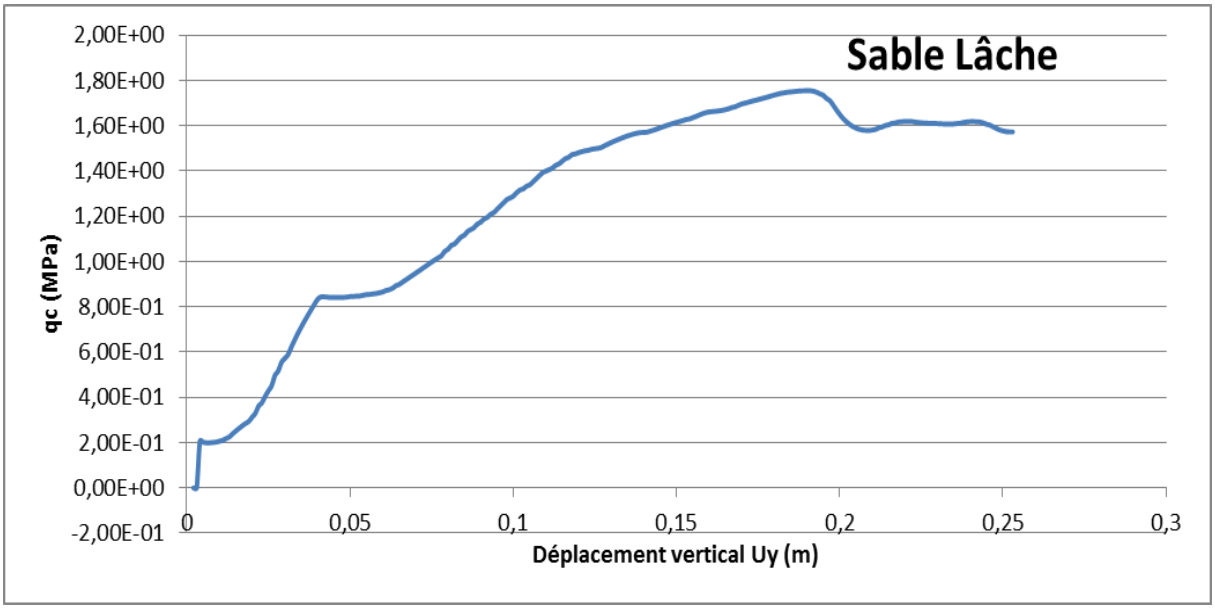


Figure 2.17 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de la pénétration. (Sable lâche)

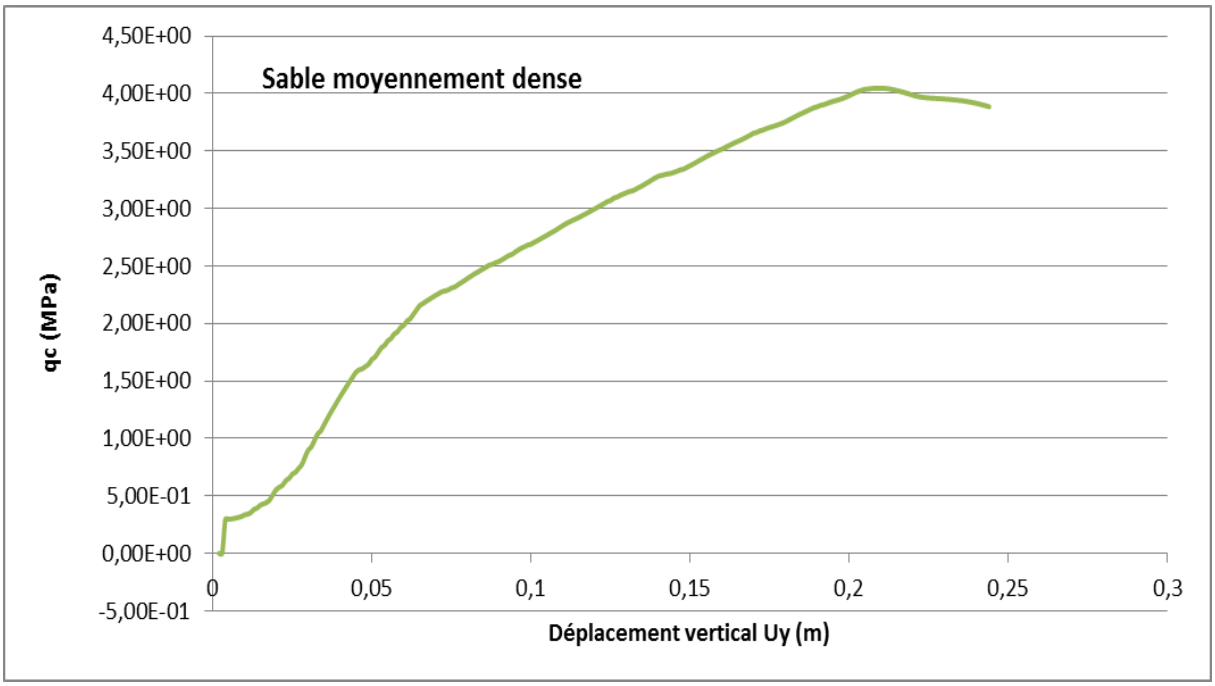


Figure 2.18 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration. (Sable moyennement dense)

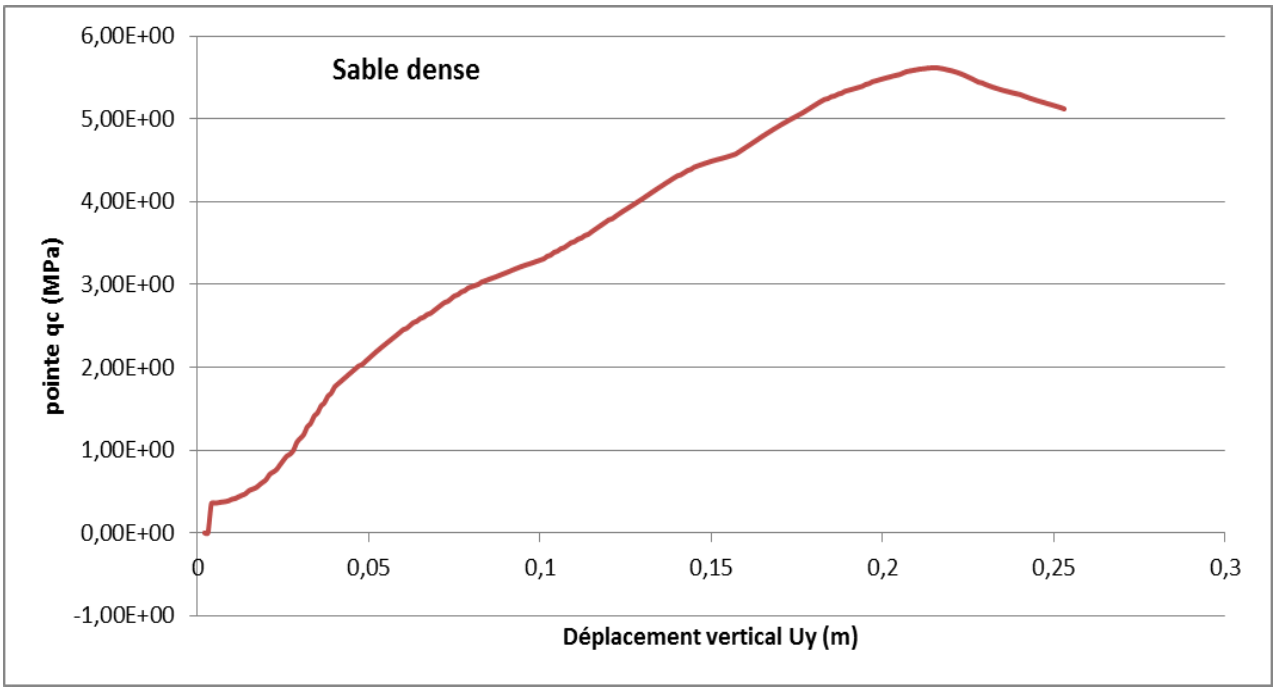


Figure 2.19 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration. (Sable dense)

La résistance en pointe $\mathbf{q_c}$ pour les trois types de sables avec Interface rugueuse sont :

- Sable lâche qc= **1.8 MPA**
- Sable moyennement dense $\mathbf{q_c}$**= 4.1 MPA**
- Sable dense qc= **5.8 MPA**

2.9 CONCLUSION

Les résultats précédents ont permis de trouver que la valeur de la résistance en pointe $\mathbf{q_c}$ varie entre les trois types de sable. Cette variation est importante pour les sables denses et diminue avec la nature du sable. Les caractères mécaniques jouent un roll important dans cette variation

Pour ce qui est de l'effet des interfaces, la résistance en pointe est importante pour les interfaces rugueuses et diminue légèrement pour les interfaces lisses .

ETUDE DE FACTEUR CONE N_K

3 .1 Etude de facteur de cône Nk :

Dans le cas des sables, le facteur du cône peut être déduit analytiquement comme suit :

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{S_u}$$

$S_u = \tau_{ult}$: Résistance au cisaillement

$\tau_{ult} = C_u + \sigma tg\varphi$

Sol Sableux : C_U=0: il vient

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} \times tg\varphi}$$

Dans le chapitre précédent on a vu que la résistance en pointe qc pour les trois types de sables avec Interface rugueuse sont :

- Sable lâche q_c= 1.8 MPA
- Sable moyennement dense q_c= 4.1 MPA
- Sable dense q_c= 5.8 MPA

Premièrement on calcule la contrainte initiale pour chaque type de sable :

Tableau 3.1 Les valeurs de σ_{v0} de chaque sable

Type de sable	*Sable lâche*	*Sable moyen*	*Sable dense*
σ_{v0} *Avec(h=700mm)*	10.15 KPA	11.2 KPA	12.25 KPA

Tableau 3.2 Les valeurs de $tg\varphi$ de chaque sable

Type de sable	*Sable lâche*	*Sable moyen*	*Sable dense*
$tg\varphi$	0.624	0.781	0.830

Le tableau suivant présente la valeur de facteur de cône Nk pour chaque type de sable :

Tableau 3.3 les valeurs de N_k de chaque sable

Type de sable	*Sable lâche*	*Sable moyen*	*Sable dense*
q_c	1.8 MPA	4.1 MPA	5.8 MPA
N_k	283	467	834

Donc on conclut que les valeurs moyennes du facteur de cône pour les trois types de sables sont :

- Sable lâche N_k =283
- Sable moyennement dense N_k =467
- Sable très dense N_k =834

3.2 Effet de l'indice de rigidité (I_r) sur le facteur de cône N_k :

Le sable est caractérisé par un indice de rigidité **Ir** tel que :

$$Ir = \frac{G}{\tau_{ult}}$$

Pour le cas d'un sol sableux (c=0) l'indice de rigidité devient :

$$Ir = \frac{G}{\sigma_{v0} \times tg\varphi_r} ; G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

G : Le module de cisaillement généralement exprimé en GPA

E : Module de Young (Voir Chapitre 2)

On calcule Le module de cisaillement pour chaque type de sable :

Tableau 3.4 les valeurs de G de chaque sable

Type de sable	**Sable lâche**	**Sable moyen**	**Sable dense**
G (MPA)	10.41	11.53	13.70

Tableau 3.5 les valeurs de Ir de chaque sable

Type de sable	*Sable lâche*	*Sable moyen*	*Sable dense*
q_c	1.8 MPA	4.1 MPA	5.8 MPA
N_k	283	467	834
Ir	1600	1774	2108

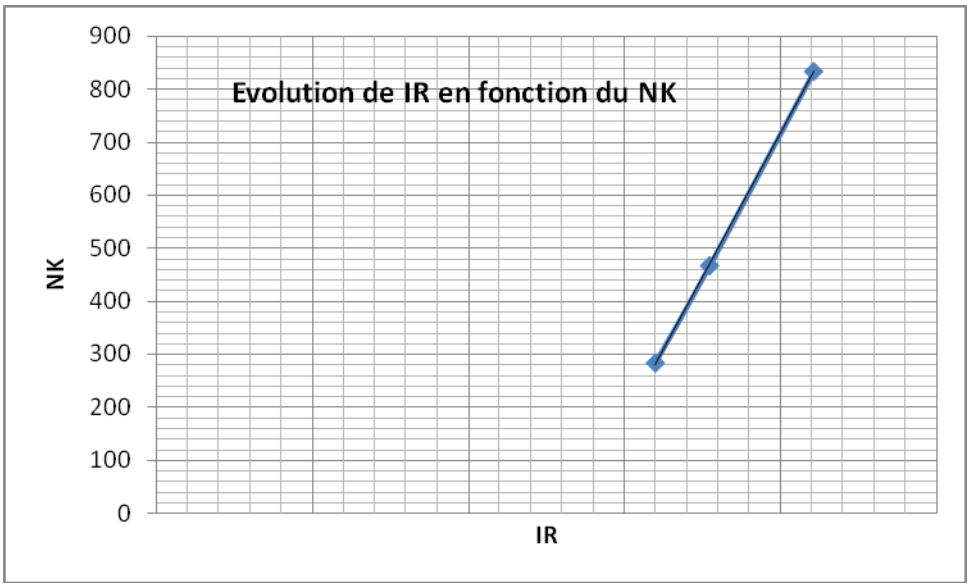


Figure 3.1: Evolution de l'indice de rigidité en fonction du facteur de cône

3.3 Effet de l'indice de rigidité, Ir sur le facteur de cône N_k

Une corrélation a été proposée (Teh et Houlsby, 1991) :

$N_K = 1{,}25 + 1{,}84 \ln (G / su)$

Abu-Farsakh et coll. (2003) ont étudié de manière similaire. Ils ont observé que Nk augmentait linéairement avec la valeur ln (G / su) et les résultats sont présentés dans
la figure 3.2
Abu-Farsakh (1997) a utilisé un système élasto-plastique pour la consolidation des argiles saturées. [1 5]

$N_k = 2{,}45 + 1{,}80 \ln (G / su) - 2{,}1 \Delta$

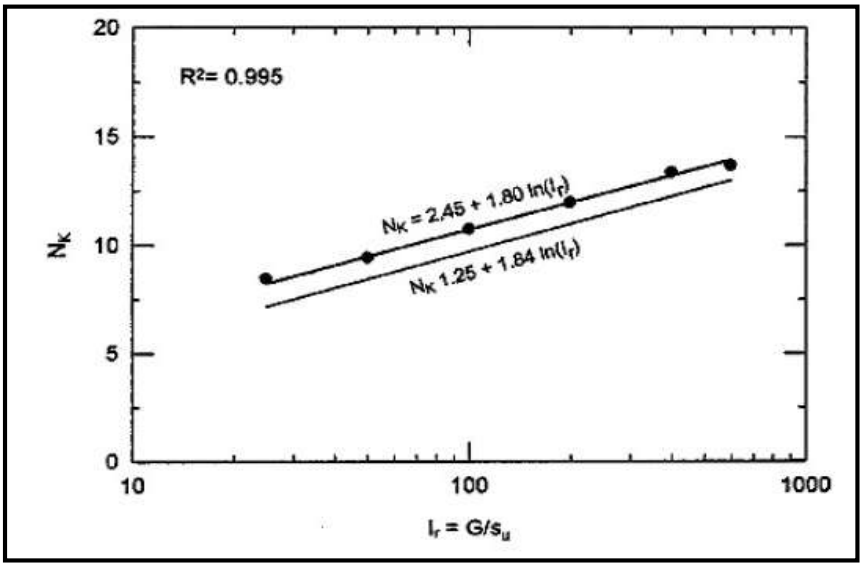


Figure 3.2 : Effet de l'indice de rigidité, Ir sur le facteur de cône N_k (d'après Abu-Farsakh et al.2003)

3.4 Conclusion :

Le facteur du cône $\mathbf{N_k}$ est lié à la résistance en pointe $\mathbf{q_c}$, la contrainte initiale et l'angle de frottement pour chaque type de sable.
Des corrélations ont été proposées par Abu-Farsakh et Coll. (2003)
Ils ont observé que $\mathbf{N_k}$ augmentait linéairement avec la valeur de l'indice de rigidité $\mathbf{I_r}$.

INTERPRETATION DES RESULTATS

4.1 INTERPRETATION DES RESULTATS

La pénétration d'un cône dans le sol consiste à pousser le cône dans le sol environnant vers le bas et sur les côtés. Le processus peut être clairement compris en regardant la déformation de maillage et le champ de déplacement dans le sol autour de pénétromètre, comme indiqué sur la Figure 4.1 :

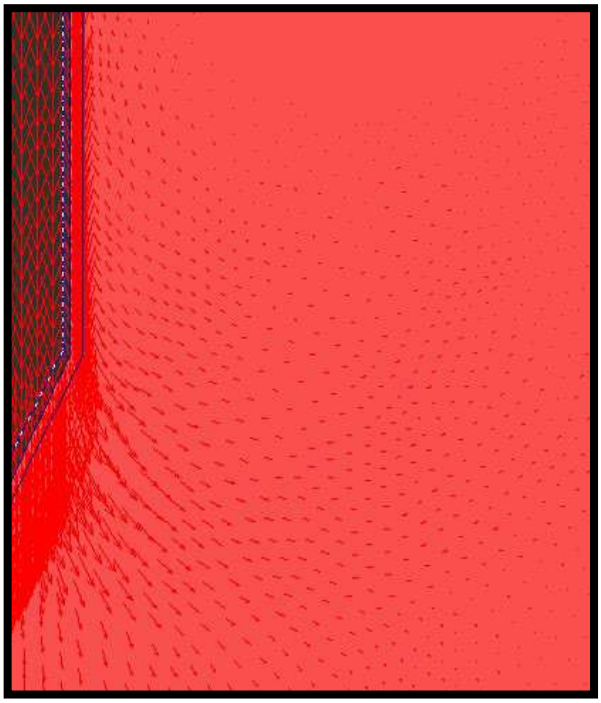


Figure 4.1 : le déplacement total

On peut voir que les particules des sols sur l'axe de symétrie ce déplacement uniquement verticalement vers le bas, tandis que les particules des sols en contact avec la surface du cône sont également poussées latéralement. De la pointe du cône à l'arbre. Le déplacement horizontal maximum est contrôlé par le diamètre de la tige du pénétromètre.

Les composantes de déplacement vertical existent en raison de la surface inclinée du cône et le frottement d'interface. La zone plastique s'agrandit et se déplace vers le bas au fur à mesure que le cône est inséré dans le sol. Il cesse de croître une fois le cône atteint la profondeur de pénétration en régime permanent.

Cette profondeur est atteinte plus tôt pour les cas où la taille du la zone en plastique est stable et plus petite.

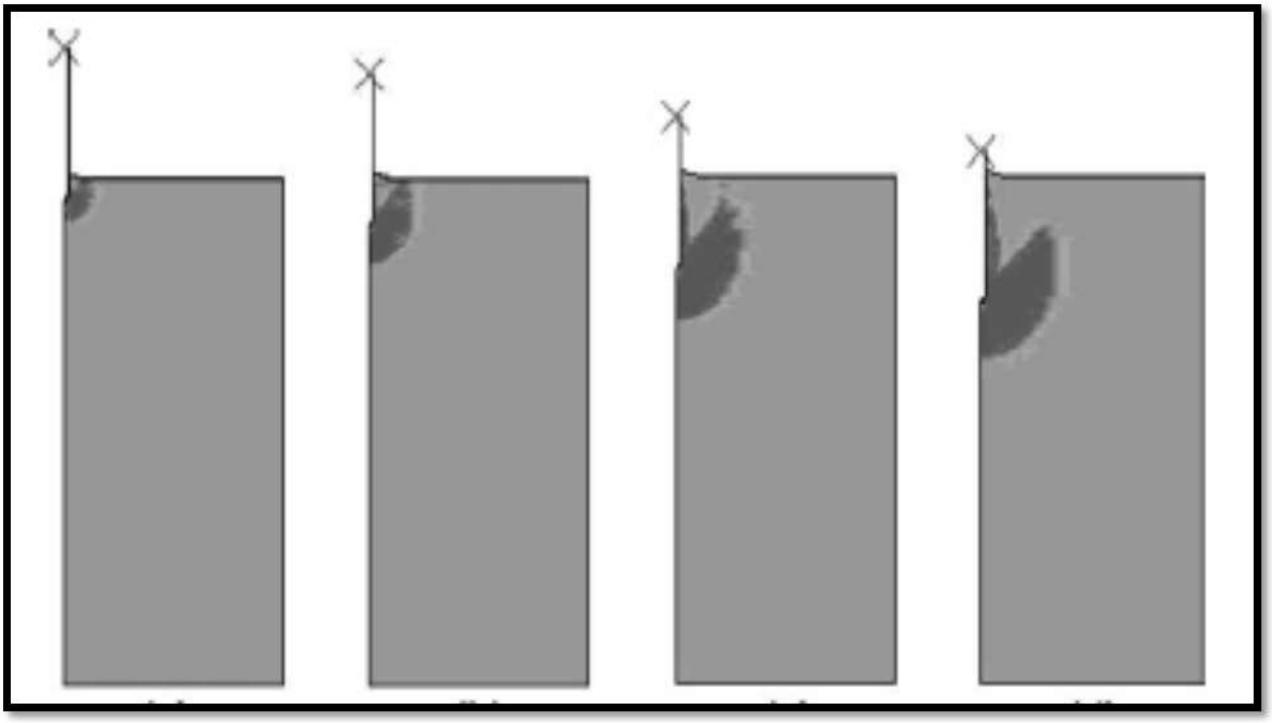


Figure 4.2 : Tracés de la zone plastique à différentes profondeurs de pénétration [16]

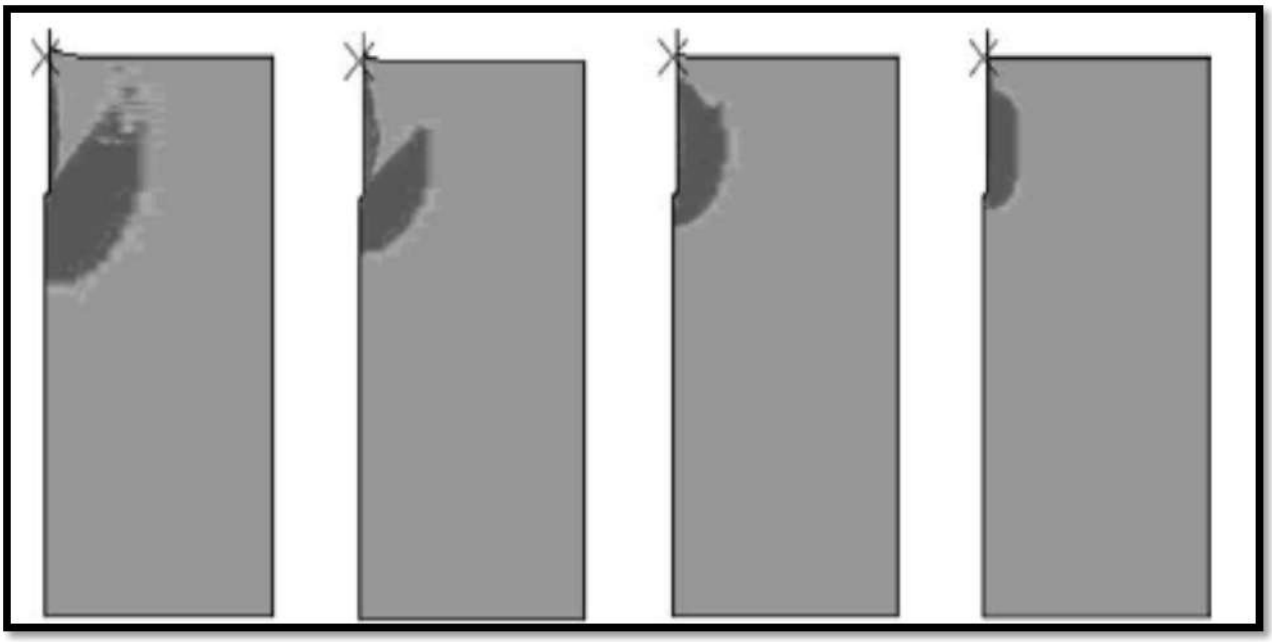


Figure 4.3 : Tracés de la zone plastique à l'état stationnaire [16]

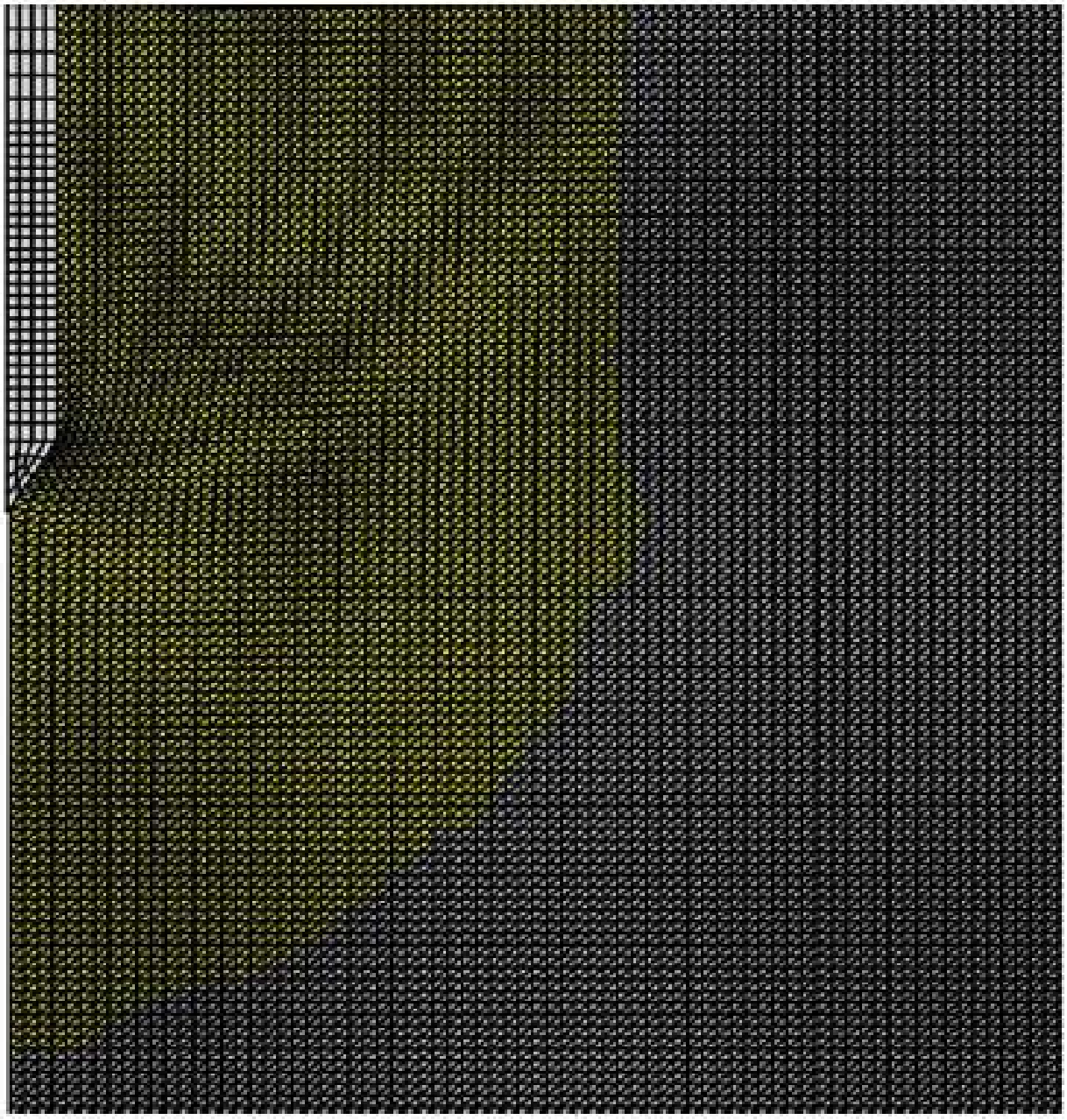


Figure 4.4 : La zone de la région plastique autour du cône

4.2 ÉVOLUTION DE LA RESISTANCE DU CONE ET FROTTEMENT D'INTERFACE

La résistance en pointe **qc** lors de la pénétration, obtenue à partir des calculs numériques, représente la résistance en pointe **qc** agissant sur le pénétromètre. Cette résistance totale, est égale à la somme de la résistance sur le cône, Fc, et la force de frottement sur l'arbre fs

Les résultats numériques sont affichés pour l'évolution de la résistance en pointe qc obtenue pour différents l'interface (sol - tige) .

Deux phases peuvent être observées dans ces courbes d'évolution :

La première phase correspond à une variation non linéaire de qc lorsque la profondeur de pénétration z augmente. L'interface n'a qu'une influence mineure pendant cette phase transitoire.

La deuxième phase commence à une profondeur critique z_c de pénétration, caractérise par une augmentation presque linéaire de la résistance en pointe avec z_c.

Plus l'interface est importante, plus l'augmentation de la résistance en pointe est rapide.

Il est à noter que la résistance en pointe reste presque constante pour (l'interface est importante) Par conséquent, la deuxième phase correspond à ce que l'on appelle le régime permanent. [1 6]

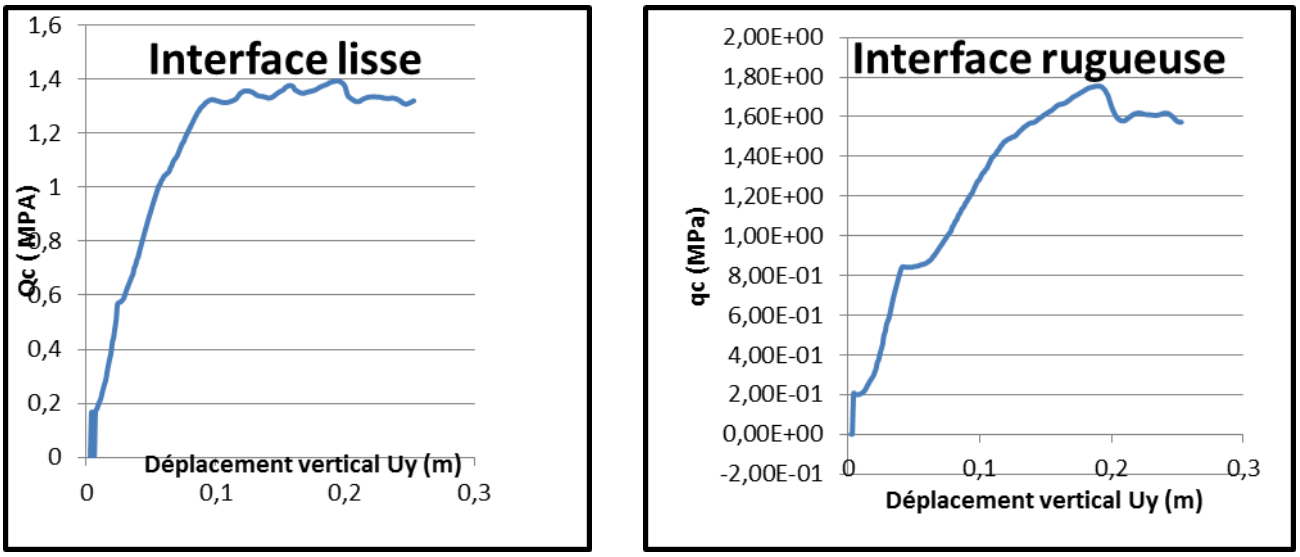


Figure 4.5 : Evolution de la résistance en pointe qc pour diverses l'interface

A partir d'une profondeur donnée Zc la résistance pénétrométrique est constante et la courbe de chargement demeure constante. C'est d'ailleurs à partir de cette même profondeur qu'on a pu déterminé la résistance en pointe pénétrométrique qc. [7]

La résistance du cône est influencée par des nombreux facteurs, y compris l'état de contrainte du sol, le module de cisaillement du sol, l'angle de frottement et l'angle de dilatation du sol.

4.3 FACTEUR DE CONE NK

La résistance au cisaillement non drainée **(su**) est un paramètre du sol qui décrit la capacité de sol et dépend de mode de rupture de cisaillement du sol, de l'anisotropie du sol

Les propriétés du sol peuvent être déterminées par plusieurs approches. Tels que des essais de laboratoire ou des essais in-situ, tels que l'essai de pénétration de cône et piézocône (CPT, CPTU), peuvent fournir des résultats plus fiables que des essais de laboratoire pour évaluer les propriétés de résistance réelle du sol

Plusieurs corrélations ont été développées pour prédire **Su** en fonction de différentes approches. (Par exemple, Robertson, 2009), Les corrélations empiriques donnent une meilleure estimation de **su.**

Les méthodes théoriques les plus courantes sont la méthode de la capacité portante (BCM), Méthode d'expansion de la cavité (CEM), méthode du trajet de déformation (SPM) et méthodes des éléments finis (FEM)

(Huang et al., 2004). Certains chercheurs ont combiné ces approches, comme (Abu-Farsakh et coll. 2003) (Yu et Whittle, 1999) (Salgado et al.1997), (Lunne et Kleven 1981) ont développé l'équation : $su = (qc - \sigma vo) / Nk$

Les valeurs théoriques du facteur de cône présentent certaines limites. Presque toutes les méthodes théoriques font des hypothèses simplificatrices sur l'état du sol, les conditions aux limites du sol :

Su : est la résistance au cisaillement non drainée,

qc : est la résistance au cône,

σ_{v0} : est la pression de surcharge à la profondeur de pénétration

Nk : est le facteur de cône.

Aucune valeur unique du Nk ne couvre tous les types sable, comme l'ont démontré Lunne et al (1976)

Jamiolkowski et al (1982) ont montré que Nk dépend de l'indice de plasticité. Bjerrum (1972) a proposé des facteurs de correction en termes de contraintes total, tandis qu'Otoko (1987) a proposé une correction empirique en termes de contraintes effectives.

Des facteurs de cône typiques (Nk) ont été obtenus pour divers types de sols. Lunne et Kleven (1981) et Jorss (1998) ont recommandé l'utilisation de Nk de 15 et 20 respectivement, tandis que Gebreselassie (2003) a proposé des valeurs allant de 7,6 à 28,4, Chen (2001) a proposé des valeurs variantes entre 5 et 12 et Bowles (1995) valeurs proposées jusqu'à 70. Par conséquent, il faut prendre soin d'utiliser ces valeurs Nk, sauf s'il existe des expériences sur des types de sol et des conditions géologiques similaires.

Les propositions disponibles pour les valeurs de Nk pour divers sols comprennent l'utilisation de la pression interstitielle (Lunne et al 1985)

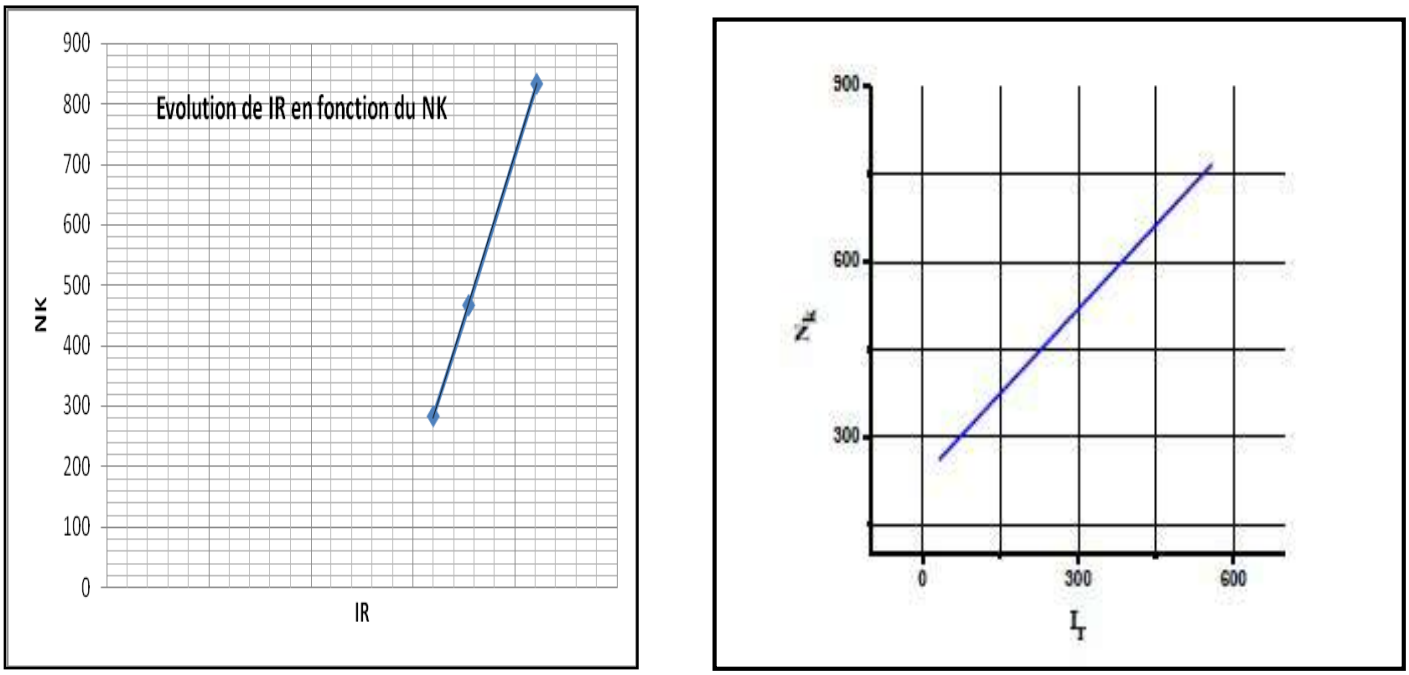
Hong et al (2010) ; qui a également été utilisé dans d'autres domaines de la géotechnique, tels que la classification des sols (Fellenius 1997, prévision de la capacité des pieux (Mahler, 2007). [1 7]

Différentes valeurs de Nk pour des argiles sont résumées dans le tableau 1 ci-dessous.

Tableau 4.1 : Valeurs des Nk recommandées pour différents types de sol

S/NO	REFERENCE	N_k VALUES
1	Aas et al 1986	8-16
2	Rad and Lunne (1988)	8-29
3	La Rochelle et al (1988)	11-18
4	Karlsrud (1996)	6-15
5	Powell and Quaterman (1988)	10-20
6	Hong et al (2010)	7-20
7	Almeida et al (2010)	4-16
8	Lunne et al (1985)	1-13
9	Senneset et al (1982)	6-12
10	Hong et al (2010)	3-18
11	Karlsrud (1996)	2-10
12	Joseph Bowels	5-70

Les études relatives à la variation du facteur du cône avec lindice de rigidité sont très rares. Dans notre cas on n'a pas pu trouver des références qui traitent ce sujet. À cet effet ; on propose d'apprécier les résultats qu'on a trouver avec ceux d'un travail effectuer à l'université de Blida [7] afin d'avoir une idée sur l'allure de la variation et l'ordre de grandeur;



(a) (b)

Figure : 4.6 : Evolution de l'indice de rigidité en fonction du facteur de cône (Cas des sables)

(a)= résultats qu'on a trouver (b)= thèse de bofrina [7]

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'analyse théorique de l'essai de pénétration statique à l'aide des méthodes numériques et, notamment, des éléments finis, a permis de réaliser des progrès importants dans la compréhension du fonctionnement des fondations superficielles. Le processus de pénétration être modélisée, Il a été démontré que des états d'équilibre peuvent être observés après une période transitoire de pénétration.

la modélisation par éléments finis ne fournira une aide fiable à l'ingénieur que si de réels progrès sont réalisés conjointement :

- dans la caractérisation du comportement des sols saturés et non saturés (rhéologie, essais de laboratoire) ;
- dans la détermination des paramètres des lois de comportement ;
- dans l'instrumentation et dans la réalisation de l'essai CPT.

Une étude numérique de l'essai de pénétration statique par la méthode des éléments finis a été menée en vue la résistance en pointe q_c en simulant le cône comme élément rigide pénétrant le sol avec un déplacements de 0.5 m .

- Le sol autour du cône est poussé vers le bas et vers l'extérieur pour accueillir le pénétromètre. Le déplacement horizontal des particules du sol autour du cône est contrôlé par la taille du pénétromètre, alors que le déplacement vertical dépend des propriétés élastiques du sol,
- Les études paramétriques montrent que la résistance en pointe q_c influencée par des propriétés de déformation (comme le module de cisaillement et l'angle de dilatation) que par des paramètres de résistance au cisaillement (comme angle de frottement).
- à partir d'une profondeur donnée Zc la résistance pénétrométrique est constante et la courbe de chargement demeure constante. C'est d'ailleurs à partie de cette même profondeur qu'on a pu déterminé la résistance en pointe qc.

- Le facteurs de cône typiques(Nk) ont été obtenu pour divers types de sols ,Abu-Farsakh et Coll. (2003) Ils ont observé que $\mathbf{N_k}$ augmentait linéairement avec la valeur de l'indice de rigidité $\mathbf{I_r}$

- On a pu attribuer à chaque type de sable un facteur de cône N_K dépendant de la contrainte verticale initiale et de la résistance pénétrométrique et de l'angle de frottement pour un sol sableux ,ce facteur vaut :

  283 : pour un sable lâche

  467 : pour un sable de moyenne densité

  834 : pour un sable dense

REFERENCES BIBIOGRAPHIQUE

REFERENCES BIBIOGRAPHIQUE

[1] : Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, 3rd Edition, 2010, Robertson P.K., and K.L. Cabal.

[2]**:** ASTM D5778, Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils

[3]: Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, 1997, Lunne, T., P.K. Robertson, and J.J.M Powell.

[4]: THE CONE PENETRATION TEST IN UNSATURATED SANDS Mohammad Pournaghiazar Octobre 2011

[5] : LE PENETROMETRE STATIQUE Essais CPT & CPTU Michel KHATIB Edition 2015

[6] : Collection L'ESSENTIEL - Le pénétromètre statique – Edition 2015

[7] : Boufrina Tawfik (2012), «Modélisation numérique de l'essai de pénétration statique en vue de l'analyse du comportement des fondations superficielles », Mémoire de magister, Université de Blida.

[8] : Modelling the Cone Penetration Test in sand using Cavity Expansion and Arbitrary Lagrangian Eulerian Finite Element Methods

[9] : Simulation of the cone penetration test: discrete and continuum Approaches *2016 Australian Geomechanics Society, Sydney, Australia,*

[10] : Interpretation of cone penetration tests — a unified approach P.K. Robertson November 2009

[11]**:** INTERPRETATION OF CONE PENETRATION TESTS IN COHESIVE SOILS

By Kwang Kyun Kim Graduate Research Assistant Purdue University West Lafayette, Indiana December 2006

[12] : Some Useful Numbers on the Engineering Properties of Materials (Geologic and Otherwise) GEOL 615

[1 3]：MODELLING THE CONE PENETRATION TEST BY THE
FINITE ELEMENT METHOD Darius MARKAUSKAS, Rimantas KAČIANAUSKAS, Marijonas ŠUKŠT Vilnius Gediminas Technical University 2002

[1 4] Manuel de Logiciel PLAXIS.

[1 5]：Hossain, Md Imran, "Evaluation of Undrained Shear Strength and Soil Classification from Cone Penetration Test" (2018). *LSU*
Master's Theses. 4790.

[1 6Finite element analysis of cone penetration in cohesionless soil
W. Huang et al 6 September 2004

[1 7]：Empirical Cone Factor for Estimation of UndrainedShearStrength ，
George R. Otoko

[1 9] **MECANIQUE DES SOLS** THEORIE ET PRATIQUE

VINCENT ROBITAILLE, DENIS TREMBLAY 2003