République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'**E**nseignement **S**upérieur et de la **R**echerche **S**cientifique
جامعة الدكتور يحي فارس بالمدية
Université **D**r. **Y**ahia **F**arès de **M**édéa
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des **S**ciences et de la **T**echnologie



Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master
Spécialité : **Génie Civil**
Option : **Génie Géotechnique**

THEME

CORRELATION ENTRE LES PARAMETRES GEOTECHNIQUE ET LA RESISTANCE DE POINTE DE L'ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE SUR UN SOL ALGERIEN

Présenté par

- **ABDERRAHMANE Soumia.**
- **LAISSAOUI Hanane.**

Proposé et dirigé par :

- **Mme : MIR Mouna.**

JUIN 2013



REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH le clément et le miséricordieux pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donnés du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous adressons nos remerciements à notre promotrice :
Mme« MIR Mouna », pour l'encadrement de ce mémoire pour ses critiques constructives, et la confiance qu'elle nous a accordé.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants de département de génie civil de l'université de Médéa, et tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont participé de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Sommaire

RESUME ……..I

LISTE DES FIGURES ……...IV

LISTE DES TABLEAUX ……VI

INTRODUCTION GENERAL…….VII

PLAN DE TRAVAIL……IX

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I .1 Généralité……...1

I.1-1 Les essais in-situ……1

I.1-1-1 L'essai de pénétration au carottier SPT……....1

I.1-1-1-A Généralités……..1

I.1-1-1-B Réalisation pratique de l'essai……...2

I.1-1-1-C Exploitation des résultats des essais SPT……...4

I.1-1-2 Pénétromètre statique.....5

I.1 -1-2-A Généralités……5

I.1-1-2-B Réalisation pratique de l'essai……...6

- ❖ Fonçage dans le terrain……...7
- ❖ Mesure de la résistance de pointe……7

I.1-1-3 Essai au scissomètre de chantier ……..8

I.1-1-3-A Définition ……....8

I .1-1-3-B Principe de l'essai ……..…9

I.1-1-3-C Interprétation de l'essai ……10

I.1-1-3-D Critique et utilisation de l'essai ……...10

I.1-1-4 Essai pressiométrique Ménard ……12

I.1-1-4-A Principe de l'essai pressiométrique Ménard ……12

❖ Conception du pressiomètre ……...12

- Sonde pressiométrique ……...12

- Contrôleur pression-volume ou CPV ……....14

❖ Réalisation de l'essai d'expansion ……..15

I.1-1-5 Pénétromètre dynamique DPT ……17

I.1-1-5-A Généralités ……17

I.1-1-5-B : But de l'essai de pénétration dynamique ……18

I.1-1-5-C: Historique de l'essai DPT ……18

❖ La formule des Hollandais ……18

I .1-1-5-D: domaine d'utilisation de l'essai DPT ……...20

I. 1-1-5-E : Principe de l'essai DPT ……21

I. 1-1-5-F: Les types d'essai DPT……24

I. 1-1-5-I: DPT en ALGERIE ……29

I.1-2 : Les essais au laboratoire ……...30

I.1- 2-1 : Les essais mécaniques ……31

I.1- 2-1-1 : Essai de cisaillement ……31

A)- Détermination des paramètres 'c' et ' φ ' en laboratoire ……31

❖ Essai de cisaillement direct ……..31
- Définition ……31
- Principe de l'essai de cisaillement direct ……..32

❖ Essai triaxial ……32

B) - Les types d'essai de cisaillement ……34

❖ L'essai CD ……...34
❖ L'essai UU ……...34
❖ L'essai CU ……...34

C)- Les inconvénients de l'essai de cisaillement ……...34

D)- Les avantages de l'essai de cisaillement ……34

I.1-2-1-2 : L'essai de compressibilité à l'oedomètre ……..34

I.1-2-1-3 : L'essai Proctor (CBR) ……..35

I. 1-2-2 : Les essais d'identification ……..35

I.1-2-2-1 : Les limites de consistance (limites d'Atterberg) ……..35

A)-Détermination de la limite de liquidité ……35

❖ Méthode de la coupelle de Casagrande ……....36
Méthode de pénétromètre au cône ……...37
❖

B)-Détermination de la limite de plasticité ……37

❖ Principe de l'essai ……37

C)-Indice de plasticité ……..37

D)-Classification des sols fins à partir les limites d'Atterberg ……....37

I.1-3 : La corrélation en géotechnique 38

I.1-3-1 : Définition ……38

I. 1-3-2 : But et importance des corrélations en géotechnique……39

I.1-3-3 : Corrélation scissomètre – pénétromètre statique ……..41

I.1-3-4 : Corrélation pénétromètre statique- pénétromètre dynamique……..44

I. 1-3-5 : Corrélations entre plusieurs essais in situ : (Scissomètre, DPT, CPT et SPT) ……..46

I. 1-3-6: Corrélation entre la cohésion non drainée 'Cu' et la résistance dynamique totale 'Rd' ……..49

I. 1-3-7 : Corrélation entre l'angle de frottement interne 'φ' et l'indice de plasticité 'I_P' ……49

I.1-3-8 : Corrélation : résistance de pointe – Taux de compactage ……50

I.1-3-9 : Corrélation entre la résistance a la pointe q_c , la teneur en eau ω et l'indice de compressibilité C_c…… …….51

I.1-4 : Conclusion ……..52

CHAPITRE II : MISE AU POINTE DE LA BASE DES DONNEES

II-1- Introduction ……..53

II-2- Source des données……54

II-3- Implantation des sites étudiés ……..54

- ❖ Des sondages de reconnaissance ……55
- ❖ Des sondages pressiométriques ……55
- ❖ Essai de pénétration dynamique ……..55
- ❖ Essai SPT (Standard Pénétration Test) ……55
- ❖ Essai de laboratoire ……..55

1)- Détermination des caractéristiques physiques du sol ……....56

2)- Détermination des caractéristiques mécaniques …….....56

3)- Analyse chimique du sol ……..56

II-4- Base de données ……56

II-5-Données pénétrométriques ……..……..60

II-6- Conclusion ……...60

CHAPITRE III : ETUDE DE CORRELATION ET ANALYSE STATISTIQUE

III-1 : Intérêt des corrélations ……61

III. 2 : Méthode d'estimation statistique des caractéristiques

géotechniques ……62

III.2.1 : Etude de la distribution des mesures ……62

a) Etablissement de l'histogramme ……....62
b) calcul de la moyenne empirique ……62
c) Ajustement de l'histogramme sur une loi de probabilité connue……63

III-3- Corrélations entre paramètres ……..64

III. 3.1: Corrélation entre la résistance à la pointe (q_d) et cohésion drainée (C')
……65

III.3.2 : Corrélation entre la résistance à la pointe (q_d) et l'angle de frottement drainée (φ') ……...66

III. 3.3 : Corrélation entre la résistance à la pointe (q_d) et cohésion non drainée (C_u) …….. …….67

III.3.4 : Corrélation entre la résistance à la pointe (q_d) et poids volumique (γ_d) ……...69

III.3.5 : Corrélation entre l'angle de frottement non drainée (φ_u) et la résistance à la pointe (q_d) ……...71

III.3.6 : Corrélation entre la teneur en eau (ω) et l'indice de vide (e) ……..72

III.3.7 : Corrélation entre Indice de plasticité (I_p) et l'angle de frottement (φ_u)……73

III .3.8 : Corrélation entre la cohésion non drainée (C_u) et la profondeur(Z) ……...75

III .4: Conclusion ……...76

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE……...78

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 : Les types des pénétromètres dynamiques.

Tableau I. 2 : Rapport entre q_d, q_c, P_L, et E_M selon la nature et des sols .

Tableau I. 3 : Corrélation entre q_c , ω et C_c .

Tableau II. 1 : Tableau récapitulatif.

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Schéma du principe du SPT

Figure I. 2 : Profil de pénétration au SPT

Figure I. 3 : Schéma de principe du pénétromètre statique

Figure I. 4: Mise en œuvre du pénétromètre statique à partir d'un camion lesté

Figure I. 5: Profil de pénétration statique

Figure I. 6: Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier

Figure I. 7: Profil d'essai au scissomètre de chantier

Figure I. 8: Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard

Figure I. 9: Deux types de sonde pressiométriques Ménard

Figure I. 10: Contrôleur Pression -volume

Figure I. 11: Courbe d'expansion pressiométrique

Figure I. 12: Profil pressiométrique

Figure I. 13: Formule des Hollandais Figure II.2

Figure I. 14 : Schéma de principe de l'essai DPT

Figure I. 15 : Profil de pénétration dynamique

Figure I. 16 : Exemple de pénétromètre dynamique en Algérie

Figure I. 17 : Schéma de principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boite

Figure I. 18: L'appareil triaxial

Figure I. 19 : les composantes de l'appareil

Figure I. 20 : Schéma des états de la teneur en eau

Figure I. 21 : Graphique de détermination de la limite liquidité

Figure I. 22 : Classification des sols fins (L'abaque de Casagrande)

Figure I. 24 : Corrélation entre P_l et q dans les argiles

Figure I. 25 : Corrélation entre P_l et q_d dans les sables

Figure I. 26 : Corrélation entre q_l et C_u dans les argiles limoneuses

Figure I. 27 : Corrélation entre ' I_P' et 'φ' (L.Bjerrrum et N.E. Simons 1960)

Figure I. 28: Résistance de pointe en fonction de taux de compactage

Figure II.1 : Localisation des sols étudiés

Figure III. 1 : corrélation entre q_d et C'

Figure III. 2 : corrélation entre q_d et φ'

Figure III. 3 : corrélation entre q_d et C_u

Figure III. 4 : Histogramme des fréquences relative en fonction de q_d / C_u

Figure III. 5 : corrélation entre q_d et γ_d

Figure III. 6 : Histogramme des fréquences relative en fonction de q_d / γ_d

Figure III. 7 : corrélation entre q_d et φ_u

Figure III. 8 : Histogramme des fréquences relative en fonction de q_d / φ_u

Figure III. 9 : corrélation entre ω et e

Figure III. 10 : corrélation entre ω et e_0 [1986]

Figure III. 11 : corrélation entre I_p et φ_u

Figure III. 12 : Corrélation entre I_p et φ_u [1960]

Figure III. 13 : corrélation entre C_u et Z

Figure III. 14: Histogramme des fréquences relative en fonction de C_u /Z

Résumé :

Les essais in-situ et les essais de laboratoires présentent la base de la reconnaissance géotechnique de sol.

Ce mémoire a été consacré aux corrélations entre les paramètres géotechniques et la résistance de pointe de pénétration dynamique sur un sol Algérien.

Le pénétromètre dynamique est l'essai qui a l'utilisation la plus courante en Algérie du fait de sa simplicité.

Cette étude a pour but de trouver un rapport entre la résistance à la pointe et les autres propriétés des sols à partir une base des données mise au point, pour atteindre a notre objectif , et pour faciliter le travail dans la partie de programmation on va faire des corrélations entre ces paramètres à l'aide d'un logiciel de calcul nommé **« ORIGIN.PRO8 »** chaque corrélation est présenté sous forme graphique en comparant chaque corrélation avec celle des chercheurs géotechniciens .

Les mots clés : Base de données, corrélation, cohésion, angle de frottement, teneur en eau, résistance de pointe.

Abstract:

The in-situ tests and the laboratory tests are the basis of the geotechnical soils.

This thesis is devoted to correlation between geotechnical parameters and the dynamic penetration test in Algerian soil.

The dynamic penetrometer test is that the most common use in Algeria for his simplicity.

This study aims to find a relationship between the tip resistance and other properties of soil from a base of development data. Our goal is to reach and to facilitate the work of the program is going to correlations between these parameters was found using a calculation software named "Origin pro 8" each correlation is shown graphically by comparing each correlation with the geotechnical researchers.

Key words:

Data base, correlation, cohesion, friction angle, water content, tip resistance.

ملخص:

الاختبارات في الموقع و الفحوصات المخبرية هي أساس **المعرفة** الجيوتقنية **للتربة**.
هذه **الأطروحة مكرسة إلى البحث عن** علاقات بين معلمات جيوتقنية و مقاومة اختبار اختراق الديناميكية.
اختبار الاختراق الديناميكي هو الاستخدام الأكثر شيوعا في الجزائر بسبب سهولته.
تهدف هذه الدراسة إلى إيجاد علاقات بين مقاومة اختبار الاحتراق الديناميكي وباقي المعلمات الجيوتقنية انطلاقا من قاعدة المعطيات.
للبلوغ إلى هدفنا و لتسهيل العمل **في فقرة البرمجة سنعمل على** إيجاد هذه العلاقات عن طريق برنامج حساب يسمى:

ORIGIN.PRO8

كل علاقة مقدمة على شكل منحنى ثم نقارنها بنتائج الباحثين الجيوتقنيين.

الكلمات الأساسية:
قاعدة المعطيات, **علاقة متبادلة**, **التملك**, زاوية الاحتكاك, **المحتوى المائي**, **المقاومة**.

I -1 : Généralités :

Les essais in situ ont connu les deux dernières décades un énorme développement technologique et théorique, ce qui avait pour conséquence qu'ils ont presque remplacé les essais mécaniques traditionnels de laboratoire. [1]

Sans pour autant diminuer de l'importance des ces derniers, tout le monde reconnait actuellement que les essais sur place, de par leur rapidité et la simplicité de leur réalisation, sont un outil performant pour la conception et calcul des fondations.

Les essais en place de mécaniques des sols les plus courants sont les essais réalisés au pénétromètre (statiques ou dynamiques y compris l'essai de pénétration au carottier dit SPT), et les essais au pressiomètre Menard et au scissomètre de chantier.

Il existe d'autres essais in situ intéressants, mais ils sont d'une utilisation fréquente en raison de leur nouveauté, de leur caractère plus complexe ou de leur domaine d'intervention plus limité. On peut citer par exemple le dilatomètre, le pressiomètre autoforeur, le pressio-pénétromètre, le pénétro-gammadensimétre. [2]

I. 1-1 : Les essais in situ :

I. 1-1-1 : L'essai de pénétration au carottier SPT : [2]

I. 1-1-1-A : Généralités :

Cet essai consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de conception et de dimension normalisée. On compte le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester.

L'essai permet, d'une part de tracer un profil de pénétration et d'autre part de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les

essais d'identifications classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau)

I. 1-1-1-B : Réalisation pratique de l'essai :

Le carottier, placé au fond d'un forage préalable est battu par l'intermédiaire d'un train de (figure I.1). Le battage s'effectue par passes successives à l'aide d'un marteau de 63,5 kg qui tombe en chute libre d'une hauteur de 76 cm sur la tête du train de tiges. La profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm.

Durant le battage, on note trois enfoncements successifs :

-L'enfoncement de mise en place : c'est l'enfoncement du carottier sous son propre poids et sous celui du train de tiges et du dispositif de battage; la pénétration est poursuivie immédiatement si ce premier enfoncement dépasse 45 cm ;

-L'enfoncement d'amorçage: le carottier est enfoncé de15 cm sous l'effet de N_0 coups de mouton ;

- L'enfoncement d'essai : le carottier est enfoncé de deux fois 15 cm sous l'effet de N_1 puis N_2 coups de mouton.

Le nombre $N = N_1 + N_2$ est appelé résistance à la pénétration (au carottier standard).Les résultats sont présentés sous forme de tableau, comme indiqué par la norme, et éventuellement sous forme d'une courbe de variation de N en fonction de la profondeur (figure I .2).

La norme précise que l'essai ne s'applique qu'aux sols dont la dimension des plus gros éléments ne dépasse pas 20 mm, dont la valeur N est comprise entre 0 et 50 et pour des profondeurs d'investigation ne dépassant pas 50 m.

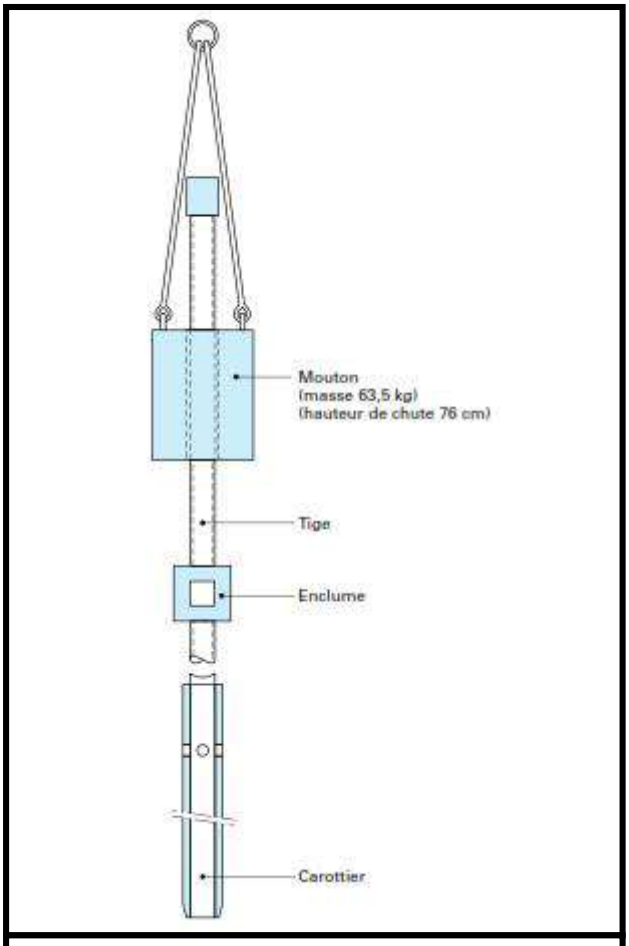


Figure I.1 : Schéma du principe du SPT

En outre, le fond du trou de forage ne doit pas être trop modifié par la succession des opérations, qui peuvent entraîner éboulements ou décompression, notamment dans les sols placés sous la nappe.

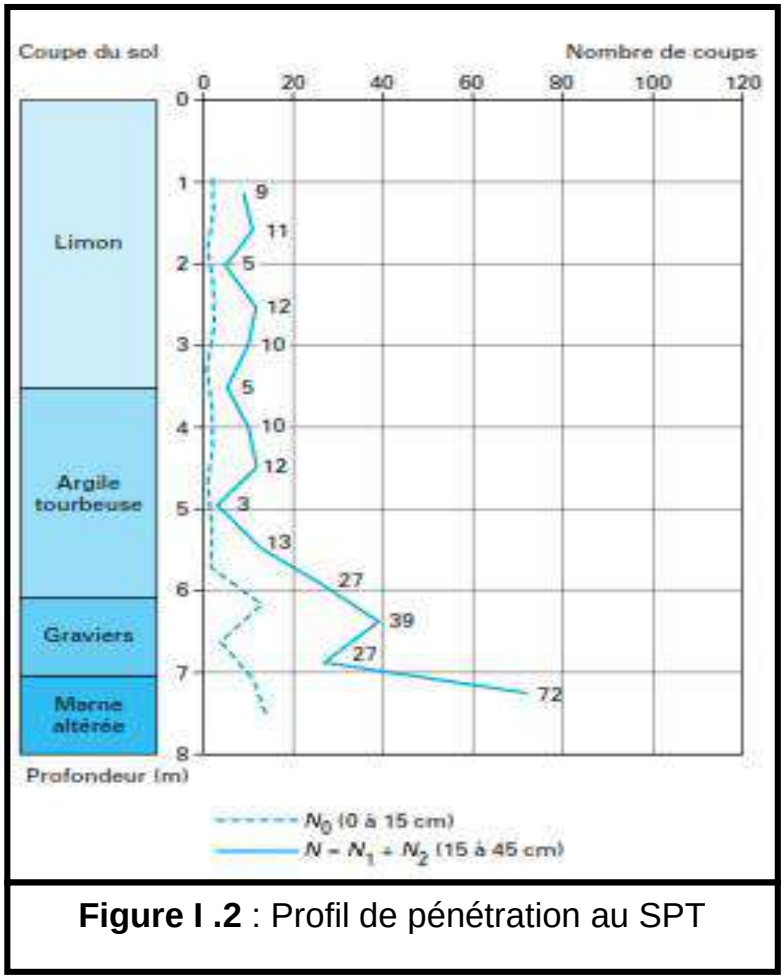


Figure I .2 : Profil de pénétration au SPT

I. 1-1-1-C: Exploitation des résultats des essais SPT :

Les essais SPT sont peu effectués en France, en partie en raison des limitations déjà énoncées.

Aux USA et dans d'autres pays, ils sont effectués assez intensivement et de manière empirique pour déterminer la portance des fon- dations superficielles ainsi que pour évaluer les risques de liquéfaction des sols en zone sismique.

Ils sont également utilisés, par le biais de corrélations, pour la détermination de la cohésion non drainée c_u des argiles, de l'angle de frottement interne 'φ' et de l'indice de densité 'I_D' des sols purement frottants.

I. 1-1-2 : Pénétromètre statique :

I. 1-1-2-A : Généralités :

L'essai au pénétromètre statique consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante, un train de tiges terminé à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tiges.

Le premier pénétromètre véritablement opérationnel a été le pénétromètre hollandais dit pénétromètre Gouda, fabriqué dans la ville du même nom.

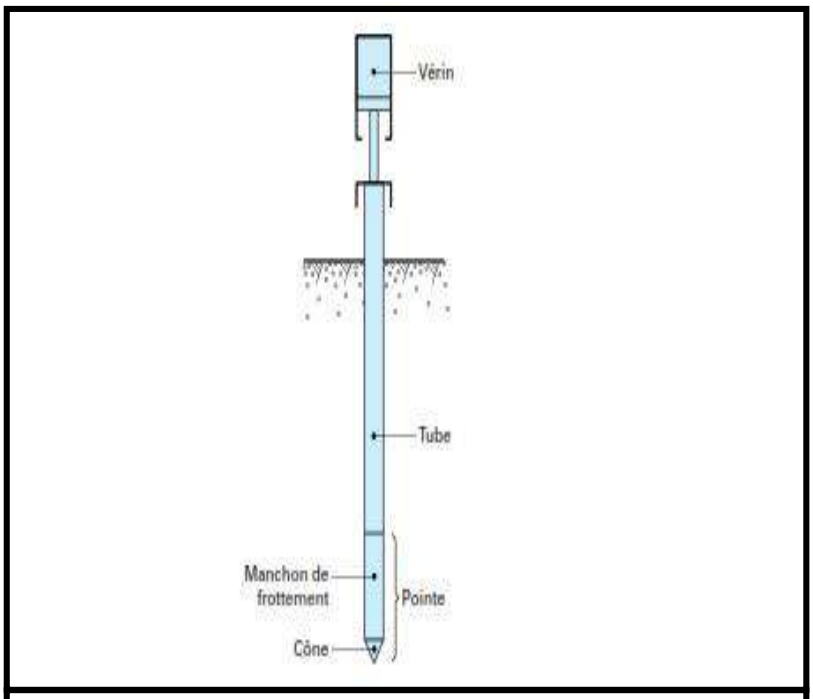


Figure I.3 : Schéma de principe du pénétromètre statique

Par un procédé quelconque mécanique, électrique ou hydraulique on mesure suivant un pas de profondeur donné, la résistance opposée par le sol à la pénétration de cette pointe, appelée en conséquence résistance de pointe statique (ou résistance de cône) et notée ' q_c '

Simultanément, on mesure l'effort opposé à l'enfoncement de l'ensemble pointe et tiges. Cet effort est appelé effort total et noté $'Q_t'$

Il comprend d'une part l'effort de pointe et d'autre part l'effort de frottement latéral, qui s'exerce sur toute la hauteur du train de tiges.

Le pénétromètre statique a été développé initialement en Hollande, Ou l'on trouve des formations meubles de sols fins de forte épaisseur (Plusieurs dizaines de mètres) pour l'étude desquelles ce type d'appareil est particulièrement bien adapté.

Le premier pénétromètre véritablement opérationnel a été le pénétromètre hollandais dit pénétromètre Gouda, fabriqué dans la ville du même nom.

D'autres appareils ont ensuite été développés dans le monde, différant de l'appareil de Gouda soit par les modalités de mesure de la résistance de pointe, soit par l'aspect opérationnel, important dans ce type d'appareil puisqu'il faut le foncer dans le terrain à partir d'une charge statique obtenue le plus souvent par un lest.

Parmi ces autres pénétromètres, citons deux appareils originaux développés en France :

- Le pénétromètre de Parez dans lequel la résistance de pointe est mesurée en continu à l'aide d'une méthode hydraulique simple ;
- le pénétromètre Andina sorte de pénétromètre gigogne, qui permet la poursuite de la pénétration à l'aide d'une pointe de petit diamètre lorsque le refus a été atteint pour la première pointe de gros diamètre.

Par la suite, la mesure de la résistance de pointe a été complétée par deux autres types de mesures :

- La mesure du frottement local entre le sol et un manchon placé à l'arrière de la pointe ;
- La mesure de la pression interstitielle créée dans le terrain par le fonçage de la pointe ; un pénétromètre équipé pour réaliser cette mesure de pression interstitielle est appelé « piezocône » .

I. 1-1-2-B : Réalisation pratique de l'essai

La norme impose de respecter un certain nombre de conditions et fixe notamment la vitesse de pénétration dans le terrain, qui doit être de 2 cm/s.

Les pénétromètres normalisés diffèrent par les modalités de fonçage de l'appareil et par le mode de mesure de la résistance de pointe.

- **Fonçage dans le terrain :**

Le dispositif de fonçage doit être stable et correctement centré sur, le train de tiges, faute de quoi on risque le flambement du train de tiges du pénétromètre. Pour assurer à l'appareil une capacité de pénétration correcte, il est nécessaire de disposer d'une réaction d'au moins 100 kN, mais il existe des appareils prévus pour 250 kN.

Cette réaction est obtenue généralement à l'aide d'un camion lesté (Figure I.4) Le camion contient un abri de mesure et un ensemble d'appareils pouvant inclure un ordinateur et un traceur reproduisant en temps réel la courbe de pénétration. Pour accéder à des sites de sols compressibles, il existe des pénétromètres montés sur chenilles et des pénétromètres légers qui peuvent être mis en œuvre à partir de bâtis tenus par des hélices ancrées dans le terrain.

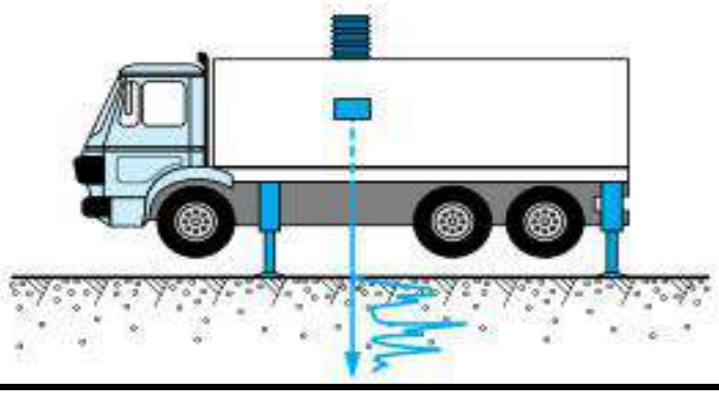


Figure I.4: Mise en œuvre du pénétromètre statique à partir d'un camion lesté

- **Mesure de la résistance de pointe :**

Les premiers appareils étaient des appareils purement mécaniques, dans lesquels l'effort de pointe était mesuré par l'intermédiaire d'un train de tiges centrales au train de tubes et poussant sur le cône.

Pour répondre aux prescriptions de la norme, il est de fait nécessaire de mesurer l'effort de pointe par un peson incorporé à cette pointe. On utilise généralement pour cela des pesons à jauges de contraintes ou à corde vibrante. Du point de vue opérationnel, cela implique l'utilisation de tiges de fonçage creuses, à l'intérieur desquelles on doit faire passer le câble électrique conducteur des informations.

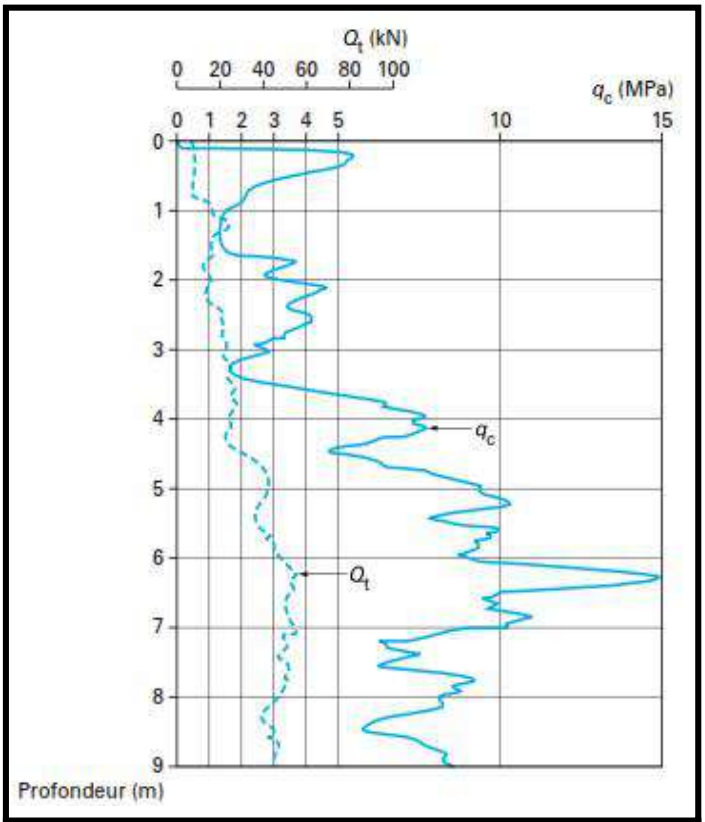


Figure I.5: Profil de pénétration statique

I. 1-1-3 : Essai au scissomètre de chantier :

I. 1-1-3 A : Définition : On appelle essais en déformation les essais qui donnent une courbe continue de chargement du sol, depuis un état réputé au repos jusqu'à une valeur jugée ultime et qui est définie le plus souvent conventionnellement.

Les essais classiques qui se rattachent à cette famille sont les essais au scissomètre de chantier et les essais d'expansion de cavité dont la variante principale est l'essai au pressiomètre Ménard, encore appelé essai Ménard.

Le scissomètre de chantier ou encore, par simplification de langage, le scissomètre, est un appareil de mesure en place de la cohésion des sols fins (argiles molles, limons et vases). Il est décrit par la norme française NFP94-112.

I. 1-1-3- B : Principe de l'essai

Le principe de l'essai est représenté sur la figure I.6 : un moulinet d'acier à quatre pales est foncé dans le terrain (sans avant-trou) par l'intermédiaire d'un train de tubes. La profondeur retenue pour l'essai étant atteinte, l'appareil est immobilisé pendant un court instant puis le moulinet est entraîné en rotation depuis la surface par l'intermédiaire de tiges placées à l'intérieur du train de tubes.

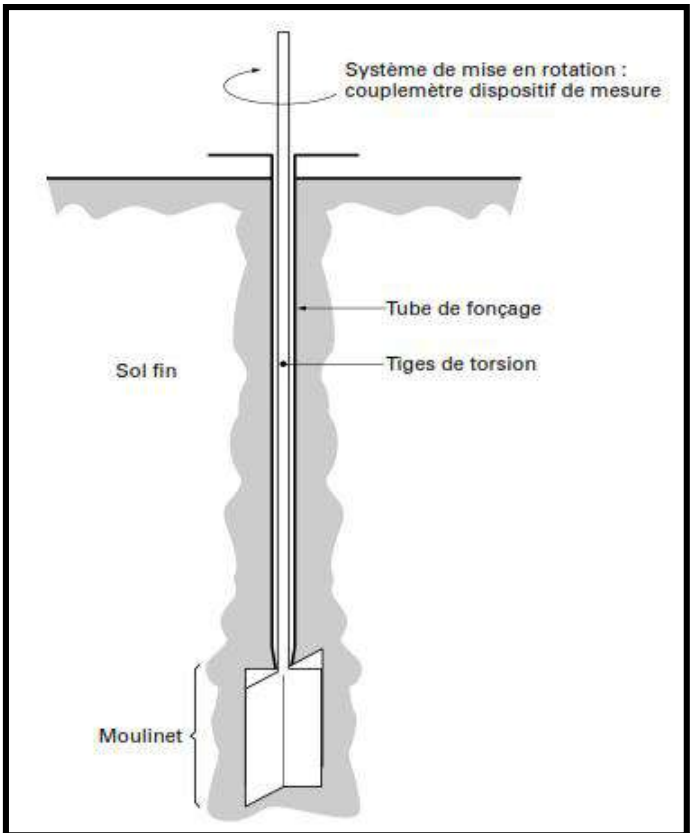


Figure I.6: Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier

I. 1-1-3-C : Interprétation de l'essai :

Dans sa forme la plus générale, la résistance au cisaillement 'τ' d'un sol s'écrit : $\tau = c + \sigma \tan \varphi$

La détermination de 'c' (cohésion) et de ' φ' (angle de frottement interne) nécessite la connaissance de 'σ', contrainte normale sur le plan de rupture, c'est-à-dire, dans le cas présent, la connaissance de la pression horizontale des terres sur la surface latérale du cylindre circonscrit au moulinet et de la pression verticale sur les deux surfaces de base de ce cylindre.

En pratique, ces pressions ne sont jamais connues. Il s'ensuit que l'essai au scissomètre n'est interprétable que dans un cas particulier, très important, qui est celui de la sollicitation non drainée dans un sol saturé. L'angle de frottement interne est alors nul et l'équation précédente se réduit à :

$\tau = c = S_u$

Où suivant la terminologie en vigueur,'S_u' est la cohésion non drainée, dite parfois cohésion scissométrique.

Pour être interprétable, l'essai au scissomètre doit donc être réalisé dans un sol saturé faiblement perméable de manière à ce que, pour une durée d'essai raisonnable, la sollicitation soit non drainée. Il faut en outre que l'appareil puisse être foncé dans le terrain, ce qui implique en plus que celui-ci soit relativement mou.

Ces conditions réunies font que le domaine d'action du scissomètre de chantier est limité aux sols fins cohérents (argiles, limons et vases) de raideur limitée.

En pratique, on admet que l'essai ne peut être réalisé que dans des sols dont la cohésion est inférieure à 0,1 Mpa.

I. 1-1-3- D : Critique et utilisation de l'essai :

L'essai au scissomètre est un essai beaucoup plus complexe qu'il n'y paraît de prime abord. Différents facteurs peuvent influer sur le résultat de la mesure

- Le refoulement du sol à la mise en place de l'appareil, qui perturbe les conditions initiales du milieu ;
- La forme de la surface de rupture, qui n'est pas strictement connue dans la phase initiale de la sollicitation (pour la très faible déformation nécessaire à la mobilisation du pic de résistance) ;
- La loi de mobilisation de la résistance au cisaillement sur les bases du cylindre circonscrit aux pales, qui n'est pas connue ; la rotation du moulinet qui n'est pas connue exactement en raison de la torsion parasite des tiges, de sorte que cet essai ne permet pas de déterminer un module de cisaillement.

Malgré ces difficultés, le scissomètre est un outil indispensable pour l'étude des remblais sur sols compressibles (vasières de bord de mer, zones tourbeuses de fonds de vallées, etc.). La valeur de la cohésion qu'il donne permet de calculer leur stabilité au glissement.

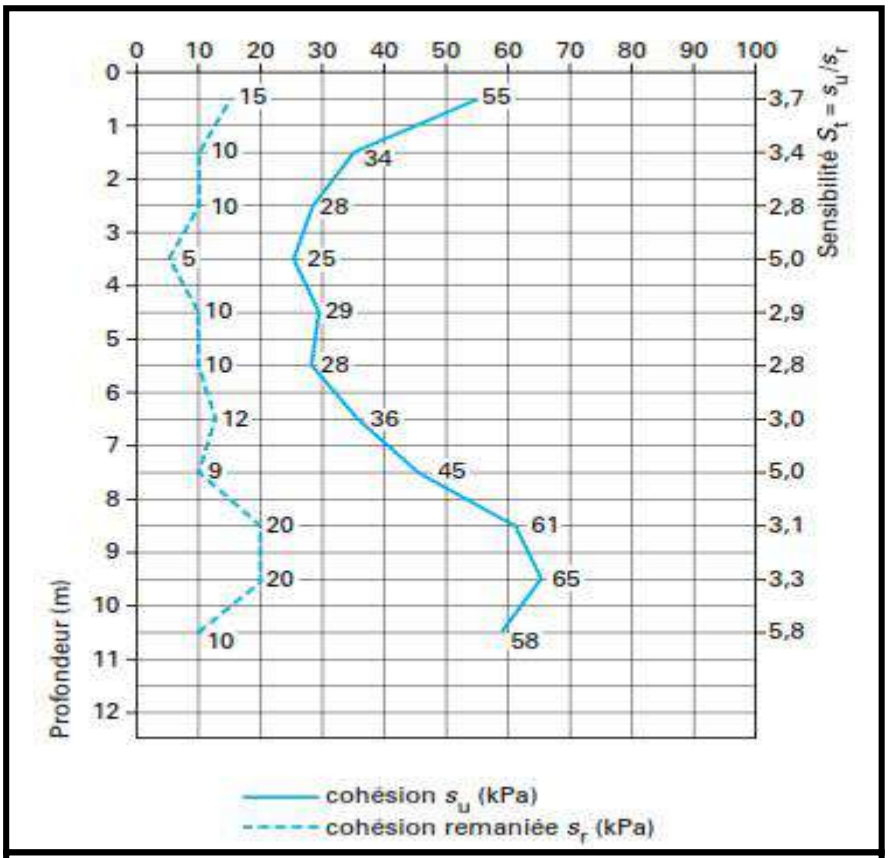


Figure I.7: Profil d'essai au scissomètre de chantier

I. 1-1-4 : Essai pressiométrique Ménard

Cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalable (figure I.8). C'est la réalisation de l'essai dans un forage préalable qui différencie essentiellement cet essai des autres essais pressiométriques réalisés par autoforage ou par fonçage direct de la sonde par battage ou vérinage.

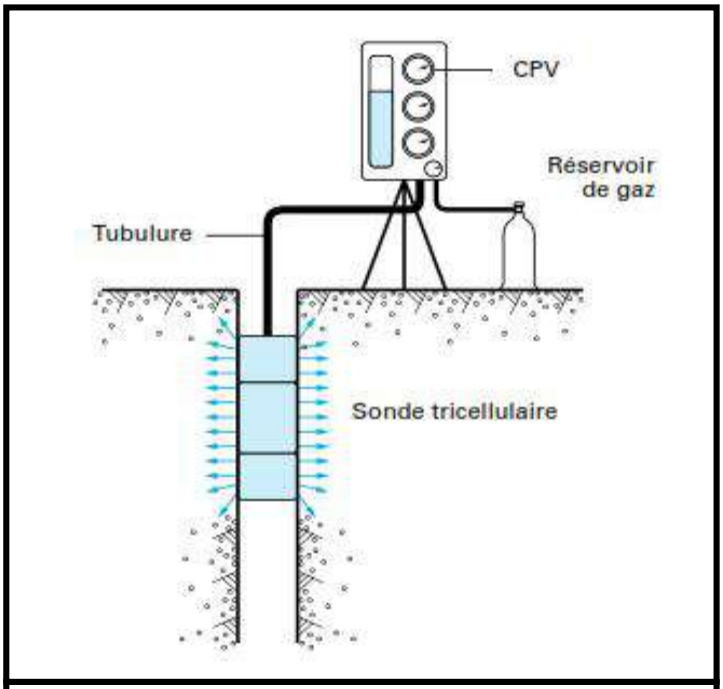


Figure I.8: Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard

I. 1-1-4-A : Principe de l'essai pressiométrique Ménard :

L'essai fait l'objet de la norme française NF P 94-110.

❖ Conception du pressiomètre :

Le pressiomètre Ménard comprend deux parties principales : la sonde et l'unité de contrôle, dite « contrôleur pression-volume », en abrégé CPV. Ces deux parties sont reliées par des tubulures semi-rigides de plastique.

- **Sonde pressiométrique**

Elle se compose de trois cellules indépendantes, montées autour d'une âme métallique :

- La cellule centrale, dite cellule de mesure, qui contient de l'eau et dont la mise en pression en cours d'essai provoque la variation de volume ;
- Les cellules de garde, qui contiennent du gaz et qui encadrent la cellule de mesure ; la mise en pression des cellules de garde en cours d'essai est réalisée simultanément à celle de la cellule de mesure, de manière à maintenir la forme globalement cylindrique de la sonde ; ainsi, la déformation de la cellule de mesure est uniquement radiale et l'essai pressiométrique est un essai en déformation plane.

D'après leur conception technologique, on distingue deux principaux types de sondes, qui sont (figure I.9)

- Les sondes à cellules superposées, connues commercialement sous le nom de **sondes E** ;
- Les sondes à cellules emboîtées, connues commercialement sous le nom de **sondes G**.

Les sondes de type E sont recommandées pour les essais dans les sols mous à moyennement consistants. Les sondes de type G, d'un montage plus facile que les précédentes, sont utilisées dans les sols raides. En raison de leur conception (la membrane constituant les cellules de garde enveloppe la cellule de mesure), elles imposent à l'opérateur la prise de dispositions particulières lors de l'expansion, car la pression dans la cellule centrale doit toujours être supérieure à celle qui règne dans les cellules de garde.

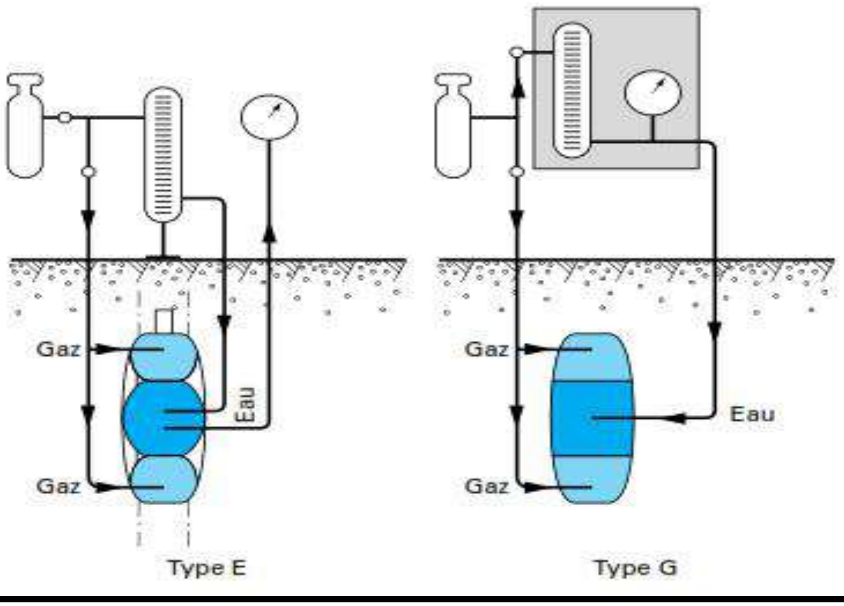


Figure I.9: Deux types de sonde pressiométriques Ménard

- **Contrôleur pression-volume ou CPV :** (figure I.10)

C'est le dispositif qui permet de dilater la sonde et de mesurer les pressions et les volumes d'eau injectés. Il est placé à la surface du sol auprès du forage pressiométrique et se compose d'un boîtier, posé sur un trépied. Il comprend une réserve de gaz sous pression (air ou azote) qui, après détente par un manodétendeur, pousse sur une colonne d'eau vers la cellule de mesure par l'intermédiaire des tubulures de liaison.

La mesure de la pression est effectuée à l'aide d'un manomètre (ou d'une batterie de manomètres de différentes capacités). La mesure du volume est obtenue par la lecture de l'abaissement du niveau de la colonne d'eau devant un indicateur gradué au centimètre cube près, appelé volumètre.

Certains CPV peuvent en outre être équipés de dispositifs d'enregistrement automatique des paramètres d'essais et de stockage des données pour interprétation ultérieure. Ces enregistreurs, dont l'usage est recommandé, sont

également équipés d'une petite imprimante qui permet, sur site, de visualiser certains résultats d'essai.



Figure I.10: Contrôleur Pression -volume

❖ **Réalisation de l'essai d'expansion**

Le forage terminé la sonde préalablement étalonnée est descendue dans le forage à la cote prévue pour l'essai, puis elle est mise en pression par l'opérateur par paliers de pression d'incréments égaux, maintenus chacun pendant une minute. Pour chaque palier de pression, l'opérateur note la quantité d'eau qui quitte le CPV, au bout de 15 s, 30 s et 1 min.

Cette quantité d'eau est utilisée à la fois pour déformer le terrain (c'est le phénomène que l'on veut mesurer) et pour compenser les effets parasites dus à la dilatation de l'ensemble des conduits du pressiomètre et à la compressibilité de l'eau du système. Le mode opératoire impose que la pression limite du sol soit atteinte au bout de dix paliers de pression (environ). Cela implique que l'opérateur connaisse a priori cette valeur. Il la déduit en

pratique des informations sur le terrain obtenues lors de la mise en place de la sonde et de son expérience.

Une fois la pression limite atteinte (ou les capacités maximales de pression de l'appareil mobilisées), la sonde est dégonflée et déplacée à la nouvelle cote d'essai dans le forage, et ainsi de suite jusqu'à la profondeur maximale fixée.

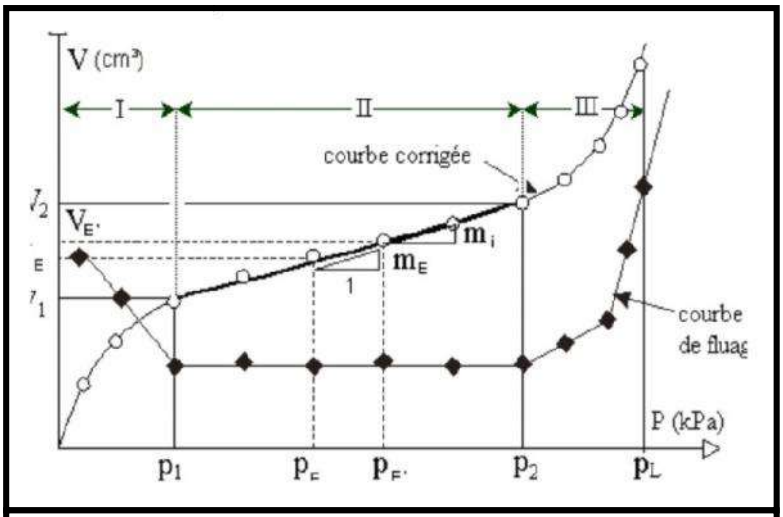


Figure I.11: Courbe d'expansion pressiométrique

Les valeurs de ' P_l' et 'E_M' déterminées sur un forage sont ensuite présentées sur un profil en fonction de la profondeur 'Z'. Ce profil est appelé profil pressiométrique.

En plus des caractéristiques pressiométriques, ce profil indique la nature des sols rencontrés ainsi que le niveau éventuel de la nappe d'eau souterraine, ces informations étant obtenues lors du forage préalable nécessaire à la mise en œuvre de la sonde. L'outil de forage utilisé est également indiqué. Un exemple des caractéristique pressiométriques est illustré à figure I.12.

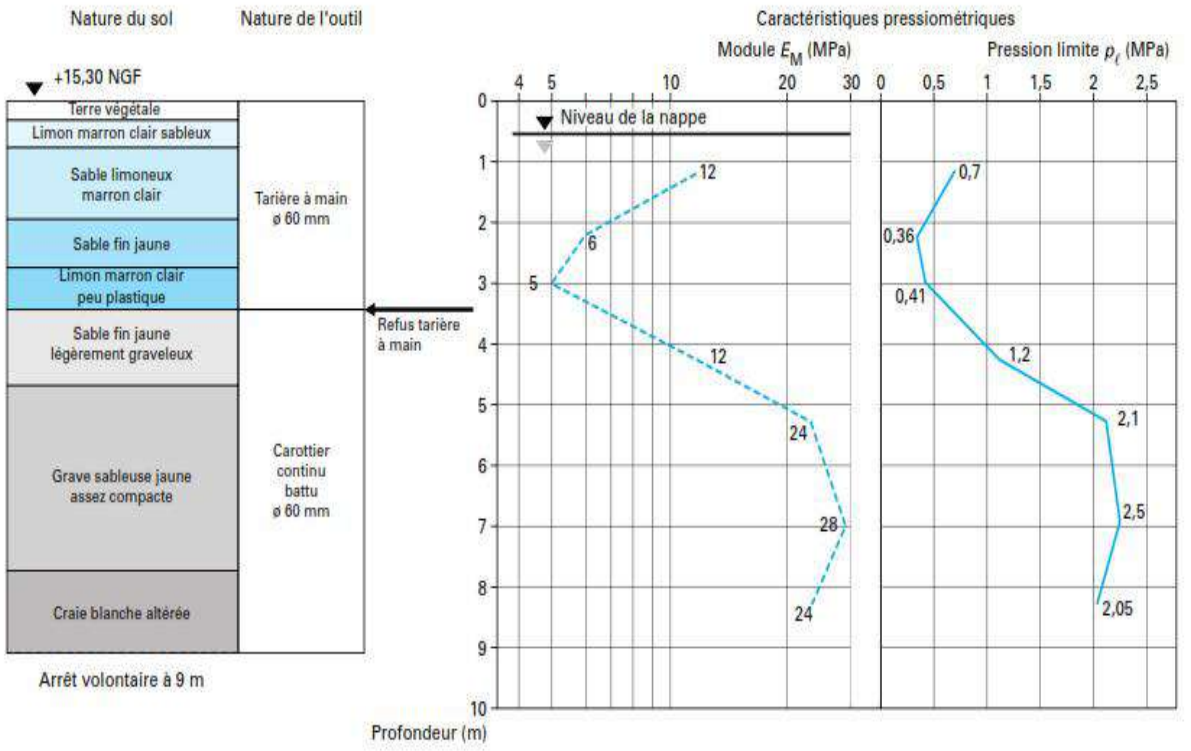


Figure I.12: Profil pressiométrique

I. 1-1-5 : Pénétromètre dynamique DPT :

I. 1-1-5-A : Généralités:

L'idée de la pénétration dynamique d'une tige munie d'un cône dans le sol est bien ancienne. Cet essai a été initialement conçu pour apprécier qualitativement la densité des sols pulvérulents dont il est quasi-impossible d'en extraire des échantillons intacts [5].

D'autres sources indiquent que cet essai dérive de la technique de mise en œuvre des pilotis en bois pour la construction des cités aquatiques, depuis l'aube de l'histoire humaine [6] [9].

I. 1-1-5-B : But de l'essai de pénétration dynamique :

Le domaine préférentiel d'utilisation des pénétromètres dynamiques est la reconnaissance qualitative des terrains lors d'une reconnaissance préliminaire. Ils sont donc recommandés pour résoudre les problèmes suivants:

- Contrôle de l'homogénéité d'un site ;
- Détermination des épaisseurs des différentes couches de sols ;
- Localisation des cavités ou autres discontinuités ;
- Reconnaissance du niveau du toit du rocher.
- Enfin, ils fournissent des renseignements utiles pour la prévision des conditions de battage des pieux et des palplanches.

I. 1-1-5-C: Historique de l'essai DPT :

La première expérience connue d'essai de pénétration dynamique remonte au 17^{e} siècle en Allemagne [10]. Depuis, plusieurs générations du pénétromètre dynamique se sont succédé avec une amélioration sensible apportée à l'appareil de base. Actuellement, on compte plus de 60 pays, dont 20 en Europe, utilisant couramment l'essai DPT. Il existe environ une vingtaine de documents officiels réglementant cet essai ce qui témoigne de son large étendue dans les projets géotechniques.

L'essai DPT est le plus simple et le moins couteux des essais in situ, ce qui explique qu'il est le plus utilisé. Outre la reconnaissance géotechnique du terrain, l'essai de pénétration dynamique est un outil de calcul des fondations, bien qu'il connaisse dans ce domaine moins de succès que d'autres essais tels que le pressiomètre et le pénétromètre statique. [1]

❖ La formule des Hollandais :

Les hollandais sont depuis des siècles des batteurs des pieux émérites et c'est sans doute pour cela que cette fameuse formule destinée à vérifier

la force portante des pieux battus leur est attribuée. Si elle n'est plus utilisé pour cela même sous des formes corrigées (formules de Hiley et autres) elle l'est encore beaucoup pour apprécier la résistance dynamique jusqu'à apparaitre dans nos normes.

La formule des hollandais résulte d'un raisonnement elle n'est déduite de constatations expérimentales ni confirmés par les observations quoi qu'en disent ses utilisateurs inconditionnels.

Ce raisonnement est le suivant :

Une masse 'M' (mouton) tombe sur une tige de masse totale 'm' d'une hauteur 'H' (voir figure I.13), la vitesse de l'impact est : $V_M=\sqrt{2gH}$.

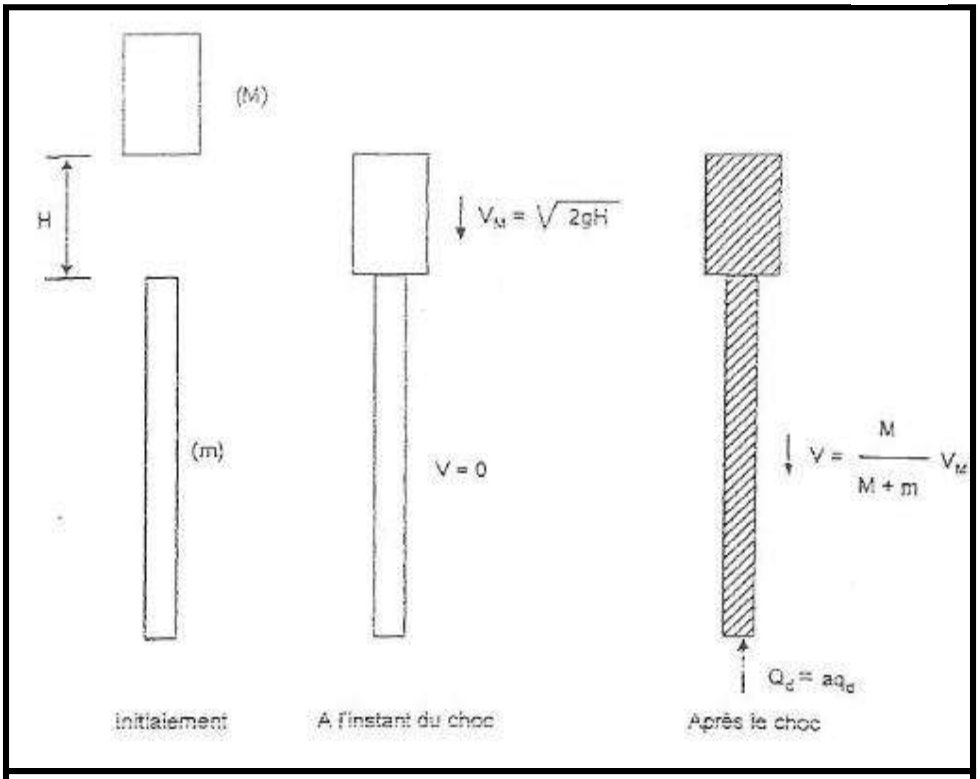


Figure I.13: Formule des hollandais [3]

Immédiatement avant le choc, la quantité de mouvement totale est égale à 'M V_M ', la tige étant immobile

Après le choc la conservation de la quantité de mouvement (aucune action extérieure autre que la gravité d'effet négligeable) permet de calculer la vitesse 'V' de l'ensemble de mouton et de la tige devenus solidaires :

$$V = \frac{M}{M+m} V_M$$

L'énergie cinétique de la masse 'M+m' lancé à la vitesse' V ' est donc :

$$\frac{1}{2}(M+m)V^2 = MgH\frac{M}{M+m}$$

C'est cette énergie qui est utilisé pour la pénétration si la résistance du milieu est constante est égale à ' Q_d ' et l'enfoncement égal à 'S', on prend écrire :

$$Q_d .S = MgH\frac{M}{M+m}$$

D'où : ' Q_d' en fonction de l'énergie et de la masse du mouton, de l'enfoncement et de la masse totale des tiges.[3]

I. 1-1-5-D: domaine d'utilisation de l'essai DPT :

L'essai peut se faire pour le balayage du terrain en phase de reconnaissance préliminaire, pour un chantier important, par un nombre représentatif des sondages DPT .une telle opération préliminaire permet par la suite d'orienter la reconnaissance géotechnique détaillée (nombre et position des sondages…).

Cet essai est aussi utilisé pour l'analyse qualitative d'un terrain, comme il est utilisé pour l'étude d'un modeste projet de fondations ou l'investigation géotechnique est pour des raisons économiques limitée. L'essai de pénétration dynamique est très utilisé et actuellement s'élargie et il a des buts qu'on veut réaliser, l'un de ces buts est de zoner un site en phase de reconnaissance et définir ainsi son aptitude à recevoir une construction donnée, et définir le toit d'un substratum rocheux. Etudier l'homogénéité spatiale du terrain par recoupement des différents sondages pénétrométriques, est le plus important but de l'utilisation du pénétromètre

dynamique et puis caractériser la résistance des sols raides et compacts (refus de pénétration statique),

Et enfin étudier les dépôts alluvionnaires ou graveleux ou l'éboulement ou la présence des gros cailloux, rendent délicats les autres essais in situ.

I. 1-1-5-E : Principe de l'essai DPT :

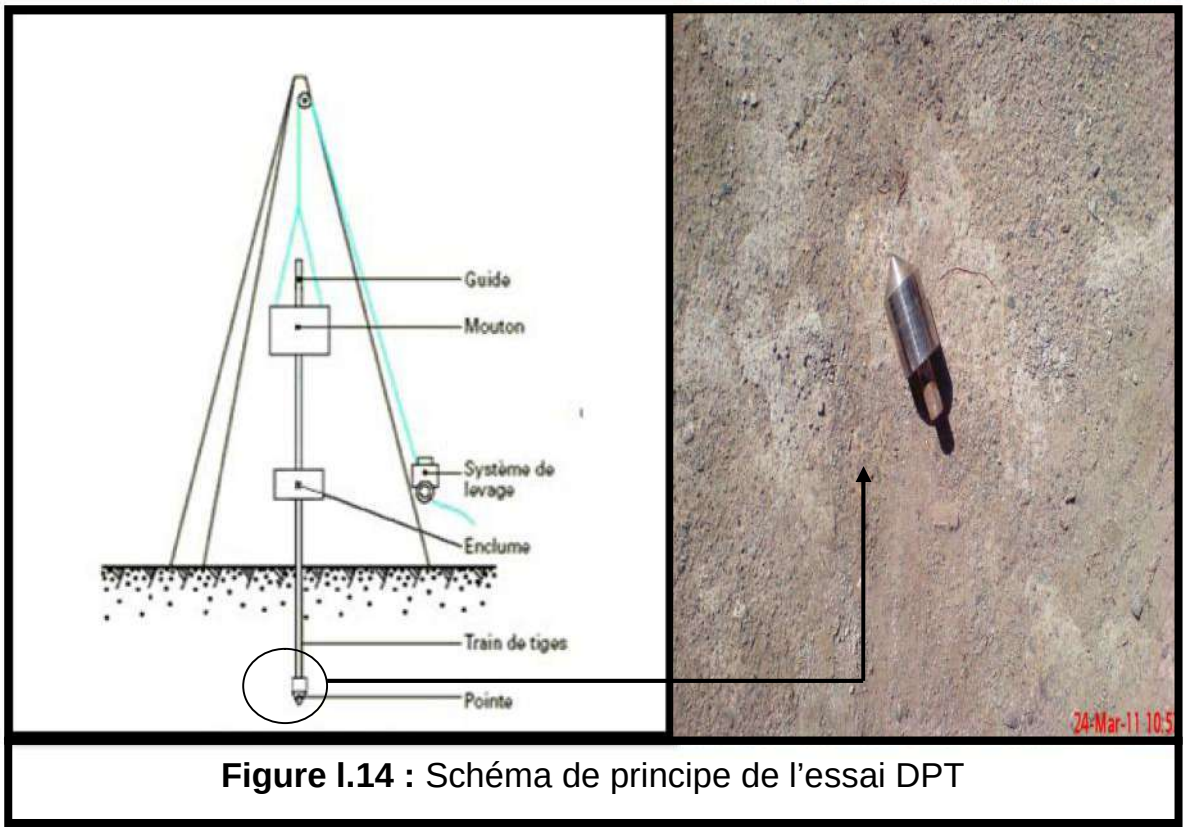


Figure I.14 : Schéma de principe de l'essai DPT

L'essai consiste à battre un train de tiges finissant par une pointe conique dans le sol, à l'aide d'un mouton de masse **M** tombant d'une hauteur fixe **H** et de mesurer le nombre de coups $\mathbf{N_d}$ nécessaire pour faire pénétré la pointe sur une hauteur **h**, l'essai est en général rapide, le comportement du sol est donc non drainé notamment dans le cas des sols fins saturés.

Le paramètre $\mathbf{N_d}$ en soi même, n'à aucune signification du fait qu'il varie notamment avec l'intensité de l'énergie du battage, le rapport entre la masse

du mouton et celle battue (enclume + tige + pointe +……..), le diamètre de la pointe et son débordement [8].

Il importe alors de calculer d'une manière conventionnelle une résistance dynamique $\mathbf{q_d}$ à la pénétration selon les formules de battage qu'on verra ultérieurement.

L'appareil est composé par les éléments suivants [8],[9]:

- Le mouton sous forme d'une masse tombant en chute libre fixe et battant l'enclume du pénétromètre,
- L'enclume qui transmet l'énergie de battage aux tiges.
- Les tiges qui, à leur tour transmettent l'énergie à la pointe
- La pointe qui est caractérisée par son angle est son diamètre.

On reporte l'essentiel du projet de norme mondiale concernant l'appareillage standard ainsi que la procédure normalisée d'essai [10] :

1-Il existe quatre types d'essai DPT selon la taille du cône et l'énergie du battage :

- L'essai DPL ou pénétration dynamique légère
- L'essai DMP ou pénétration dynamique moyenne
- L'essai DPH ou Pénétration dynamique lourde
- L'essai PSH ou pénétration dynamique super lourde.

2- La géométrie du cône fait intervenir un angle au sommet de 90°

3- La résistance en pointe est définie par le nombre de coups de battage nécessaire pour un enfoncement donné de la pointe.

L'énergie de battage est le produit du poids (M.g) du mouton fois la hauteur H de chute.

4- L'essai DPT est recommandé pour une investigation dans un massif pulvérulent. En interprétant l'essai dans un sol cohésion ou à grande

profondeur, une prudence est requise en cas de mobilisation significative du frottement latéral avec les tiges.

5-L'essai DPT peut être utilisé pour l'appréciation qualitative des caractéristiques du sol telles que la densité relative, la compressibilité, la résistance au cisaillement et la consistance .Il est recommandé que l'interprétation de l'essai pour un calcul de la capacité portante des fondations est à limité principalement aux sols pulvérulents.

6- La cadence du battage est de 15 à 30 coups a par minute .la résistance dynamique des sols pulvérulents dépend peu de cette cadence. On peu alors augmenter la cadence jusqu'à 60 coups / minute.

7-A partir du nombre de coups mesuré on calcule la résistance dynamique en pointe par la formule des hollandais :

$$q_d = \frac{M.g.H}{Sp.v} \quad \frac{M}{M.M'}$$

M' : masse totale des tiges, du guide et de l'enclume

M : masse du mouton

H : hauteur de chute du mouton

S_p : aire de la section droite du cône

g : accélération de la gravité terrestre (10 m/s^2)

ν : pénétration pour un coup ($\nu = {}^{h}/_{Nd}$, h≈ 10 cm est l'enfoncement de la pointe).

L'essai de pénétration dynamique nous permet de déterminer la résistance à la pénétration tous les 20 centimètres du terrain traversé à partir de la courbe obtenue d'après cet essai : $q_d = F(Z)$

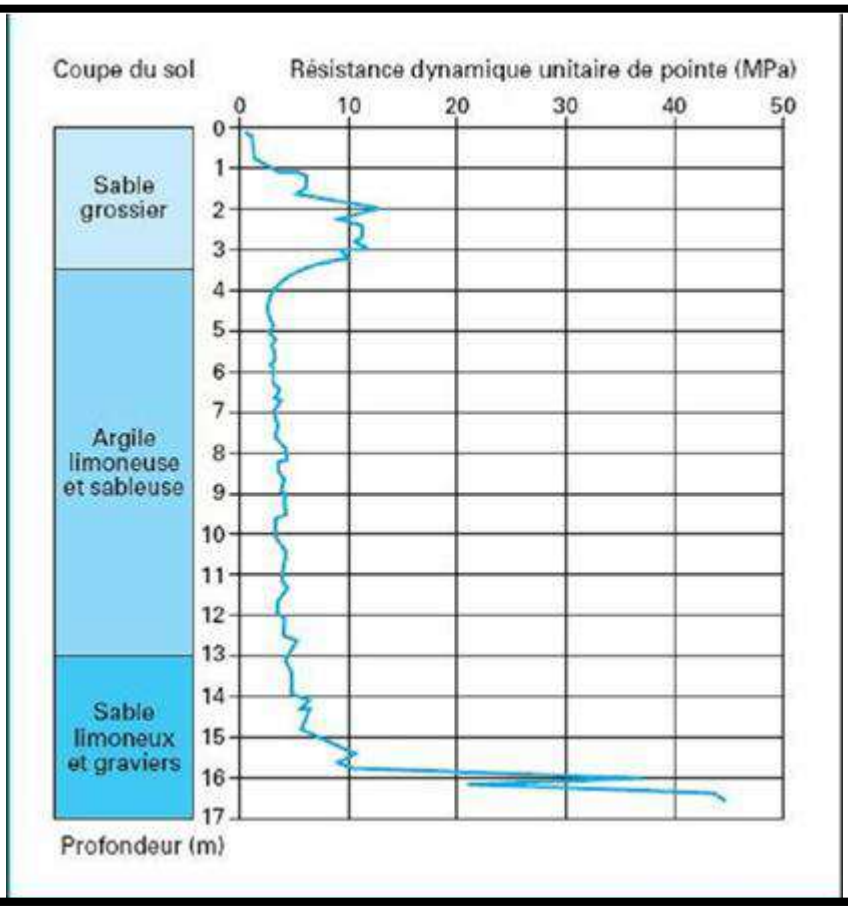


Figure I.15 : Profil de pénétration dynamique [2]

8- On peut limiter la mobilisation du frottement latéral par une injection de la boue de forage à partir du cône, dans l'espace tubage de revêtement.

Il est noter que la norme Française NF P94-115 décrit un appareil adopté PDB (pénétration dynamique lourd type (B) qui correspond exactement au type super lourd DPSH de la norme internationale [11].

I. 1-1-5-F: Les types d'essai DPT :

Les pénétromètres dynamiques les plus anciens étaient constitués par une simple chèvre munie d'une poulie dans sa partie supérieure, et d'un mouton qui tombait en chute libre sur un fer profilé ou un tube métallique.

Le levage du mouton pouvait s'effectuer à la mieux avec un petit treuil.

C'est d'ailleurs toujours ainsi que l'on opère lorsqu'on veut faire un essai de pénétration dynamique au fond d'un forage en utilisant le treuil ou le cabestan de la sondeuse.

Ces appareils particulièrement simples présentaient l'avantage de permettre une variation de l'énergie de percussion en jouant sue l'hauteur de chute du mouton, ce qui, nous le verrons plus loin, offre un certain intérêt pour l'interprétation de l'essai.

Pour essayer de neutraliser le frottement latéral qui s'exerce sur le fut du pénétromètre, certains expérimentateurs utilisent des pointes d'un diamètre supérieur à celui des tiges. C'est ainsi qu'est conçu le pénétromètre couard dans lequel le raccordement des tiges se fait à l'aide de manchons ovoïdes de même diamètre que la pointe.

L'énergie de battage est fournie par une masselotte à main qui glisse le long de la dernière tige et qui vient buter sur une enclume.

Signalons dans le même genre un pénétromètre léger d'origine Suisse(pénétromètre P.2 de la société ' BEVAC' qui est constitué par des tiges de 22 mm de diamètre, une pointe de 36 mm, et une masse automotrice de 300 N à air comprimé qui, comme dans le cas du pénétromètre couard, glisse sur la dernière tige du pénétromètre avec une hauteur de chute de 0 ,2 m. L'aire comprimé est fournit par un compresseur d'un poids total de 460 N.

Les pénétromètres dont le diamètre de la pointe est supérieur à celui des tiges présentent deux inconvénients :

- Difficultés d'extraction si le terrain s'est éboulé au-dessus de la pointe,
- Apparition d'un frottement latéral parasite dans le cas d'éboulements (sables) ou de resserrement du trou (argile).

Pour pallier le premier de ces inconvénients, on a imaginé de laisser la pointe au fond du trou : c'est pourquoi avec le pénétromètre SERMES, on tourne la

difficulté en injectant de la bentonite par la pointe. Cet appareil comprend essentiellement :

- Une pointe perdue de 70 mm de diamètre munie de trous évents dans sa partie supérieure,
- Un train de tiges tubulaires filetées de 40 mm de diamètre extérieur en éléments de 1 m,
- Un mouton automatique à air comprimé assurant une cadence régulier de 50 coup/minute. L'enclume munie d'une tige guide est vissée au sommet du train de tige et un dispositif pneumatique permet le relevage du mouton dont hauteur de chute est de 0 ,40 m et le poids de 30 N.

Toutefois par adjonction de masses supplémentaires, ce poids peu être porté à 600 ou 900 N.

Pour éliminer le frottement latéral, on injecte la bentonite (Brevet SOL ROC) Par le canal axial du train de tige. Celle-ci ressort par les trous évents de la pointe et, en remontant le long et à l'extérieur du train de tige, assure une lubrification continue.

Toujours dans le souci de neutraliser les frottements latéraux parasites, on a vu apparaitre des dispositifs des dispositifs constitués par une pointe conique susceptible de coulisser dans un tubage de protection de même diamètre. Ces appareils, d'un diamètre en général supérieur à celui de pénétromètres légers, nécessitent une énergie de percussion plus importante. Ils sont donc en général utilisés avec des cabestans à moteur ou avec des moteurs automoteurs.

C'est sur ce principe que sont conçus les pénétromètres dynamiques FONDASOL qui sont essentiellement constitués par :

- Une pointe coulissante conique dont la section droite horizontale est de 28 cm^2 et le diamètre de 60 mm, son poids est de 49 N,

- Un train de tiges intérieures en acier spécial solidaire de la pointe .Ce train de tige a un diamètre intérieur de 32 mm et un diamètre extérieur de 42 mm, son poids est 65 N,
- Un train de tube extérieur de 47/60 mm, pesant 90 N,
- Une tête de battage du tube d'un poids de 50 N,
- Une tête de battage de l'ensemble tige-pointe d'un poids de 52 N.

L'énergie de percussion est fournie soit par des moutons en chute libre de 0,635 à 1,2 KN, soit par des moutons automoteurs à explosion Delmag H.2 dont le poids est de 1 KN et dont l'énergie de percussion résultant de chute libre du mouton et de l'énergie due à l'explosion est de 300 J. Il s'agit là d'un pénétromètre de moyenne puissance.

Parmi les pénétromètres dynamiques lourds, signalons le super-pénétromètre Andina, dont nous avons déjà parlé, qui est à la fois statique et dynamique et qui pour sa partie dynamique développe une énergie de 1 200 J. et le pénétromètre dynamique stato-dynamique Fondasol qui développe une énergie de 2 200 J.

Il faut toutefois bien remarquer que, dans leur utilisation dynamique, ces deux pénétromètres ne permettent pas de dissocier la réaction de pointe et celle de frottement.

Nombreux sont les autres types de pénétromètres dynamiques utilisés dans le monde. Pour la France, il en existe au moins 17 qui ont été décrits par Sanglerat et que nous énumérons dans le tableau ci-après.

Désignations	Diamètre en mm Pointe	tige	Poids du mouton en newtons	Hauteur de chutes en mètres	Observation
ANN-Bordeaux	35	18	52	1,00	
BEVAC	36	22	300	0,20	
B.E.R.G	60 et 44	32	600	0,50	automatique
BIG-Perpignan	60	32	250 à 750	0 ,25 à 0,75	
BOTTE	43,7	32	500 à 1 000	0,50	
DUREMEYER	75	31,5	1 000	1,00	
ETF-Toulouse	65	45	1 500	0,50	
FONDASOL	60	42	1 000	0,30	mouton automoteur et tubes ⌀ 60 pour
GEOTECHNIQUE	60	36	250 à 500	0,40	neutraliser le
APPLIQEE	25,2 à36,2	22	100	0,50	frottement
NORDMEYER	43,7	32	500 à 1 000	0,50 à 0,76	latéral.
PILCON-Nantes	60	42	750	0,65	
SERMES	60et70	40	300 à 900	0,40	
SISCO-	43,7	32	500	0 ,50	inject. bentonite pour neutraliser
Strasbourg	55	42	600	0 ,50 à 1,50	le frot.lat.
SOBESOL	35	25	80	0,80	
SOCOTEC	35	18	52	1,00	
	63	61	650	0,75	
TECHNOSOL VERITAS	50	34	150	1,00	

Tableau I .1 : Les types des pénétromètres dynamiques [4]

Remarque :

On va parler par la suite du pénétromètre dynamique de type « BORRO-B2 » le plus utilisé en Algérie.

I. 1-1-5-I: DPT en ALGERIE :



Figure I. 16 : Exemple de pénétromètre dynamique en Algérie

En Algérie l'essai DPT est largement utilisé relativement aux autre essais in situ à cause se sa facilité de réalisation de sa simplicité mais aussi de sa capacité de courir une large gamme de sols étudiés. Les appareils les plus utilisés par les laboratoires géotechniques sont le **BORRO-B2** et le **SERMES**. Le premier est généralement caractérisé par :

- Masse du mouton = 63.5 Kg
- Hauteur de chute = 50 cm
- Enfoncement de référence = 20 cm
- Diamètre des tiges = 45/32 mm

- Diamètre du cône = 45mm

Cet appareil est couramment décrit, dans les rapports de sol, comme étant lourd. Les caractéristiques des appareils universellement normalisés montrent que le BOROO est caractérisé par une hauteur de chute plus petite que celle de l'appareil super lourd DPSH et un mouton plus lourd que celui de l'appareil lourd DPH.

Cet écart par rapport à la normalisation limite l'intérêt technique de cet essai, dans la mesure où il ne permet pas l'exploitation d'éventuelles méthodes d'analyse et de calcul géotechnique à partir de l'essai DPT qui peuvent se développer dans l'avenir.

En outre, il faut noter que la consultation des rapports d'études du sol montre que l'interprétation de cet essai est limitée à une estimation de l'ordre de grandeur de la contrainte admissible au dépends d'une analyse qualitative des résultats d'essai (homogénéité, succession des couches, détection d'un horizon dur…….).

Enfin la formule des Hollandais est systématiquement appliquée alors qu'il sera vu ultérieurement que celle-ci est limité et peut dans certains cas donner une surestimation dangereuse de la résistance dynamique q_d .

I. 1-2 : Les essais au laboratoire [17] :

Les essais au laboratoire sont des essais de détermination des propriétés des sols, ils comprennent les essais mécaniques, les essais d'identification et les essais chimiques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaitre la nature et les caractéristiques des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

I. 1- 2-1 : Les essais mécaniques :

I. 1- 2-1-1 : Essai de cisaillement :

Il est usuellement admis que la rupture du sol sous l'effet des surcharges se manifeste par des contraintes de cisaillement au niveau des facettes en rupture.

La contrainte de cisaillement ultime mobilisée par le sol au moment de la rupture est appelée résistance au cisaillement et dépend des caractéristiques mécaniques du sol (l'angle de frottement interne 'φ' et la cohésion 'C').

Cet essai se propose d'étudier la résistance au cisaillement du sol en exposant le critère de rupture Mohr-Coulomb, souvent utilisé dans les projets géotechniques.

A)- Détermination des paramètres 'c' et ' φ ' en laboratoire :

- **Essai de cisaillement direct :**

-Définition :

La méthode la plus simple, la plus vieille et la plus courante, pour étudier la résistance au cisaillement des sols est connue sous le nom d'essai de cisaillement direct. Cet essai est exécuté au moyen de l'appareil de cisaillement direct, ou appareil à boîte de cisaillement.

Les deux essais les plus courants, cisaillement direct et essai triaxial,

Comportent deux phases:

La première : est l'application d'une contrainte de consolidation (phase de consolidation).

La deuxième : le cisaillement proprement dit (phase de cisaillement).

-Principe de l'essai de cisaillement direct :

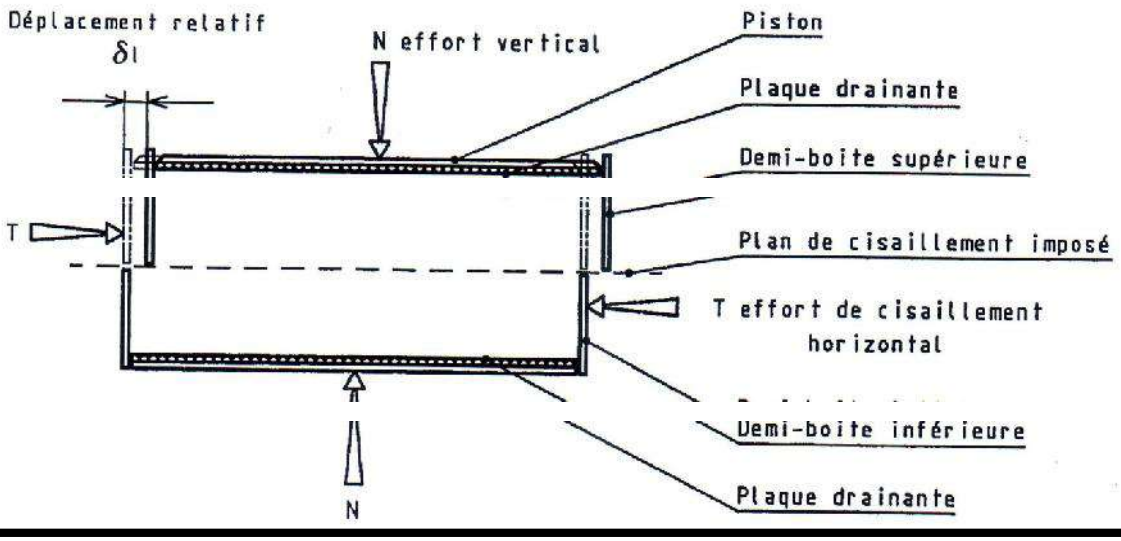


Figure I.17 : Schéma de principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boite

Les matériels nécessaires et la procédure de l'essai sont cependant beaucoup plus simples, l'appareillage appelé **« boîte de Casagrande ou de cisaillement»** se compose d'un bâti et d'une boîte supportée par ce dernier la boîte est constituée de deux moitiés séparés, l'une inférieur mobile, l'autre supérieur rattachée au bâti par l'intermédiaire d'un anneau dynamométrique. L'essai consiste à subir à l'échantillon soumis à une contrainte verticale donnée une contrainte de cisaillement croissante jusqu'à la rupture de l'échantillon.

- **Essai triaxial :**



Figure I.18: L'appareil triaxial

Celui-ci se réalise sur des éprouvettes cylindriques de sol dont l'élancement est de l'ordre de 2.

Ces éprouvettes, enveloppées par une fine membrane de caoutchouc, sont placées dans une enceinte, cylindrique également, de hauteur h_T étanche, traversée par un piston axial et que l'on appelle, cellule triaxiale.

On exerce sur les éprouvettes :

- Une pression appliquée par l'intermédiaire du fluide
- En général de l'eau- remplissant la cellule ;

Cette pression est variable d'un point à un autre de la cellule, mais compte tenu des dimensions classiques, la variation en valeur relative reste très faible ; dans la suite on notera « *p* » la valeur de la pression mesurée au sommet de la cellule ;

- Un effort N, transmis par le piston dans l'axe de l'éprouvette et appliqué ponctuellement sur une « tête » métallique ; cet effort crée à la surface supérieure de l'éprouvette, d'aire S, une contrainte de valeur moyenne N/S, souvent appelée, de matière impropre, ''déviateur'', que l'on suppose uniformément répartie.

Dans ces conditions, l'échantillon de sol est soumis à un champ de contraintes de révolution ; on note σ_1 la contrainte axial et σ_3 la contrainte radiale, toutes deux principales.

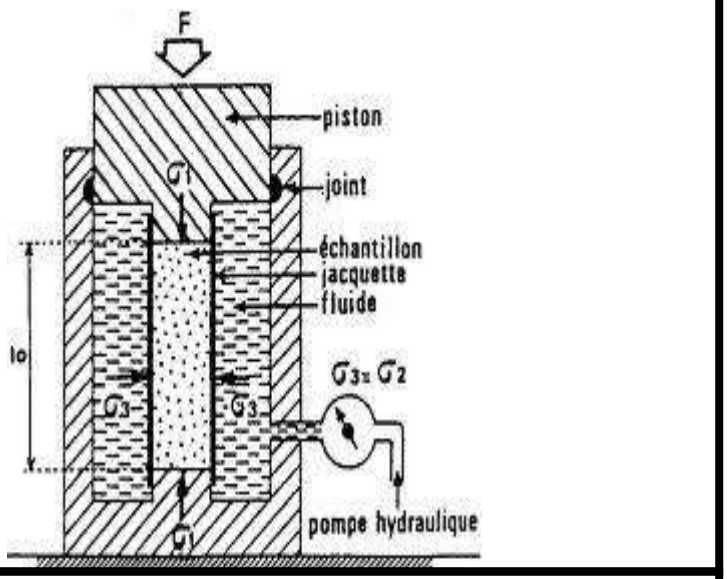


Figure I .19 : les composantes de l'appareil triaxial

B) - Les types d'essai de cisaillement :

- **L'essai CD :**

L'essai consolidé drainé permet déterminer la courbe intrinsèque du squelette du sol et les caractéristiques 'c' et 'ϕ' ; on étudie alors le comportement du sol à long terme.

- **L'essai UU :**

L'essai non consolidé non drainé correspond au comportement à court terme du sol en place il s'effectue à l'appareil triaxial ou à la boite de cisaillement.

- **L'essai CU *:***

L'essai consolidé non drainé à deux buts :

- Détermination de la variation de la cohésion non drainé CU en fonction de la pression de reconsolidation.
- la détermination de 'c' et 'φ' à court terme.

C)- Les inconvénients de l'essai de cisaillement :

-Les contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture ;

-Non uniformité de déformation dans le sol;

-Frottement de deux demi-boîtes;

-Pas de contrôle de la pression interstitielle;

-On ne se connait pas σ_2

-L'essai n'est pas vraiment à $\Delta V = 0$

D)- Les avantages de l'essai de cisaillement :

C'est un essai rapide et simple.

I. 1-2-1-2 : L'essai de compressibilité à l'oedomètre :

Cet essai a pour but d'étudier la compression (ou la consolidation) d'échantillons de sol intacts soumis à des charges comme il permet de déterminer la relation entre les charges et les déformations.

I. 1-2-1-3 : L'essai Proctor (CBR) :

I. 1-2-2 : Les essais d'identification :

Les essais d'identification comprennent les essais de : la teneur en eau naturelle, la densité sèche et la densité humide, les analyses granulométriques (par tamisage et par sédimentométrie) et les limites d'Atterberg qui sont bien détaillées au dessous.

I. 1-2-2-1 : Les limites de consistance (limites d'Atterberg) :

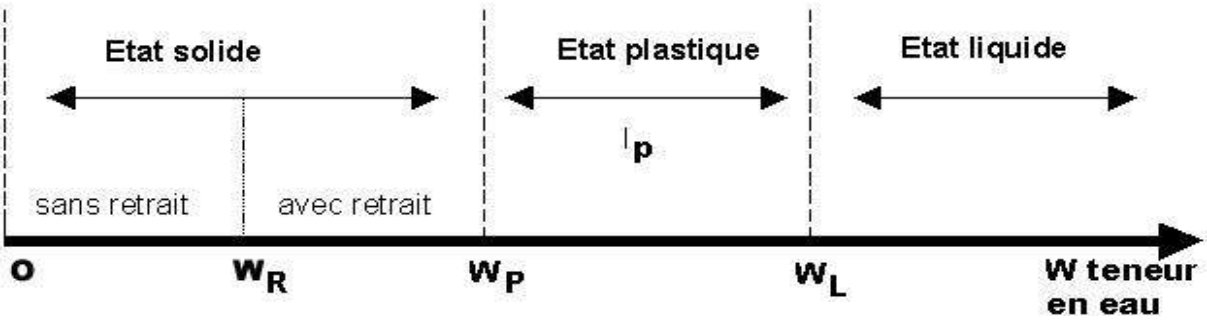


Figure I.20 : Schéma des états de la teneur en eau

Les limites de consistance sont des paramètres géotechniques permettant d'identifier un sol et de caractériser son état grâce à son indice de consistance. Ces limites ont donc pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre les états liquide, solide et plastique.

A)-Détermination de la limite de liquidité :

La limite de liquidité w_L est la teneur en eau du matériau qui correspond conventionnellement à une fermenteur sur l cm des lèvres de la rainure après 25 chocs .

- **Méthode de la coupelle de Casagrande :**

Remplir la coupelle de l'appareil de Casagrande de la manière suivante: la pâte recouvre le fond de la coupelle, sauf sur une partie d'environ 3 cm et son épaisseur **f** est, au centre, de l'ordre de 15 à 20 mm.

- Partager la pâte en deux au moyen de l'outil à rainurer.

- Fixer délicatement la coupelle sur support métallique de l'appareil de Casagrande. Noter le nombre **N** de chocs nécessaire pour que les lèvres de la rainurer se rejoignent sur une longueur d'environ 1 cm.

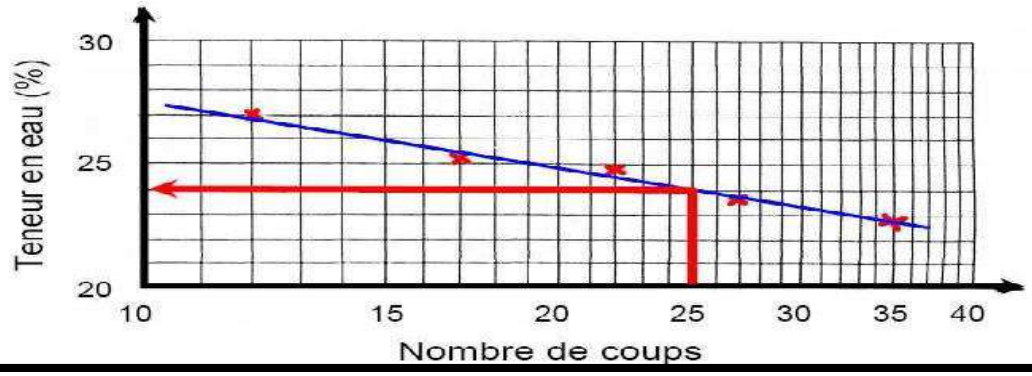


Figure l .21 : Graphique de détermination de la limite liquidité

Pour le même intervalle des valeurs de N, la formule approchée représente également assez bien les résultats expérimentaux. On peut donc employer avec prudence cette relation qui permet de déterminer la limite de liquidité à l'aide d'une ou deux mesures seulement.

$$W_l = W.\ (N/25)^{0,121}$$

Cette méthode donne de bons résultats lorsque N est compris entre 15 et 35

- **Méthode de pénétromètre au cône :**

C'est la teneur $\mathbf{W_l}$ en eau pour laquelle un cône s'enfonce de 17mm dans un sol remanié placé dans un godet pendant ±15 sec.

B)-Détermination de la limite de plasticité :

La limite de plasticité w_p est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3,0 mm plus au moins 0,5 mm.

- **Principe de l'essai :**

L'essai consiste à former une boulette à partir de la pâte. Ensuite à rouler la boulette sur une plaque lisse de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3mm de diamètre et de longueur de 1 cm.

C)-Indice de plasticité :

L'indice de Plasticité I_p est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité

$$I_P = w_L - w_p$$

D)-Classification des sols fins à partir les limites d'Atterberg :

Il est également possible de se référer à la classification plus grossière d'Atterberg.

- Ainsi un sable se caractérise par :

$W_L < 35$ et $I_p < 15$.

- un limon par :

$20 < W_L < 60$ et $5 < I_p < 25$.

- une argile par :

$W_L > 30$ et $I_p > 15$

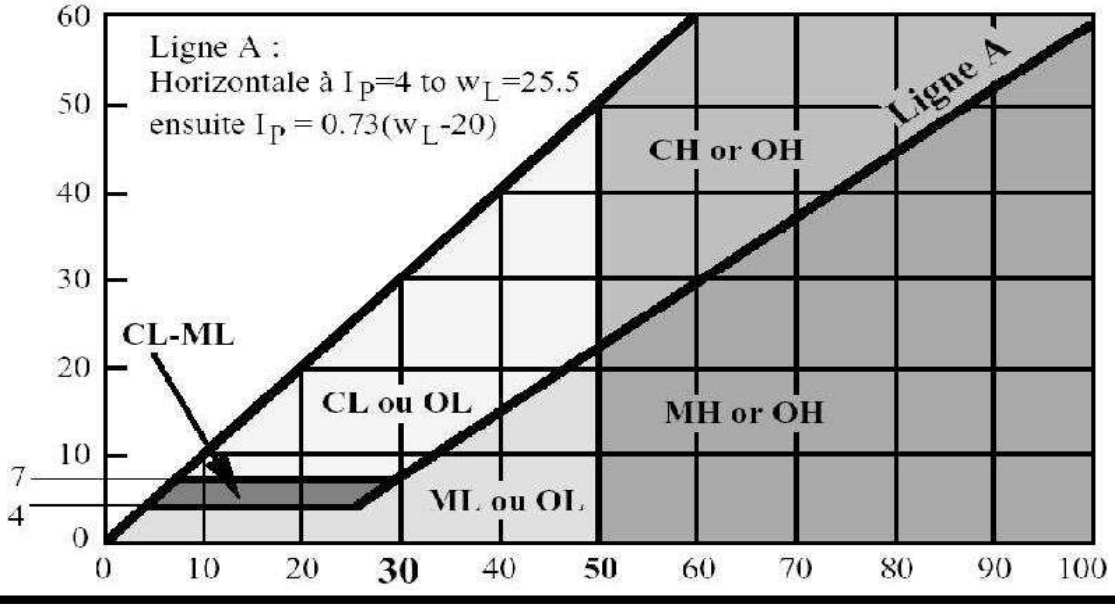


Figure I .22 : Classification des sols fins (L'abaque de Casagrande)

I. 1-3 : La corrélation en géotechnique :

I. 1-3-1 : Définition :

La corrélation est une relation qui lie entre plus de deux paramètres et ce que nous intéresse autant que des géotechniciens l'étude des relations entre les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

I. 1-3-2 : But et importance des corrélations en géotechnique :

L'étude des corrélations en géotechnique est très importante ou elles permettent de déterminer le rapport qui lie entre les propriétés des sols tenant en compte la nature et l'état de consolidation de sol.

Chaque essai in-situ permet de déterminer un paramètre « mécanique » caractérisant la résistance ultime du sol sous certain type de sollicitation qui lui est propre et qui fait intervenir implicitement sa résistance au cisaillement à court terme correspondant à une déformation théoriquement infinie.

On peut ainsi admettre que la cohésion résiduelle mesurée au scissomètre le terme de pointe pénétrométrique et la pression limite pressiométrique, procèdent de phénomènes comparables et appartiennent de ce fait à une même classe que Van Wambecke[12] appelle « caractéristiques mécaniques indépendantes se l'état initial » .

Il devrait donc exister entre ces différents paramètres des relations fonctionnelles Par contre, le module de déformation pressiométrique et la cohésion initiale non drainée mesurée au scissomètre (pic de la courbe effort-déformation) dépendent toutes deux de l'état initial et de « l'histoire» du sol et entrent dans une autre catégorie.

A ce titre, il peut exister entre ces deux paramètres une relation fonctionnelle, mais il n'en existe vraisemblablement pas avec ceux de la catégorie précédente.

On peut corréler entre deux paramètres mécaniques, et c'est là un pas important, il faudra s'assurer d'abord qu'ils appartiennent à la même classe. La corrélation ainsi obtenue présentera alors un indice adapté. Mais on peut également envisager une corrélation de deux paramètres de classe différente. Dans ce cas, on n'arrivera pas en générale à une relation unique, et l'on aboutira ainsi à des « plages » de valeurs .Les relations obtenues qui ne seront plus fonctionnelles n'auront qu'un caractère de classification.

A première vue, il pourrait sembler que les corrélations de type fonctionnel que l'on peut obtenir entre caractéristiques d'une même classe auront essentiellement pour but de permettre de déterminer une caractéristique lorsqu'on connait l'autre.

Cette conception de la corrélation est extrêmement dangereuse et il est notre devoir de mettre le lecteur en garde contre cette déviation séduisante Peut-être, mais qui à la limite peut être considérée comme une malhonnêteté intellectuelle.

Dans l'état actuel de nos connaissances, ou les théories en vigueur semblent impuissantes à expliquer et à traduire le comportement réel des sols, une corrélation ne peut avoir pour but que de s'assurer qu'il existe effectivement un lien faible entre les paramètres étudiés et d'essayer, dans un stade ultérieure de recherche, élaborer une théorie globale plus réaliste qui permettrait d'expliquer ces relations fonctionnelles.

Il est autre aspect de la question qu'il ne faut pas perdre de vue lorsqu'on s'attaque à des corrélations, ce sont les conditions expérimentales qui peuvent avoir une influence importante sur la valeur des paramètres mesurés, et la méthode adoptée pour la collecte des informations.

Dans ce domaine, deux aptitudes s'appariaient :

- La première de ces aptitudes, se situe au niveau de la recherche pure et consiste à sélectionner les sites et les appareils en se plaçant dans des conditions expérimentales idéales. C'est, en France, la position des laboratoires des ponts et chaussées. Il va de soi que l'on ne pourra réaliser ainsi qu'un nombre limité de mesurer, à moins que l'on ne dispose de crédits abondants.
- L'autre aptitude, plus pragmatique, utilise les essais courants exécutés sur des chantiers et les compare entre eux, quitte à se satisfaire d'une forte dispersion dans les résultats.

La corrélation est une manière de procéder, plus proche des conditions d'ultérieure, permet d'amasser un plus grand nombre de renseignement et de procéder ensuite par analyse statique. C'est ainsi que nous avons procédé, et que procèdent d'une façon générale, les organismes privés.

I. 1-3-3 : Corrélation scissomètre – pénétromètre statique :

Cette corrélation ne porte évidemment que sur les seuls terrains justiciables du scissomètre, c'est-à-dire sur les vases, les argiles molles et, à la limite, les limons, et ne concernent que des essais de pénétration statique.

On a vu que, dans les tels terrains, l'essai scissométrique représentait en quelque sorte l'essai « étalon » de la mesure de la cohésion non drainée.

Si l'on étudie statistiquement les rapports « $\frac{qc-Po}{cu}$ » on devrait donc retrouver théoriquement les valeurs usuelles du coefficient N_c des pieux, c'est-à-dire environ 10 pour une pointe conique et 15 pour une pointe avec jupe de protection (pointe hollandaise).

Les essais de Begeman[13] réalisés avec une pointe hollandaise ont donné, pour le rapport précédent, une valeur de 14, qui concorde correctement avec la valeur théorique.

Plus récemment, l'analyse par laboratoire central des ponts et des chaussées [14] d'un certain nombre d'essais réalisés en France sur des sites divers a conduit aux valeurs suivantes :

- Argiles molle de Cran : $\frac{qc-P'o}{cu}$ = 7 à 8,7
- Silt lâche et saturé de Plancoët : $\frac{qc-P'o}{cu}$ = 12 à 13,5
- Vase molle de Lanester : $\frac{qc-P'o}{cu}$ = 9,5 à 12,9

Il s'agissait d'essais au pénétromètre parez ou au Gouda avec pointe électrique L.P.C

A l'exception du premier site, on constate que les valeurs obtenues sont conformes, avec une approximation acceptable, aux prévisions théoriques. Amar et Jézéquel ont toutefois constaté que les valeurs du rapport étudié semblaient décroitre avec la profondeur, ce qui signifie que le facteur N_c ne serait pas une constante. Ces mêmes auteurs, en comparant les termes de pointe aux cohésions non drainées mesurées en laboratoire à l'appareil triaxial ont obtenu des valeurs de N_c beaucoup plus élevées et qui variaient dans l'ensemble entre 55 et 22, avec une décroissance très nette en fonction de la profondeur.

Peut-être faut-il voir là l'influence d'un remaniement des échantillons.

Mais aucune explication de cette particularité n'a été donnée par les auteurs qui laissent la porte largement ouverte aux recherches futures, en proposant toutefois les deux expressions suivantes.

- Pour : $q_c - P'_0 < 0{,}6$ MPa

$$C_u = \frac{qc - P'o}{12}$$

- Pour : $q_c - P'_0 > 0{,}6$ MPa

$$C_u = \frac{qc - P'o}{30} + 0{,}3$$

On remarque que les essais de laboratoire donnant des cohésions plus faibles que le scissomètre, il n'est pas étonnant que l'on obtienne des valeurs N_c plus élevées.

Une analyse statique que nous avons réalisée sur 78 essais effectués au scissomètre de chantier et au pénétromètre Parez (pointe conique) par laboratoire des ponts et chaussées de Toulouse sur les vases argileuses de

la Vallée de l'Aude a montré que, malgré une certaine dispersion, on pouvait admettre :

$$9 \leq \frac{qc - P'o}{cu} \leq 12$$

Avec une valeur probable :

$$\frac{qc - P'o}{cu} = 10{,}4.$$

Comme il s'agit d'une pointe conique, on voit que ce résultat est en parfait accord avec la théorie.

En négligeant le terme de profondeur p_0 , nous avion obtenu dans une première étude [15] :

$$\frac{qc}{cu} = 14{,}2$$

Relation très voisine de celle de Begeman.

Sur 28 essais dans des vases littorales de Palavas-les-Flots nous avons par contre obtenu :

$$\frac{qc - P'o}{cu} = 5{,}2$$

Valeur tout à différente des prévisions théoriques.

Ces mêmes essais analysés en négligeant p_0 avaient donné :

$$\frac{qc}{cu} = 9{,}5$$

On remarque toutefois que la dispersion des mesures était importante.

Van Wambecke [12] cite de son coté, les conclusions de Carpentier et de Beer :

- Carpentier :

$$\frac{qc}{cu} = 15 \quad \text{pour} \quad 0{,}8 \leq q_c \leq 1{,}6 \text{ MPa.}$$

- De Beer (argile de Boom) :

$$\frac{qc}{cu} = 11 \quad \text{pour} \quad q_c \leq 3 \text{ MPa .}$$

De cette confrontation expérimentale, peut être un peu sommaire, on peut retenir la relation approximative suivante :

$$\frac{qc - P'o}{cu} \neq 15$$

Qui rejoint les résultats de SANGLERAT [5].

On voit qu'en définitive, le pénétromètre statique permet une détermination assez représentative de la cohésion non drainée d'une argile [4].

I. 1-3-4 : Corrélation pénétromètre statique- pénétromètre dynamique :

L'établissement d'une corrélation entre pénétration statique et pénétration dynamique est d'autant plus délicate que une part on se trouve en présence d'un échantillonnage d'appareils très variés , et que d'autre part, les paramètres qui entrent en jeu sont particulièrement nombreux : forme et dimension des pointes, vitesses de pénétration pour les essais statiques, mode de percussion et formule de battage pour les essais dynamiques, nature des sols, présence de la nappe, etc.

Il en résulte qu'une relation empirique entre le terme de pointe statique q_c et le terme de pointe dynamique q_d n'est donc valable que pour une même nature de sol, pour deux pointes de forme déterminée, pour un même mode de percussion et pour une même formule de battage. Peu importe d'ailleurs la formule de battage choisie, l'essentiel est que ce soit toujours la même.

Le terme de pointe dynamique ne doit pas alors être considéré comme une mesure mais comme un repère lié à la résistance statique par une certaine relation, pour l'instant de nature empirique. Nous remarquons d'ailleurs que cette résistance dynamique peut être reliée à n'importe quelle autre caractéristique plastique du sol.

La mise au point d'une formule empirique valable, sans aucun support théorique, n'est pas chose aisée. Elle nécessite en effet l'exécution et le dépouillement d'un nombre considérable d'essais. Il est d'ailleurs inexact de parler « d'une » formule, car il est bien évident que l'on obtiendra une relation différent selon qu'il s'agit d'un terrain purement cohérent ou d'un terrain strictement pulvérulent.

Les recherches dans ce domaine sont actuellement peu nombreuses.

Sanglerat [12] cite les conclusions de Buisson, l'Herminier et Tcheng :

$$0{,}3 \leq \frac{qc}{qd} \leq 1$$

Avec toutefois dans la majorité des cas :

$$0{,}5 \leq \frac{qc}{qd} \leq 0{,}75$$

Ou q_c est obtenu au pénétromètre hollandais et q_d calculé par la formule des Hollandais. Mais aucune précision n'est donnée sur la géométrie du pénétromètre dynamique.

Il résulte de ces expressions que le terme de pointe statique inférieur au terme de pointe dynamique.

Plusieurs séries de corrélations réalisées avec les pénétromètres dynamiques de la société Fonda sol ont conduit à des conclusions assez différentes des précédentes et qui peuvent s'expliquer par l'introduction. Dans la formule de battage, du terme traduisant un refus élastique statique. [4]

I. 1-3-5 : Corrélations entre plusieurs essais in situ : (Scissomètre, DPT, CPT et SPT)

A partir des nombreux essais effectués sur les sites avec :

— Un pénétromètre dynamique SERMES à pointe débordante et injection de boue,

— Un scissomètre de chantier,

— Un pénétromètre statique à pointe fixe ou mobile,

— Un pressiomètre standard,

On a pu établir des intervalles de variation des rapports entre les principaux paramètres, résumés dans le tableau suivant :

q_d : Résistance dynamique unitaire de pointe,

q_c : Résistance statique unitaire de pointe,

P_l: Pression limite pressiométrique standard,

E_M: Module pressiométrique standard,

C_u: Cohésion non drainée mesurée au scissomètre de chantier.

	q_d/q_c	q_d/P_l	q_d/E_M
Argiles, limons et vases normalement consolidés ; sables lâches ou moyennement denses	≈1	1,4 à 2,5	0,1 à 0,3
Argiles et limons surconsolidés	1 à 2	3 à 5	0,2 à 0,4
Sables et graviers ; sables limoneux ou argileux denses à très denses	0,5 à 1	5 à 10	0,4 à 1,5

Tableau I.23 : Rapport entre q_d, q_c, $P_{L,}$ et E_M selon la nature et l'état des sols [16]

Le but de ce tableau est de montrer qu'il existe des relations entre les paramètres mesurés lors des différents essais en place. Il indique également que par rapport au pénétromètre statique, le pénétromètre dynamique fournit des valeurs plus faibles dans les sables et graviers denses, des valeurs pratiquement égales dans les argiles, limons et vases normalement consolidés, les sables lâches et moyennement denses, et des valeurs plus élevées dans les argiles et limons surconsolidés. Pour ce dernier cas, il faut rappeler que le pénétromètre dynamique est muni d'une pointe cylindro-conique qui mobilise inéluctablement un frottement latéral localisé.

Les valeurs présentées dans le tableau soulignent l'importance de la nature des sols et de leur état.

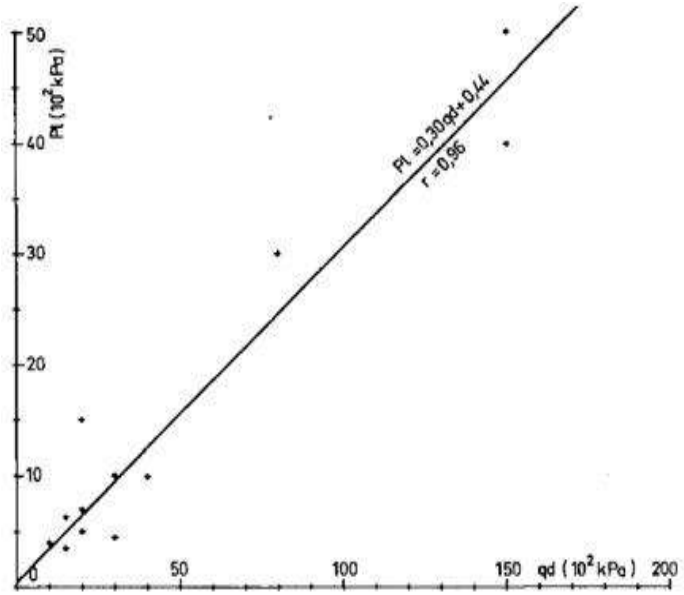


Figure I.24 : Corrélation entre $P_{l\ et}$ q dans les *argiles [16]*

La corrélation entre la pression limite 'P_l' (à partir du pressiomètre) et la résistance dynamique 'q' (à partir le pénétromètre dynamique) qui est faite dans un sol argileux, est liée par une équation de la forme : $y = a \times x + b$ avec un coefficient de corrélation R=96%

Par la suite on a la même corrélation mais faite dans un sol sableux et on a obtenu de bons résultats

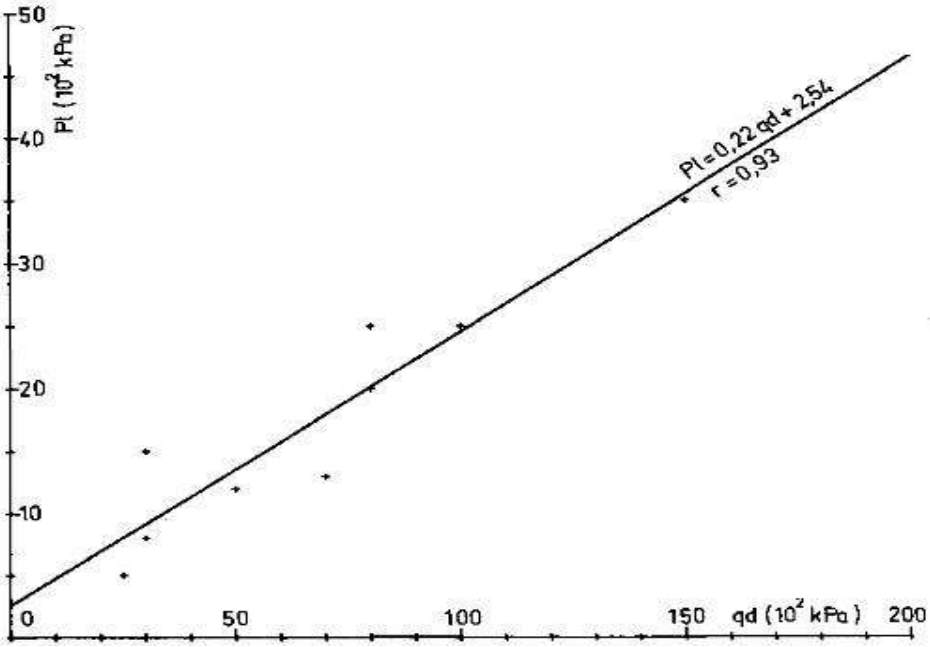


Figure I.25 : Corrélation entre $P_{\frac{100}{1 \text{ et}}}$ q dans les sables [16]

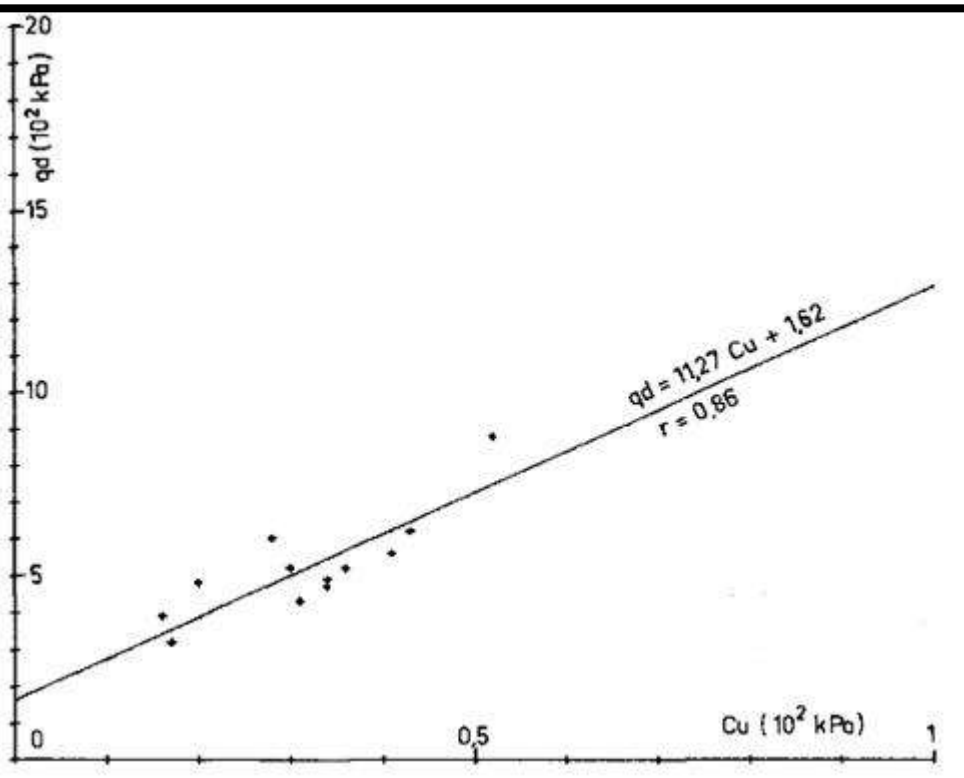


Figure I.26 : Corrélation entre q et C_u dans les argiles limoneuses [16]

Cette corrélation est faite entre la résistance dynamique et la cohésion non drainée (à partir le scissomètre de chantier) est liée par une équation de la forme : $y = a \times x + b$ avec un coefficient de corrélation R=86%
Cette corrélation est faite dans des argiles limoneuses.

I. 1-3-6: Corrélation entre la cohésion non drainée 'Cu' et la résistance dynamique totale 'Rd' :

L'analyse comparative des courbes scissométriques et des courbes de battage montre une assez bonne concordance dans les profils et plus particulièrement pour les profondeurs comprises entre 0 et 5m. Cette concordance est moins bien vérifiée au-delà de 5m : cette observation peut s'expliquer par la cicatrisation ("set-up") du sol consécutive à l'arrêt de battage.
Toujours est-il que l'étude de telles corrélations est très importante dans la mesure où elles permettent la détermination de la cohésion non drainée d'un sol à partir de la résistance dynamique calculée suivant l'interprétation décrite antérieurement.
II n'est pas utile de rappeler que les essais scissométriques sont relativement plus lents par rapport aux essais de pénétration dynamique. D'où l'intérêt d'un tel type de corrélation.
Par ailleurs, il est important de souligner le bon accord dans l'allure des courbes de variation de la résistance dynamique exprimée en nombre de coups pour un enfoncement de 50 cm et celle déduite des signaux de mesures effectuées en tête du pénétromètre dynamique. Ce qui permet de valider, une fois de plus, le type d'essais que nous avons adopté. [15]

I. 1-3-7 : Corrélation entre l'angle de frottement interne 'φ' et l'indice de plasticité 'I_P' :

L'étude de la corrélation entre l'indice de plasticité' I_P' et l'angle de frottement interne de sol 'φ' nous permet de mesurer et extraire l'indice de plasticité

a partir l'angle de frottement suivant l'interprétation de la courbe qui présente cet accord entre ces deux paramètres

L.Bjerrum et N.E Simons ont donné une relation qui lie entre ' I_P' et 'φ' pour des échantillons d'argile apportés de différents pays (Norweg Skempton, Gibson et Bjerrum) et la courbe suivante montre cette corrélation :

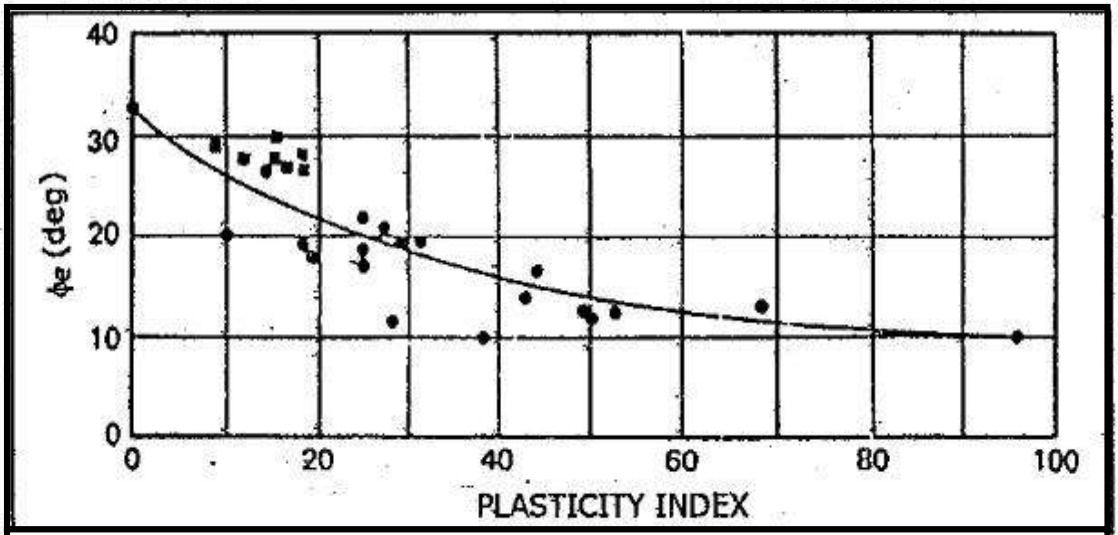


Figure I.27 : Corrélation entre ' I– ' et '≤≥' (L.Bjerrrum et N.E. Simons 1960)

I. 1-3-8 : Corrélation : résistance de pointe – Taux de compactage :

Des mesures dans un moule de 80 cm de hauteur aboutissent à extraire la densité de la résistance de pointe ' q ' du limon A1 compacté saturé (Figure I.28)

$$qd = \exp(1{,}184 \times \gamma d - 21{,}03)$$

Avec 'q ' = 0,18 et 0,7 et 1,8 Mpa pour 90, 95 et 100 % OPN, il n'est donc pas étonnant que le limon de fondation, souvent saturé par la nappe et peu compacté, ait des résistances qd inférieures à 1 Mpa (m = 1,2 Mpa s = 0,68 Mpa).

En revanche, les fortes résistances ' q ' du remblai (m = 7,3 Mpa, s = 2,6 Mpa) ne sont pas à imputer au compactage, mais à la cohésion capillaire. La résistance est multipliée par 30, lorsque la teneur en eau passe de l'optimum Proctor à l'optimum moins 10 % (figure I.14). [18]

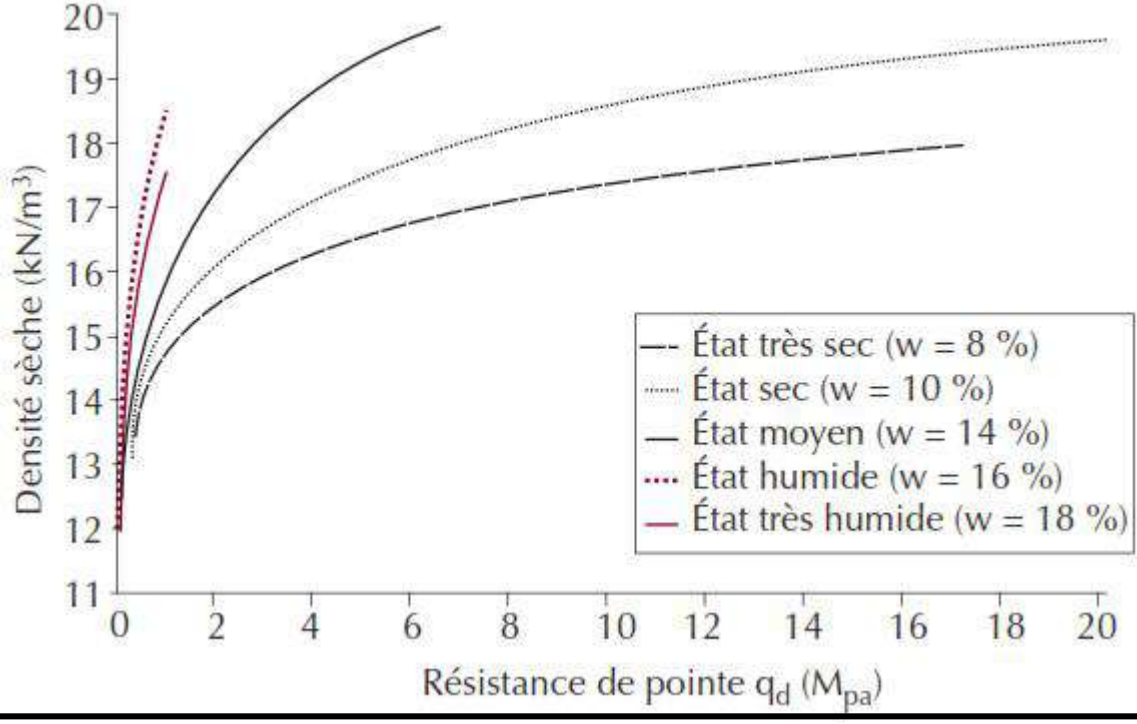


Figure I.28: Résistance de pointe en fonction de taux de compactage

I. 1-3-9 : Corrélation entre la résistance a la pointe q_c , la teneur en eau ω et l'indice de compressibilité C_c :

La résistance à la pointe 'q_c' (Bar)	La teneur en eau ' ω' (%)	L'indice de compressibilité 'C_c'
q_c >12	ω<30	C_c <0,2
q_c <12	ω<25 25<ω<40 40<ω<100	C_c <0,2 0,2<C_c<0,3 0,3<C_c<0,7
q_c <7	100< ω<130 ω>130	0,7<C_c <1 C_c >1

Tableau I .3 : Corrélation entre q_c , ω et C_c [9]

Toutes les corrélations précédentes vont dans le même sens et montrent que :

- Dans les sables et graviers et les argiles au dessus de la nappe d'eau on a on général : $q_c = q$
- Dans les limons, les sables argileux et limoneux on obtient :

$$q_c > q$$

L'écart devenant important sous la nappe.

I. 1-4 : Conclusion :

Les essais de laboratoires et les essais in-situ nous permettent de décrire le sol et définir ses propriétés.

L'essai de pénétration dynamique est considéré comme un appareil de reconnaissance rudimentaire, il est largement reconnu et utilisé dans le monde entier pour des explorations de sous-sol.

La corrélation entre deux ou plus de deux paramètres permet de trouver un certain lien entre eux, les corrélations effectuées dans notre travail dépendent de la nature des sols étudiés et l'existence de la nappe phréatique.

I-1- Introduction :

Dans tous les projets de construction, la reconnaissance géotechnique doit être réalisée avec soin afin de fournir les éléments nécessaires à la conception et calcul des ouvrages. Le laboratoire ou l'organisme chargé de la reconnaissance effectue des sondages, en des points précis sur le terrain, avec extraction des échantillons du sol. Ces derniers sont soit remanier et servent ainsi aux essais d'identification tels que l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg…etc., soit intacts et servent aux essais mécaniques de compressibilité ou de résistance tels que l'essai oedométrique , le cisaillement simple, la compression triaxiale ……etc.

Il faut noter que la destruction aussi minimale soit-elle de la structure naturelle des échantillons extraits est inévitable. Le problème d'obtention d'échantillons intacts est l'un les plus délicats en géotechnique. Des techniques récentes ont été mises au point tels que la congélation des échantillons au cours du carottage, mais ces dernières sont trop sophistiquées pour un projet géotechnique courant .Ainsi, il est quasi-impossible d'extraire des échantillons de matériaux sableux ou graveleux sans modifier leur état physique et mécanique. De même, un soin particulier doit être porté aux sols fins et particulièrement l'argile molle afin que leurs échantillons reflètent l'état naturel du terrain étudié. Cette difficulté a été jugée par les ingénieurs comme étant un des inconvénients majeurs des essais de laboratoires.

En outre, le cout élevé des sondages et des essais mécanique au laboratoire limite la possibilité d'étudier aisément les caractéristiques mécaniques du terrain, et l'implantation d'un sondage est faite pour tirer le maximum d'informations sur le sol.

Des fois, on procède par une étude géologique et /ou des essais géophysique au cours de la reconnaissance préliminaire afin d'avoir une idée sur la

succession des couches du sol, et de fixer par la suite judicieusement les points de sondages carottés.

Cependant, l'hétérogénéité prononcée du sol fait qu'une telle procédure est délicate et comporte des risques. Les résultats d'essais de laboratoire ne peuvent donc prétendre être représentatifs de tout le terrain et une analyse statistique ne peut se faire que sur une population suffisante d'échantillons du sol. Le souci de sécurité de l'ouvrage pousse donc à adopter des valeurs minimales aux caractéristiques mécaniques requises pour le calcul des fondations.

Un autre fait marquant les essais de laboratoire est leur lenteur relativement aux essais in-situ. Ces derniers ont l'avantage d'être rapide et peuvent être refaits au cours des travaux de chantier (ouvrage des fondations, compactage des remblais…….).

Les essais in-situ et ceux au laboratoire forment un tout qu'il importe à l'ingénieur de le maîtres. Et combien des fois, la complémentarité de ces essais s'est avérée fructueuse.

Les essais in-situ représentent un thème de recherche d'actualité et un sujet de débat scientifique riche entre les mécaniciens du sol. Comme preuve de cela, la multitude des congrès scientifiques et symposiums traitant de ce thème.

L'histoire de l'équipement d'essais est marquée par une évolution rapide durant ces deux dernières décades. De nouveaux horizons se sont ouverts suite au développement de la métrologie, de l'électronique et de l'informatique. On assiste actuellement à l'utilisation des essais in-situ dans les projets de plateformes off-shore pour le forage pétrolier, dans les études du géo-environnement, dans la lutte contre la contamination des sols, dans la

détection des déchets nucléaires ainsi que dans la prévention du potentiel de liquéfaction des couches sableuses meubles [1].

I. 2- Le plan de travail :

Ce mémoire s'étale sur quatre chapitres en plus d'une introduction et une conclusion.

Le premier chapitre concerne une recherche bibliographique qui traite le contexte du sujet.

Le chapitre II contient mise au point d'une base des données géotechniques extraites de l'étude du sol.

Le chapitre III est une exploitation de la base des données en faisant des différentes corrélations entre les paramètres physiques et mécaniques des sols afin de vérifier l'effet de ces paramètres sur la résistance de pointe de l'essai de pénétration dynamique.

Une conclusion générale est présentée dans le quatrième chapitre.

I -1 : Généralités :

Les essais in situ ont connu les deux dernières décades un énorme développement technologique et théorique, ce qui avait pour conséquence qu'ils ont presque remplacé les essais mécaniques traditionnels de laboratoire. [1]

Sans pour autant diminuer de l'importance des ces derniers, tout le monde reconnait actuellement que les essais sur place, de par leur rapidité et la simplicité de leur réalisation, sont un outil performant pour la conception et calcul des fondations.

Les essais en place de mécaniques des sols les plus courants sont les essais réalisés au pénétromètre (statiques ou dynamiques y compris l'essai de pénétration au carottier dit SPT), et les essais au pressiomètre Menard et au scissomètre de chantier.

Il existe d'autres essais in situ intéressants, mais ils sont d'une utilisation fréquente en raison de leur nouveauté, de leur caractère plus complexe ou de leur domaine d'intervention plus limité. On peut citer par exemple le dilatomètre, le pressiomètre autoforeur, le pressio-pénétromètre, le pénétro-gammadensimétre. [2]

I. 1-1 : Les essais in situ :

I. 1-1-1 : L'essai de pénétration au carottier SPT : [2]

I. 1-1-1-A : Généralités :

Cet essai consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de conception et de dimension normalisée. On compte le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester.

L'essai permet, d'une part de tracer un profil de pénétration et d'autre part de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les

essais d'identifications classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau)

I. 1-1-1-B : Réalisation pratique de l'essai :

Le carottier, placé au fond d'un forage préalable est battu par l'intermédiaire d'un train de (figure I.1). Le battage s'effectue par passes successives à l'aide d'un marteau de 63,5 kg qui tombe en chute libre d'une hauteur de 76 cm sur la tête du train de tiges. La profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm.

Durant le battage, on note trois enfoncements successifs :

-L'enfoncement de mise en place : c'est l'enfoncement du carottier sous son propre poids et sous celui du train de tiges et du dispositif de battage; la pénétration est poursuivie immédiatement si ce premier enfoncement dépasse 45 cm ;

-L'enfoncement d'amorçage: le carottier est enfoncé de15 cm sous l'effet de N_0 coups de mouton ;

- L'enfoncement d'essai : le carottier est enfoncé de deux fois 15 cm sous l'effet de N_1 puis N_2 coups de mouton.

Le nombre $N = N_1 + N_2$ est appelé résistance à la pénétration (au carottier standard).Les résultats sont présentés sous forme de tableau, comme indiqué par la norme, et éventuellement sous forme d'une courbe de variation de N en fonction de la profondeur (figure I .2).

La norme précise que l'essai ne s'applique qu'aux sols dont la dimension des plus gros éléments ne dépasse pas 20 mm, dont la valeur N est comprise entre 0 et 50 et pour des profondeurs d'investigation ne dépassant pas 50 m.

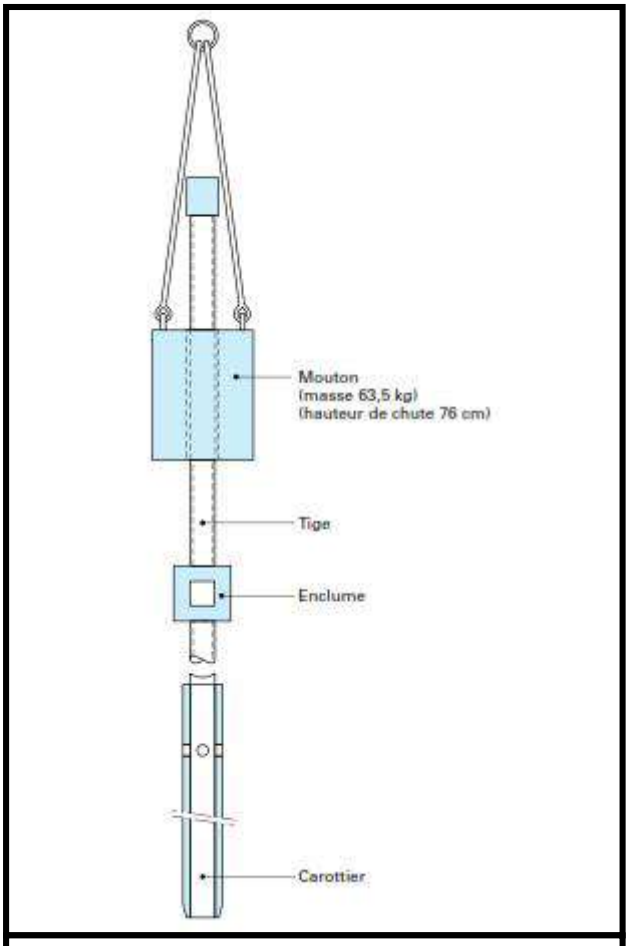


Figure I.1 : Schéma du principe du SPT

En outre, le fond du trou de forage ne doit pas être trop modifié par la succession des opérations, qui peuvent entraîner éboulements ou décompression, notamment dans les sols placés sous la nappe.

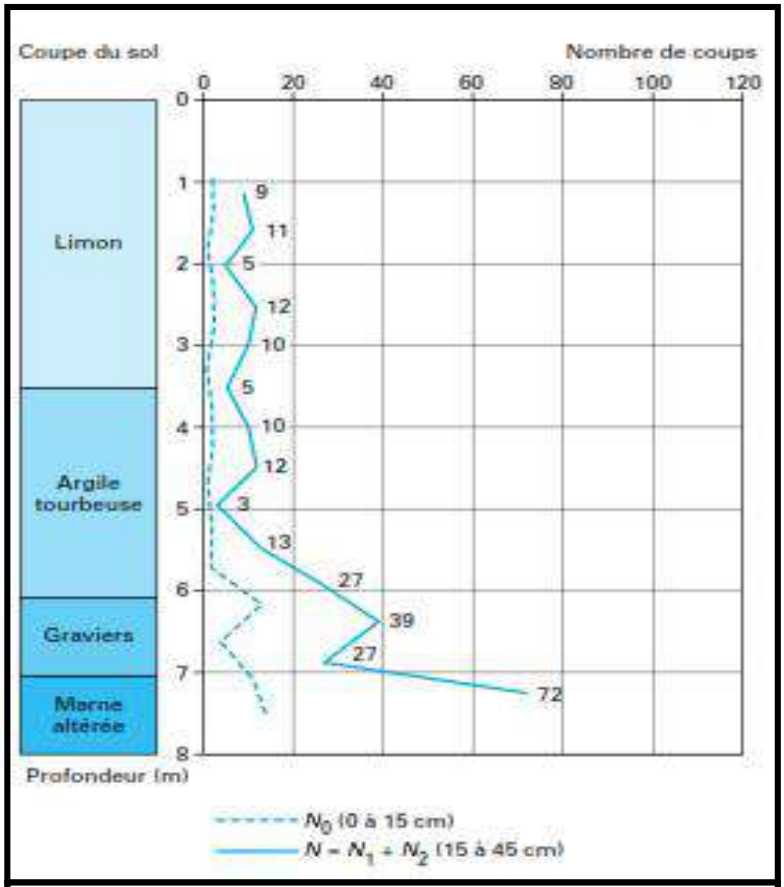


Figure I .2 : Profil de pénétration au SPT

I. 1-1-1-C: Exploitation des résultats des essais SPT :

Les essais SPT sont peu effectués en France, en partie en raison des limitations déjà énoncées.

Aux USA et dans d'autres pays, ils sont effectués assez intensivement et de manière empirique pour déterminer la portance des fon- dations superficielles ainsi que pour évaluer les risques de liquéfaction des sols en zone sismique.

Ils sont également utilisés, par le biais de corrélations, pour la détermination de la cohésion non drainée c_u des argiles, de l'angle de frottement interne 'φ' et de l'indice de densité 'I_D' des sols purement frottants.

I. 1-1-2 : Pénétromètre statique :

I. 1-1-2-A : Généralités :

L'essai au pénétromètre statique consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante, un train de tiges terminé à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tiges.

Le premier pénétromètre véritablement opérationnel a été le pénétromètre hollandais dit pénétromètre Gouda, fabriqué dans la ville du même nom.

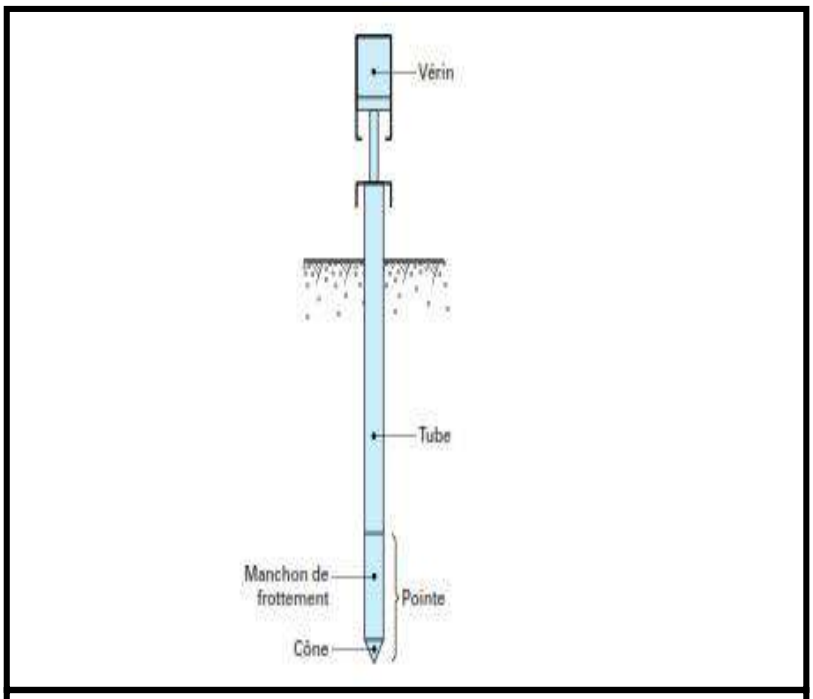


Figure I.3 : Schéma de principe du pénétromètre statique

Par un procédé quelconque mécanique, électrique ou hydraulique on mesure suivant un pas de profondeur donné, la résistance opposée par le sol à la pénétration de cette pointe, appelée en conséquence résistance de pointe statique (ou résistance de cône) et notée ' q_c '

Simultanément, on mesure l'effort opposé à l'enfoncement de l'ensemble pointe et tiges. Cet effort est appelé effort total et noté $'Q_t'$

Il comprend d'une part l'effort de pointe et d'autre part l'effort de frottement latéral, qui s'exerce sur toute la hauteur du train de tiges.

Le pénétromètre statique a été développé initialement en Hollande, Ou l'on trouve des formations meubles de sols fins de forte épaisseur (Plusieurs dizaines de mètres) pour l'étude desquelles ce type d'appareil est particulièrement bien adapté.

Le premier pénétromètre véritablement opérationnel a été le pénétromètre hollandais dit pénétromètre Gouda, fabriqué dans la ville du même nom.

D'autres appareils ont ensuite été développés dans le monde, différant de l'appareil de Gouda soit par les modalités de mesure de la résistance de pointe, soit par l'aspect opérationnel, important dans ce type d'appareil puisqu'il faut le foncer dans le terrain à partir d'une charge statique obtenue le plus souvent par un lest.

Parmi ces autres pénétromètres, citons deux appareils originaux développés en France :

- Le pénétromètre de Parez dans lequel la résistance de pointe est mesurée en continu à l'aide d'une méthode hydraulique simple ;
- le pénétromètre Andina sorte de pénétromètre gigogne, qui permet la poursuite de la pénétration à l'aide d'une pointe de petit diamètre lorsque le refus a été atteint pour la première pointe de gros diamètre.

Par la suite, la mesure de la résistance de pointe a été complétée par deux autres types de mesures :

- La mesure du frottement local entre le sol et un manchon placé à l'arrière de la pointe ;
- La mesure de la pression interstitielle créée dans le terrain par le fonçage de la pointe ; un pénétromètre équipé pour réaliser cette mesure de pression interstitielle est appelé « piezocône » .

I. 1-1-2-B : Réalisation pratique de l'essai

La norme impose de respecter un certain nombre de conditions et fixe notamment la vitesse de pénétration dans le terrain, qui doit être de 2 cm/s.

Les pénétromètres normalisés diffèrent par les modalités de fonçage de l'appareil et par le mode de mesure de la résistance de pointe.

- **Fonçage dans le terrain :**

Le dispositif de fonçage doit être stable et correctement centré sur, le train de tiges, faute de quoi on risque le flambement du train de tiges du pénétromètre. Pour assurer à l'appareil une capacité de pénétration correcte, il est nécessaire de disposer d'une réaction d'au moins 100 kN, mais il existe des appareils prévus pour 250 kN.

Cette réaction est obtenue généralement à l'aide d'un camion lesté (Figure I.4) Le camion contient un abri de mesure et un ensemble d'appareils pouvant inclure un ordinateur et un traceur reproduisant en temps réel la courbe de pénétration. Pour accéder à des sites de sols compressibles, il existe des pénétromètres montés sur chenilles et des pénétromètres légers qui peuvent être mis en œuvre à partir de bâtis tenus par des hélices ancrées dans le terrain.

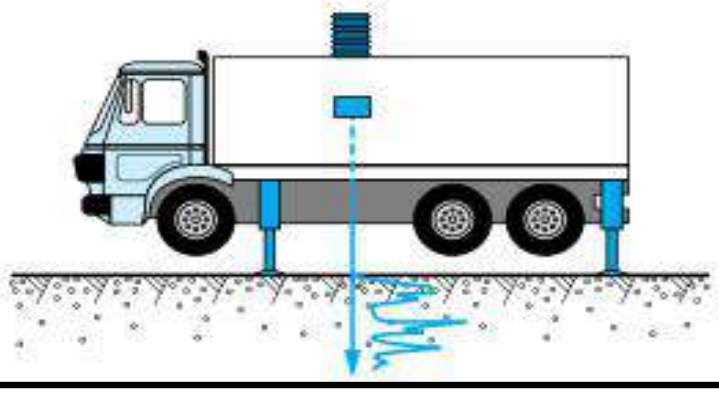


Figure I.4: Mise en œuvre du pénétromètre statique à partir d'un camion lesté

- **Mesure de la résistance de pointe :**

Les premiers appareils étaient des appareils purement mécaniques, dans lesquels l'effort de pointe était mesuré par l'intermédiaire d'un train de tiges centrales au train de tubes et poussant sur le cône.

Pour répondre aux prescriptions de la norme, il est de fait nécessaire de mesurer l'effort de pointe par un peson incorporé à cette pointe. On utilise généralement pour cela des pesons à jauges de contraintes ou à corde vibrante. Du point de vue opérationnel, cela implique l'utilisation de tiges de fonçage creuses, à l'intérieur desquelles on doit faire passer le câble électrique conducteur des informations.

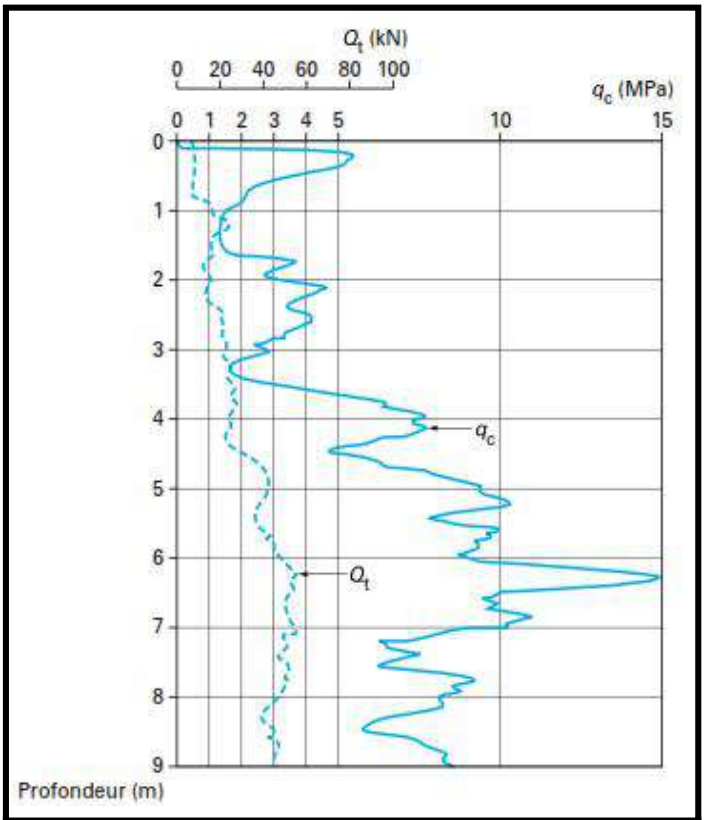


Figure I.5: Profil de pénétration statique

I. 1-1-3 : Essai au scissomètre de chantier :

I. 1-1-3 A : Définition : On appelle essais en déformation les essais qui donnent une courbe continue de chargement du sol, depuis un état réputé au repos jusqu'à une valeur jugée ultime et qui est définie le plus souvent conventionnellement.

Les essais classiques qui se rattachent à cette famille sont les essais au scissomètre de chantier et les essais d'expansion de cavité dont la variante principale est l'essai au pressiomètre Ménard, encore appelé essai Ménard.

Le scissomètre de chantier ou encore, par simplification de langage, le scissomètre, est un appareil de mesure en place de la cohésion des sols fins (argiles molles, limons et vases). Il est décrit par la norme française NFP94-112.

I. 1-1-3- B : Principe de l'essai

Le principe de l'essai est représenté sur la figure I.6 : un moulinet d'acier à quatre pales est foncé dans le terrain (sans avant-trou) par l'intermédiaire d'un train de tubes. La profondeur retenue pour l'essai étant atteinte, l'appareil est immobilisé pendant un court instant puis le moulinet est entraîné en rotation depuis la surface par l'intermédiaire de tiges placées à l'intérieur du train de tubes.

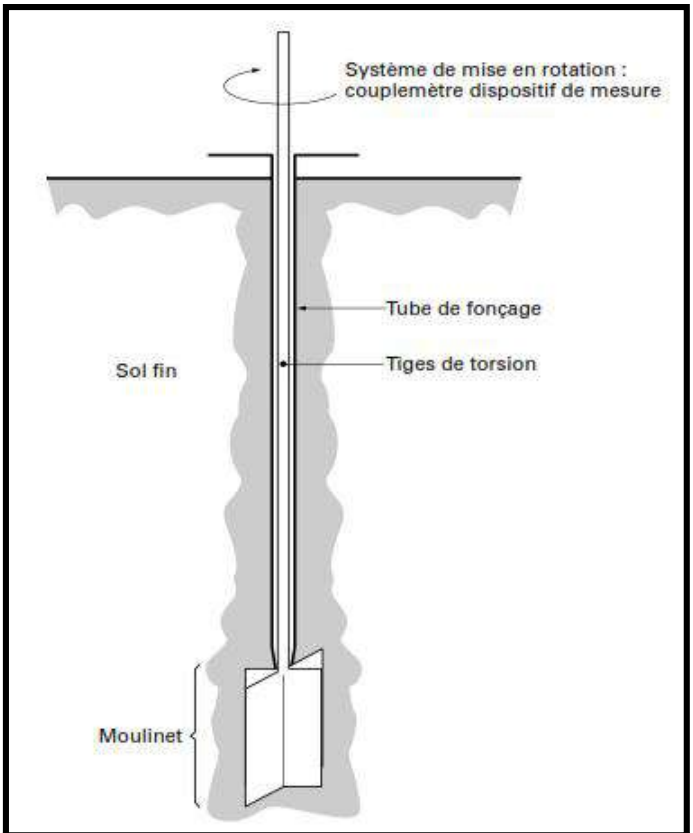


Figure I.6: Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier

I. 1-1-3-C : Interprétation de l'essai :

Dans sa forme la plus générale, la résistance au cisaillement 'τ' d'un sol s'écrit : $\tau = c + \sigma \tan \varphi$

La détermination de 'c' (cohésion) et de ' φ' (angle de frottement interne) nécessite la connaissance de 'σ', contrainte normale sur le plan de rupture, c'est-à-dire, dans le cas présent, la connaissance de la pression horizontale des terres sur la surface latérale du cylindre circonscrit au moulinet et de la pression verticale sur les deux surfaces de base de ce cylindre.

En pratique, ces pressions ne sont jamais connues. Il s'ensuit que l'essai au scissomètre n'est interprétable que dans un cas particulier, très important, qui est celui de la sollicitation non drainée dans un sol saturé. L'angle de frottement interne est alors nul et l'équation précédente se réduit à :

$\tau = c = S_u$

Où suivant la terminologie en vigueur,'S_u' est la cohésion non drainée, dite parfois cohésion scissométrique.

Pour être interprétable, l'essai au scissomètre doit donc être réalisé dans un sol saturé faiblement perméable de manière à ce que, pour une durée d'essai raisonnable, la sollicitation soit non drainée. Il faut en outre que l'appareil puisse être foncé dans le terrain, ce qui implique en plus que celui-ci soit relativement mou.

Ces conditions réunies font que le domaine d'action du scissomètre de chantier est limité aux sols fins cohérents (argiles, limons et vases) de raideur limitée.

En pratique, on admet que l'essai ne peut être réalisé que dans des sols dont la cohésion est inférieure à 0,1 Mpa.

I. 1-1-3- D : Critique et utilisation de l'essai :

L'essai au scissomètre est un essai beaucoup plus complexe qu'il n'y paraît de prime abord. Différents facteurs peuvent influer sur le résultat de la mesure

- Le refoulement du sol à la mise en place de l'appareil, qui perturbe les conditions initiales du milieu ;
- La forme de la surface de rupture, qui n'est pas strictement connue dans la phase initiale de la sollicitation (pour la très faible déformation nécessaire à la mobilisation du pic de résistance) ;
- La loi de mobilisation de la résistance au cisaillement sur les bases du cylindre circonscrit aux pales, qui n'est pas connue ; la rotation du moulinet qui n'est pas connue exactement en raison de la torsion parasite des tiges, de sorte que cet essai ne permet pas de déterminer un module de cisaillement.

Malgré ces difficultés, le scissomètre est un outil indispensable pour l'étude des remblais sur sols compressibles (vasières de bord de mer, zones tourbeuses de fonds de vallées, etc.). La valeur de la cohésion qu'il donne permet de calculer leur stabilité au glissement.

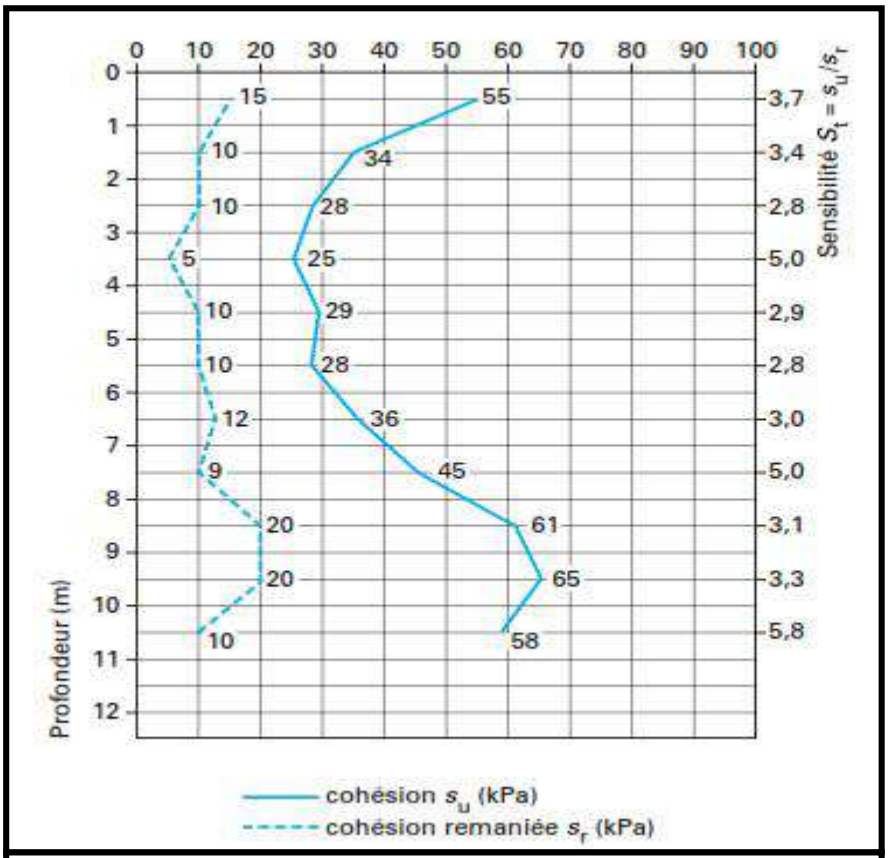


Figure I.7: Profil d'essai au scissomètre de chantier

I. 1-1-4 : Essai pressiométrique Ménard

Cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalable (figure I.8). C'est la réalisation de l'essai dans un forage préalable qui différencie essentiellement cet essai des autres essais pressiométriques réalisés par autoforage ou par fonçage direct de la sonde par battage ou vérinage.

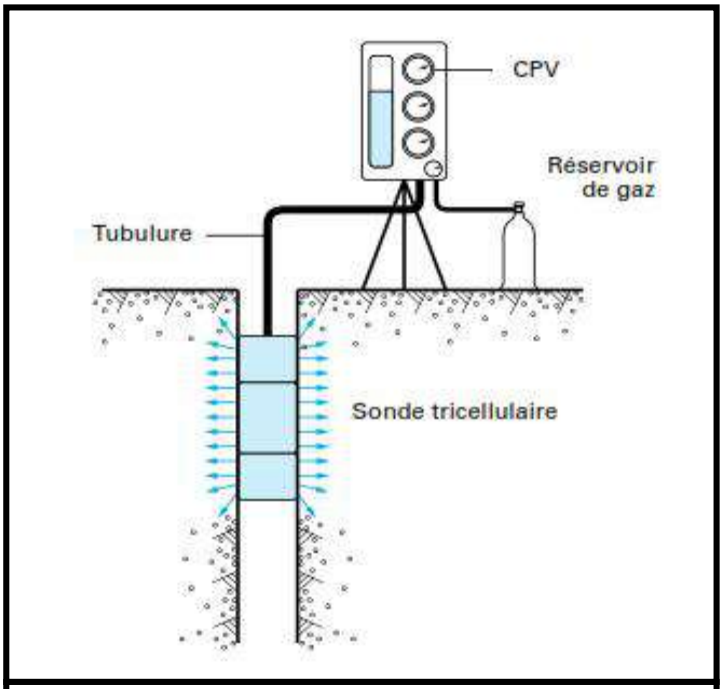


Figure I.8: Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard

I. 1-1-4-A : Principe de l'essai pressiométrique Ménard :

L'essai fait l'objet de la norme française NF P 94-110.

❖ **Conception du pressiomètre :**

Le pressiomètre Ménard comprend deux parties principales : la sonde et l'unité de contrôle, dite « contrôleur pression-volume », en abrégé CPV. Ces deux parties sont reliées par des tubulures semi-rigides de plastique.

- **Sonde pressiométrique**

Elle se compose de trois cellules indépendantes, montées autour d'une âme métallique :

- La cellule centrale, dite cellule de mesure, qui contient de l'eau et dont la mise en pression en cours d'essai provoque la variation de volume ;
- Les cellules de garde, qui contiennent du gaz et qui encadrent la cellule de mesure ; la mise en pression des cellules de garde en cours d'essai est réalisée simultanément à celle de la cellule de mesure, de manière à maintenir la forme globalement cylindrique de la sonde ; ainsi, la déformation de la cellule de mesure est uniquement radiale et l'essai pressiométrique est un essai en déformation plane.

D'après leur conception technologique, on distingue deux principaux types de sondes, qui sont (figure I.9)

- Les sondes à cellules superposées, connues commercialement sous le nom de **sondes E** ;
- Les sondes à cellules emboîtées, connues commercialement sous le nom de **sondes G**.

Les sondes de type E sont recommandées pour les essais dans les sols mous à moyennement consistants. Les sondes de type G, d'un montage plus facile que les précédentes, sont utilisées dans les sols raides. En raison de leur conception (la membrane constituant les cellules de garde enveloppe la cellule de mesure), elles imposent à l'opérateur la prise de dispositions particulières lors de l'expansion, car la pression dans la cellule centrale doit toujours être supérieure à celle qui règne dans les cellules de garde.

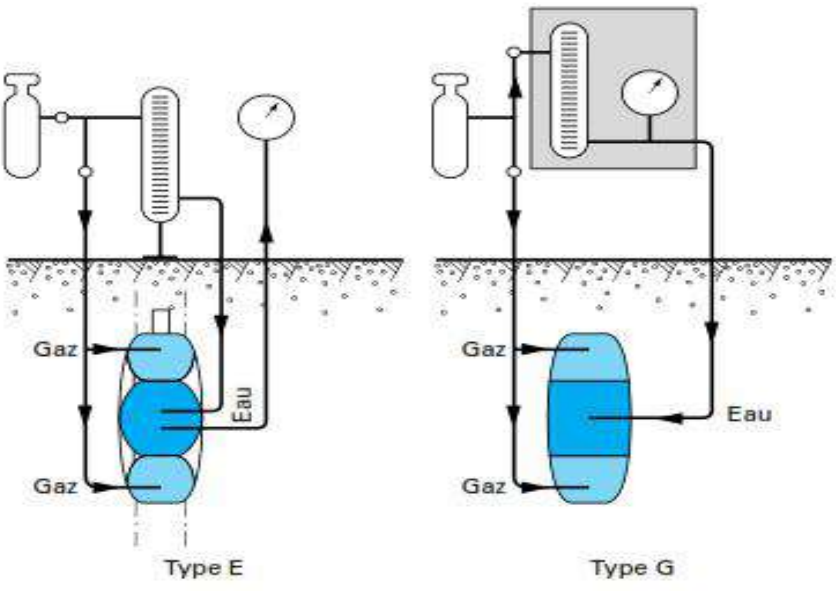


Figure I.9: Deux types de sonde pressiométriques Ménard

- **Contrôleur pression-volume ou CPV :** (figure I.10)

C'est le dispositif qui permet de dilater la sonde et de mesurer les pressions et les volumes d'eau injectés. Il est placé à la surface du sol auprès du forage pressiométrique et se compose d'un boîtier, posé sur un trépied. Il comprend une réserve de gaz sous pression (air ou azote) qui, après détente par un manodétendeur, pousse sur une colonne d'eau vers la cellule de mesure par l'intermédiaire des tubulures de liaison.

La mesure de la pression est effectuée à l'aide d'un manomètre (ou d'une batterie de manomètres de différentes capacités). La mesure du volume est obtenue par la lecture de l'abaissement du niveau de la colonne d'eau devant un indicateur gradué au centimètre cube près, appelé volumètre.

Certains CPV peuvent en outre être équipés de dispositifs d'enregistrement automatique des paramètres d'essais et de stockage des données pour interprétation ultérieure. Ces enregistreurs, dont l'usage est recommandé, sont

également équipés d'une petite imprimante qui permet, sur site, de visualiser certains résultats d'essai.



Figure I.10: Contrôleur Pression -volume

❖ **Réalisation de l'essai d'expansion**

Le forage terminé la sonde préalablement étalonnée est descendue dans le forage à la cote prévue pour l'essai, puis elle est mise en pression par l'opérateur par paliers de pression d'incréments égaux, maintenus chacun pendant une minute. Pour chaque palier de pression, l'opérateur note la quantité d'eau qui quitte le CPV, au bout de 15 s, 30 s et 1 min.

Cette quantité d'eau est utilisée à la fois pour déformer le terrain (c'est le phénomène que l'on veut mesurer) et pour compenser les effets parasites dus à la dilatation de l'ensemble des conduits du pressiomètre et à la compressibilité de l'eau du système. Le mode opératoire impose que la pression limite du sol soit atteinte au bout de dix paliers de pression (environ). Cela implique que l'opérateur connaisse a priori cette valeur. Il la déduit en

pratique des informations sur le terrain obtenues lors de la mise en place de la sonde et de son expérience.

Une fois la pression limite atteinte (ou les capacités maximales de pression de l'appareil mobilisées), la sonde est dégonflée et déplacée à la nouvelle cote d'essai dans le forage, et ainsi de suite jusqu'à la profondeur maximale fixée.

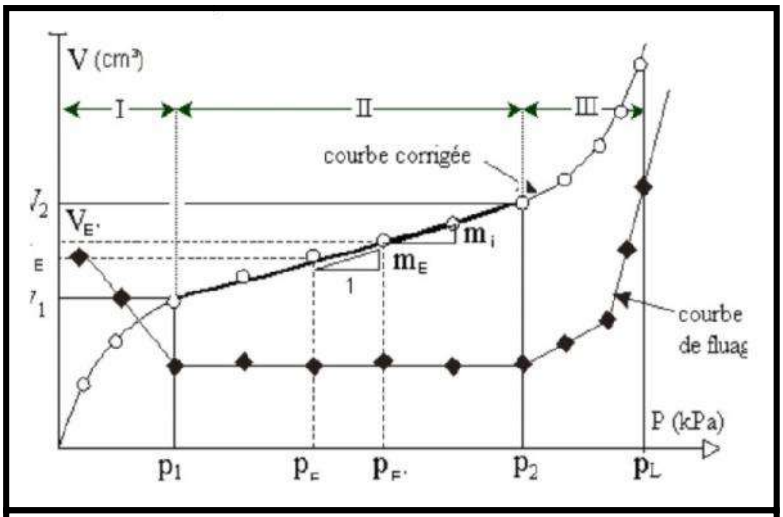


Figure I.11: Courbe d'expansion pressiométrique

Les valeurs de ' P_l' et 'E_M' déterminées sur un forage sont ensuite présentées sur un profil en fonction de la profondeur 'Z'. Ce profil est appelé profil pressiométrique.

En plus des caractéristiques pressiométriques, ce profil indique la nature des sols rencontrés ainsi que le niveau éventuel de la nappe d'eau souterraine, ces informations étant obtenues lors du forage préalable nécessaire à la mise en œuvre de la sonde. L'outil de forage utilisé est également indiqué. Un exemple des caractéristique pressiométriques est illustré à figure I.12.

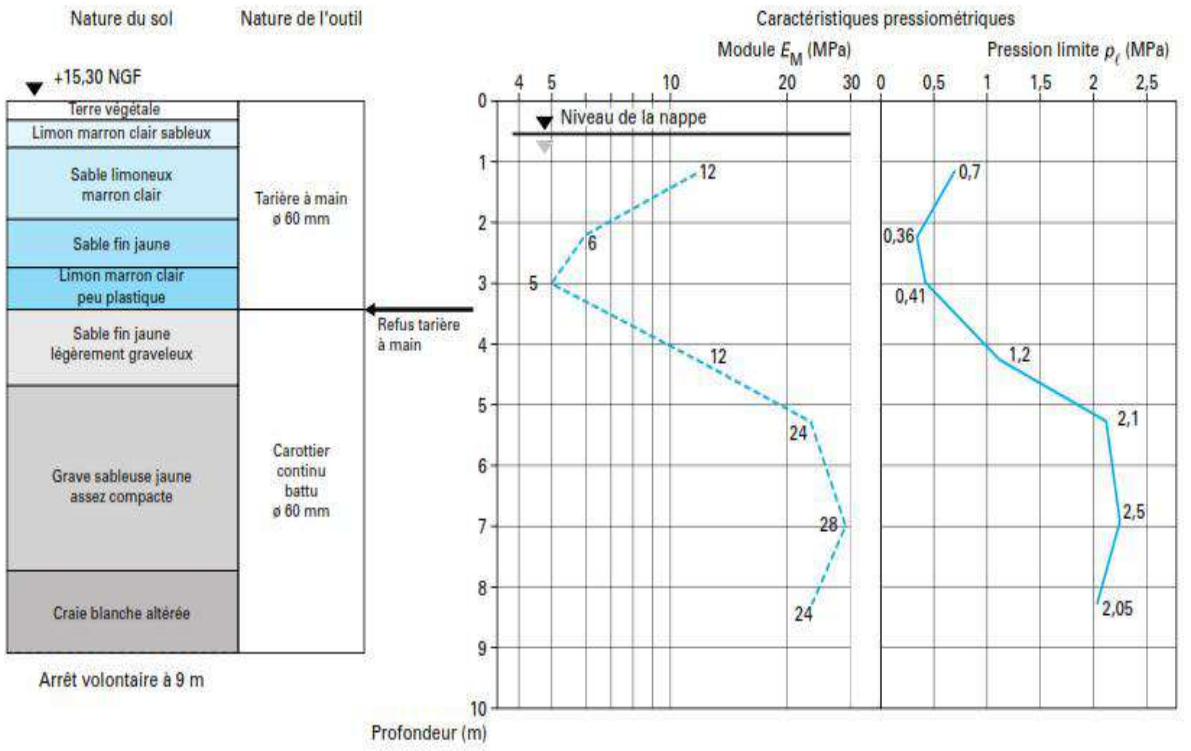


Figure I.12: Profil pressiométrique

I. 1-1-5 : Pénétromètre dynamique DPT :

I. 1-1-5-A : Généralités:

L'idée de la pénétration dynamique d'une tige munie d'un cône dans le sol est bien ancienne. Cet essai a été initialement conçu pour apprécier qualitativement la densité des sols pulvérulents dont il est quasi-impossible d'en extraire des échantillons intacts [5].

D'autres sources indiquent que cet essai dérive de la technique de mise en œuvre des pilotis en bois pour la construction des cités aquatiques, depuis l'aube de l'histoire humaine [6] [9].

I. 1-1-5-B : But de l'essai de pénétration dynamique :

Le domaine préférentiel d'utilisation des pénétromètres dynamiques est la reconnaissance qualitative des terrains lors d'une reconnaissance préliminaire. Ils sont donc recommandés pour résoudre les problèmes suivants:

- Contrôle de l'homogénéité d'un site ;
- Détermination des épaisseurs des différentes couches de sols ;
- Localisation des cavités ou autres discontinuités ;
- Reconnaissance du niveau du toit du rocher.
- Enfin, ils fournissent des renseignements utiles pour la prévision des conditions de battage des pieux et des palplanches.

I. 1-1-5-C: Historique de l'essai DPT :

La première expérience connue d'essai de pénétration dynamique remonte au 17^{e} siècle en Allemagne [10]. Depuis, plusieurs générations du pénétromètre dynamique se sont succédé avec une amélioration sensible apportée à l'appareil de base. Actuellement, on compte plus de 60 pays, dont 20 en Europe, utilisant couramment l'essai DPT. Il existe environ une vingtaine de documents officiels réglementant cet essai ce qui témoigne de son large étendue dans les projets géotechniques.

L'essai DPT est le plus simple et le moins couteux des essais in situ, ce qui explique qu'il est le plus utilisé. Outre la reconnaissance géotechnique du terrain, l'essai de pénétration dynamique est un outil de calcul des fondations, bien qu'il connaisse dans ce domaine moins de succès que d'autres essais tels que le pressiomètre et le pénétromètre statique. [1]

❖ La formule des Hollandais :

Les hollandais sont depuis des siècles des batteurs des pieux émérites et c'est sans doute pour cela que cette fameuse formule destinée à vérifier

la force portante des pieux battus leur est attribuée. Si elle n'est plus utilisé pour cela même sous des formes corrigées (formules de Hiley et autres) elle l'est encore beaucoup pour apprécier la résistance dynamique jusqu'à apparaitre dans nos normes.

La formule des hollandais résulte d'un raisonnement elle n'est déduite de constatations expérimentales ni confirmés par les observations quoi qu'en disent ses utilisateurs inconditionnels.

Ce raisonnement est le suivant :

Une masse 'M' (mouton) tombe sur une tige de masse totale 'm' d'une hauteur 'H' (voir figure I.13), la vitesse de l'impact est : $V_M=\sqrt{2gH}$.

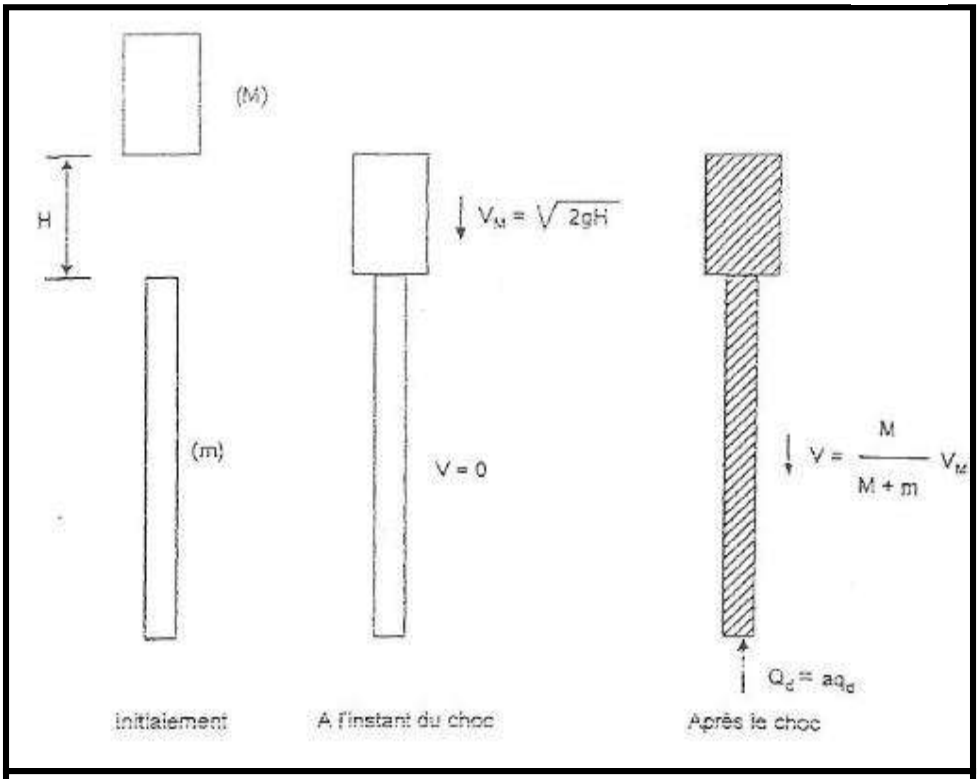


Figure I.13: Formule des hollandais [3]

Immédiatement avant le choc, la quantité de mouvement totale est égale à 'M V_M ', la tige étant immobile

Après le choc la conservation de la quantité de mouvement (aucune action extérieure autre que la gravité d'effet négligeable) permet de calculer la vitesse 'V' de l'ensemble de mouton et de la tige devenus solidaires :

$$V = \frac{M}{M+m} V_M$$

L'énergie cinétique de la masse 'M+m' lancé à la vitesse' V ' est donc :

$$\frac{1}{2}(M+m)V^2 = MgH\frac{M}{M+m}$$

C'est cette énergie qui est utilisé pour la pénétration si la résistance du milieu est constante est égale à ' Q_d ' et l'enfoncement égal à 'S', on prend écrire :

$$Q_d .S = MgH\frac{M}{M+m}$$

D'où : ' Q_d' en fonction de l'énergie et de la masse du mouton, de l'enfoncement et de la masse totale des tiges.[3]

I. 1-1-5-D: domaine d'utilisation de l'essai DPT :

L'essai peut se faire pour le balayage du terrain en phase de reconnaissance préliminaire, pour un chantier important, par un nombre représentatif des sondages DPT .une telle opération préliminaire permet par la suite d'orienter la reconnaissance géotechnique détaillée (nombre et position des sondages…).

Cet essai est aussi utilisé pour l'analyse qualitative d'un terrain, comme il est utilisé pour l'étude d'un modeste projet de fondations ou l'investigation géotechnique est pour des raisons économiques limitée. L'essai de pénétration dynamique est très utilisé et actuellement s'élargie et il a des buts qu'on veut réaliser, l'un de ces buts est de zoner un site en phase de reconnaissance et définir ainsi son aptitude à recevoir une construction donnée, et définir le toit d'un substratum rocheux. Etudier l'homogénéité spatiale du terrain par recoupement des différents sondages pénétrométriques, est le plus important but de l'utilisation du pénétromètre

dynamique et puis caractériser la résistance des sols raides et compacts (refus de pénétration statique),

Et enfin étudier les dépôts alluvionnaires ou graveleux ou l'éboulement ou la présence des gros cailloux, rendent délicats les autres essais in situ.

I. 1-1-5-E : Principe de l'essai DPT :

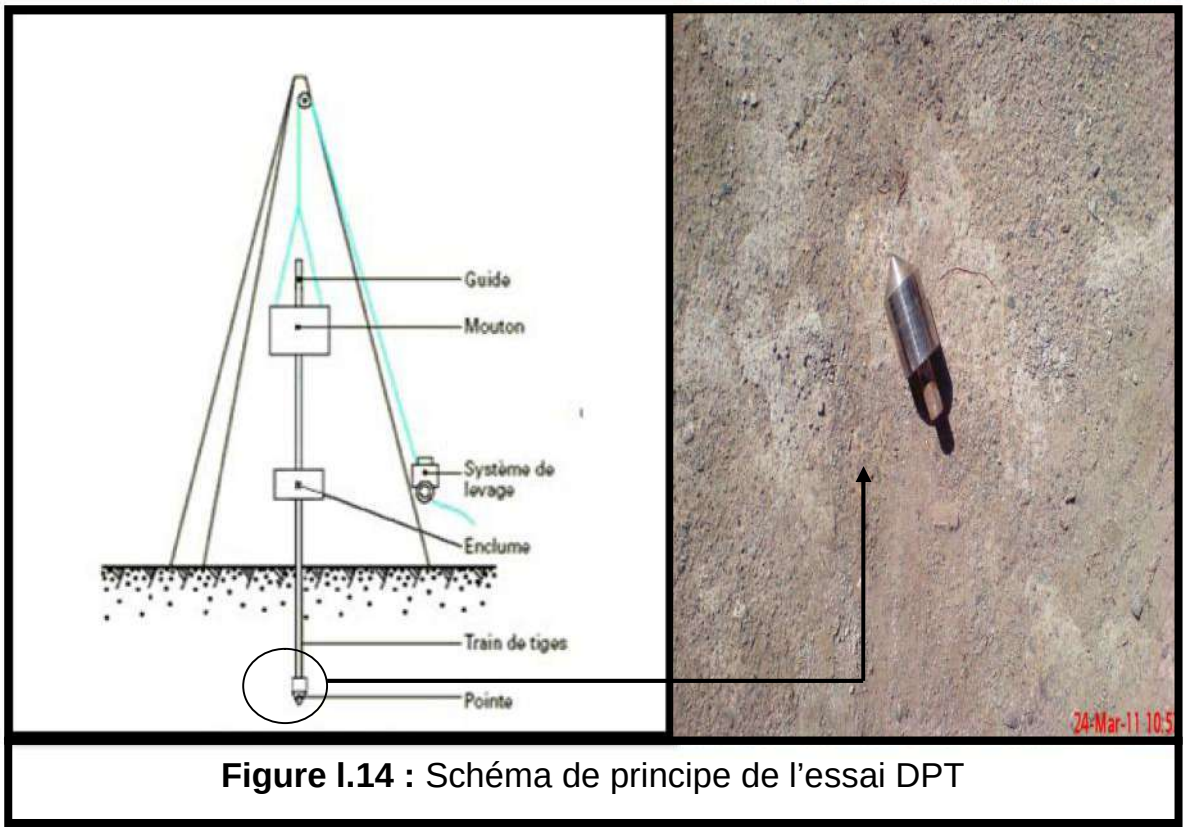


Figure I.14 : Schéma de principe de l'essai DPT

L'essai consiste à battre un train de tiges finissant par une pointe conique dans le sol, à l'aide d'un mouton de masse **M** tombant d'une hauteur fixe **H** et de mesurer le nombre de coups $\mathbf{N_d}$ nécessaire pour faire pénétré la pointe sur une hauteur **h**, l'essai est en général rapide, le comportement du sol est donc non drainé notamment dans le cas des sols fins saturés.

Le paramètre $\mathbf{N_d}$ en soi même, n'à aucune signification du fait qu'il varie notamment avec l'intensité de l'énergie du battage, le rapport entre la masse

du mouton et celle battue (enclume + tige + pointe +……..), le diamètre de la pointe et son débordement [8].

Il importe alors de calculer d'une manière conventionnelle une résistance dynamique $\mathbf{q_d}$ à la pénétration selon les formules de battage qu'on verra ultérieurement.

L'appareil est composé par les éléments suivants [8],[9]:

- Le mouton sous forme d'une masse tombant en chute libre fixe et battant l'enclume du pénétromètre,
- L'enclume qui transmet l'énergie de battage aux tiges.
- Les tiges qui, à leur tour transmettent l'énergie à la pointe
- La pointe qui est caractérisée par son angle est son diamètre.

On reporte l'essentiel du projet de norme mondiale concernant l'appareillage standard ainsi que la procédure normalisée d'essai [10] :

1-Il existe quatre types d'essai DPT selon la taille du cône et l'énergie du battage :

- L'essai DPL ou pénétration dynamique légère
- L'essai DMP ou pénétration dynamique moyenne
- L'essai DPH ou Pénétration dynamique lourde
- L'essai PSH ou pénétration dynamique super lourde.

2- La géométrie du cône fait intervenir un angle au sommet de 90°

3- La résistance en pointe est définie par le nombre de coups de battage nécessaire pour un enfoncement donné de la pointe.

L'énergie de battage est le produit du poids (M.g) du mouton fois la hauteur H de chute.

4- L'essai DPT est recommandé pour une investigation dans un massif pulvérulent. En interprétant l'essai dans un sol cohésion ou à grande

profondeur, une prudence est requise en cas de mobilisation significative du frottement latéral avec les tiges.

5-L'essai DPT peut être utilisé pour l'appréciation qualitative des caractéristiques du sol telles que la densité relative, la compressibilité, la résistance au cisaillement et la consistance .Il est recommandé que l'interprétation de l'essai pour un calcul de la capacité portante des fondations est à limité principalement aux sols pulvérulents.

6- La cadence du battage est de 15 à 30 coups a par minute .la résistance dynamique des sols pulvérulents dépend peu de cette cadence. On peu alors augmenter la cadence jusqu'à 60 coups / minute.

7-A partir du nombre de coups mesuré on calcule la résistance dynamique en pointe par la formule des hollandais :

$$q_d = \frac{M.g.H}{Sp.v} \quad \frac{M}{M.M'}$$

M' : masse totale des tiges, du guide et de l'enclume

M : masse du mouton

H : hauteur de chute du mouton

S_p : aire de la section droite du cône

g : accélération de la gravité terrestre (10 m/s^2)

ν : pénétration pour un coup ($\nu = {}^{h}/_{Nd}$, h≈ 10 cm est l'enfoncement de la pointe).

L'essai de pénétration dynamique nous permet de déterminer la résistance à la pénétration tous les 20 centimètres du terrain traversé à partir de la courbe obtenue d'après cet essai : $q_d = F(Z)$

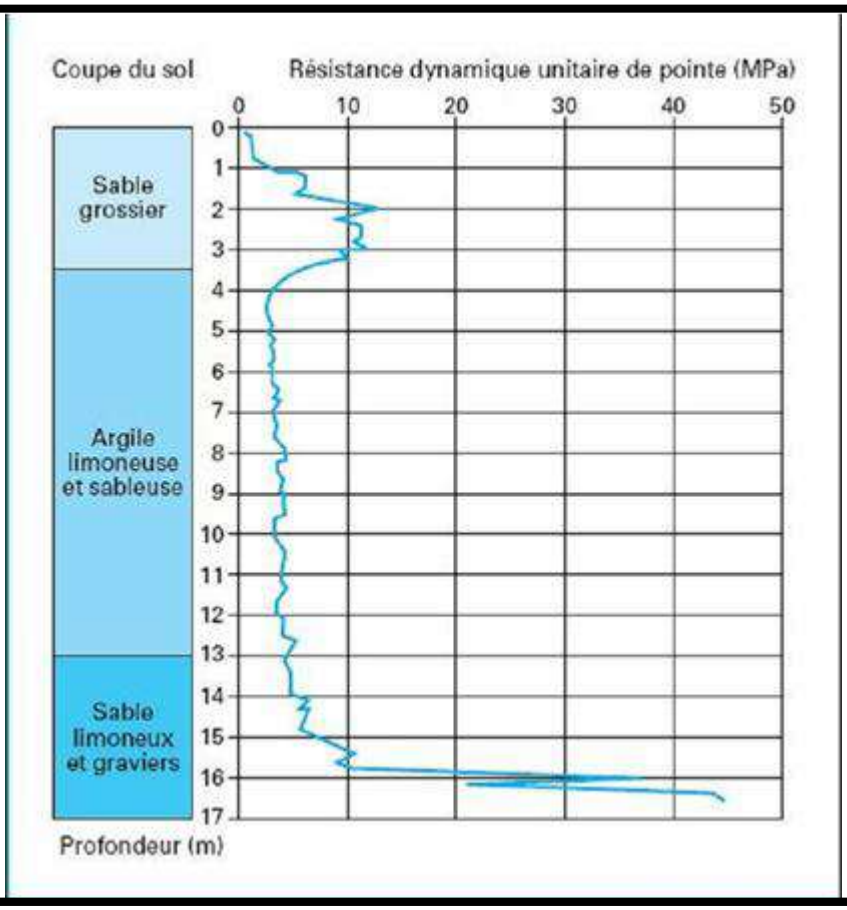


Figure I.15 : Profil de pénétration dynamique [2]

8- On peut limiter la mobilisation du frottement latéral par une injection de la boue de forage à partir du cône, dans l'espace tubage de revêtement.

Il est noter que la norme Française NF P94-115 décrit un appareil adopté PDB (pénétration dynamique lourd type (B) qui correspond exactement au type super lourd DPSH de la norme internationale [11].

I. 1-1-5-F: Les types d'essai DPT :

Les pénétromètres dynamiques les plus anciens étaient constitués par une simple chèvre munie d'une poulie dans sa partie supérieure, et d'un mouton qui tombait en chute libre sur un fer profilé ou un tube métallique.

Le levage du mouton pouvait s'effectuer à la mieux avec un petit treuil.

C'est d'ailleurs toujours ainsi que l'on opère lorsqu'on veut faire un essai de pénétration dynamique au fond d'un forage en utilisant le treuil ou le cabestan de la sondeuse.

Ces appareils particulièrement simples présentaient l'avantage de permettre une variation de l'énergie de percussion en jouant sue l'hauteur de chute du mouton, ce qui, nous le verrons plus loin, offre un certain intérêt pour l'interprétation de l'essai.

Pour essayer de neutraliser le frottement latéral qui s'exerce sur le fut du pénétromètre, certains expérimentateurs utilisent des pointes d'un diamètre supérieur à celui des tiges. C'est ainsi qu'est conçu le pénétromètre couard dans lequel le raccordement des tiges se fait à l'aide de manchons ovoïdes de même diamètre que la pointe.

L'énergie de battage est fournie par une masselotte à main qui glisse le long de la dernière tige et qui vient buter sur une enclume.

Signalons dans le même genre un pénétromètre léger d'origine Suisse(pénétromètre P.2 de la société ' BEVAC' qui est constitué par des tiges de 22 mm de diamètre, une pointe de 36 mm, et une masse automotrice de 300 N à air comprimé qui, comme dans le cas du pénétromètre couard, glisse sur la dernière tige du pénétromètre avec une hauteur de chute de 0 ,2 m. L'aire comprimé est fournit par un compresseur d'un poids total de 460 N.

Les pénétromètres dont le diamètre de la pointe est supérieur à celui des tiges présentent deux inconvénients :

- Difficultés d'extraction si le terrain s'est éboulé au-dessus de la pointe,
- Apparition d'un frottement latéral parasite dans le cas d'éboulements (sables) ou de resserrement du trou (argile).

Pour pallier le premier de ces inconvénients, on a imaginé de laisser la pointe au fond du trou : c'est pourquoi avec le pénétromètre SERMES, on tourne la

difficulté en injectant de la bentonite par la pointe. Cet appareil comprend essentiellement :

- Une pointe perdue de 70 mm de diamètre munie de trous évents dans sa partie supérieure,
- Un train de tiges tubulaires filetées de 40 mm de diamètre extérieur en éléments de 1 m,
- Un mouton automatique à air comprimé assurant une cadence régulier de 50 coup/minute. L'enclume munie d'une tige guide est vissée au sommet du train de tige et un dispositif pneumatique permet le relevage du mouton dont hauteur de chute est de 0 ,40 m et le poids de 30 N.

Toutefois par adjonction de masses supplémentaires, ce poids peu être porté à 600 ou 900 N.

Pour éliminer le frottement latéral, on injecte la bentonite (Brevet SOL ROC) Par le canal axial du train de tige. Celle-ci ressort par les trous évents de la pointe et, en remontant le long et à l'extérieur du train de tige, assure une lubrification continue.

Toujours dans le souci de neutraliser les frottements latéraux parasites, on a vu apparaitre des dispositifs des dispositifs constitués par une pointe conique susceptible de coulisser dans un tubage de protection de même diamètre. Ces appareils, d'un diamètre en général supérieur à celui de pénétromètres légers, nécessitent une énergie de percussion plus importante. Ils sont donc en général utilisés avec des cabestans à moteur ou avec des moteurs automoteurs.

C'est sur ce principe que sont conçus les pénétromètres dynamiques FONDASOL qui sont essentiellement constitués par :

- Une pointe coulissante conique dont la section droite horizontale est de 28 cm^2 et le diamètre de 60 mm, son poids est de 49 N,

- Un train de tiges intérieures en acier spécial solidaire de la pointe .Ce train de tige a un diamètre intérieur de 32 mm et un diamètre extérieur de 42 mm, son poids est 65 N,
- Un train de tube extérieur de 47/60 mm, pesant 90 N,
- Une tête de battage du tube d'un poids de 50 N,
- Une tête de battage de l'ensemble tige-pointe d'un poids de 52 N.

L'énergie de percussion est fournie soit par des moutons en chute libre de 0,635 à 1,2 KN, soit par des moutons automoteurs à explosion Delmag H.2 dont le poids est de 1 KN et dont l'énergie de percussion résultant de chute libre du mouton et de l'énergie due à l'explosion est de 300 J. Il s'agit là d'un pénétromètre de moyenne puissance.

Parmi les pénétromètres dynamiques lourds, signalons le super-pénétromètre Andina, dont nous avons déjà parlé, qui est à la fois statique et dynamique et qui pour sa partie dynamique développe une énergie de 1 200 J. et le pénétromètre dynamique stato-dynamique Fondasol qui développe une énergie de 2 200 J.

Il faut toutefois bien remarquer que, dans leur utilisation dynamique, ces deux pénétromètres ne permettent pas de dissocier la réaction de pointe et celle de frottement.

Nombreux sont les autres types de pénétromètres dynamiques utilisés dans le monde. Pour la France, il en existe au moins 17 qui ont été décrits par Sanglerat et que nous énumérons dans le tableau ci-après.

Désignations	Diamètre en mm Pointe	tige	Poids du mouton en newtons	Hauteur de chutes en mètres	Observation
ANN-Bordeaux	35	18	52	1,00	
BEVAC	36	22	300	0,20	
B.E.R.G	60 et 44	32	600	0,50	automatique
BIG-Perpignan	60	32	250 à 750	0 ,25 à 0,75	
BOTTE	43,7	32	500 à 1 000	0,50	
DUREMEYER	75	31,5	1 000	1,00	
ETF-Toulouse	65	45	1 500	0,50	
FONDASOL	60	42	1 000	0,30	mouton automoteur et tubes ⌀ 60 pour
GEOTECHNIQUE	60	36	250 à 500	0,40	neutraliser le
APPLIQEE	25,2 à36,2	22	100	0,50	frottement
NORDMEYER	43,7	32	500 à 1 000	0,50 à 0,76	latéral.
PILCON-Nantes	60	42	750	0,65	
SERMES	60et70	40	300 à 900	0,40	
SISCO-	43,7	32	500	0 ,50	inject. bentonite pour neutraliser
Strasbourg	55	42	600	0 ,50 à 1,50	le frot.lat.
SOBESOL	35	25	80	0,80	
SOCOTEC	35	18	52	1,00	
	63	61	650	0,75	
TECHNOSOL VERITAS	50	34	150	1,00	

Tableau I .1 : Les types des pénétromètres dynamiques [4]

Remarque :

On va parler par la suite du pénétromètre dynamique de type « BORRO-B2 » le plus utilisé en Algérie.

I. 1-1-5-I: DPT en ALGERIE :



Figure I. 16 : Exemple de pénétromètre dynamique en Algérie

En Algérie l'essai DPT est largement utilisé relativement aux autre essais in situ à cause se sa facilité de réalisation de sa simplicité mais aussi de sa capacité de courir une large gamme de sols étudiés. Les appareils les plus utilisés par les laboratoires géotechniques sont le **BORRO-B2** et le **SERMES**. Le premier est généralement caractérisé par :

- Masse du mouton = 63.5 Kg
- Hauteur de chute = 50 cm
- Enfoncement de référence = 20 cm
- Diamètre des tiges = 45/32 mm

- Diamètre du cône = 45mm

Cet appareil est couramment décrit, dans les rapports de sol, comme étant lourd. Les caractéristiques des appareils universellement normalisés montrent que le BOROO est caractérisé par une hauteur de chute plus petite que celle de l'appareil super lourd DPSH et un mouton plus lourd que celui de l'appareil lourd DPH.

Cet écart par rapport à la normalisation limite l'intérêt technique de cet essai, dans la mesure où il ne permet pas l'exploitation d'éventuelles méthodes d'analyse et de calcul géotechnique à partir de l'essai DPT qui peuvent se développer dans l'avenir.

En outre, il faut noter que la consultation des rapports d'études du sol montre que l'interprétation de cet essai est limitée à une estimation de l'ordre de grandeur de la contrainte admissible au dépends d'une analyse qualitative des résultats d'essai (homogénéité, succession des couches, détection d'un horizon dur…….).

Enfin la formule des Hollandais est systématiquement appliquée alors qu'il sera vu ultérieurement que celle-ci est limité et peut dans certains cas donner une surestimation dangereuse de la résistance dynamique q_d .

I. 1-2 : Les essais au laboratoire [17] :

Les essais au laboratoire sont des essais de détermination des propriétés des sols, ils comprennent les essais mécaniques, les essais d'identification et les essais chimiques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaitre la nature et les caractéristiques des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

I. 1- 2-1 : Les essais mécaniques :

I. 1- 2-1-1 : Essai de cisaillement :

Il est usuellement admis que la rupture du sol sous l'effet des surcharges se manifeste par des contraintes de cisaillement au niveau des facettes en rupture.

La contrainte de cisaillement ultime mobilisée par le sol au moment de la rupture est appelée résistance au cisaillement et dépend des caractéristiques mécaniques du sol (l'angle de frottement interne 'ϕ' et la cohésion 'C').

Cet essai se propose d'étudier la résistance au cisaillement du sol en exposant le critère de rupture Mohr-Coulomb, souvent utilisé dans les projets géotechniques.

A)- Détermination des paramètres 'c' et ' φ ' en laboratoire :

- **Essai de cisaillement direct :**

-Définition :

La méthode la plus simple, la plus vieille et la plus courante, pour étudier la résistance au cisaillement des sols est connue sous le nom d'essai de cisaillement direct. Cet essai est exécuté au moyen de l'appareil de cisaillement direct, ou appareil à boîte de cisaillement.

Les deux essais les plus courants, cisaillement direct et essai triaxial,

Comportent deux phases:

La première : est l'application d'une contrainte de consolidation (phase de consolidation).

La deuxième : le cisaillement proprement dit (phase de cisaillement).

-Principe de l'essai de cisaillement direct :

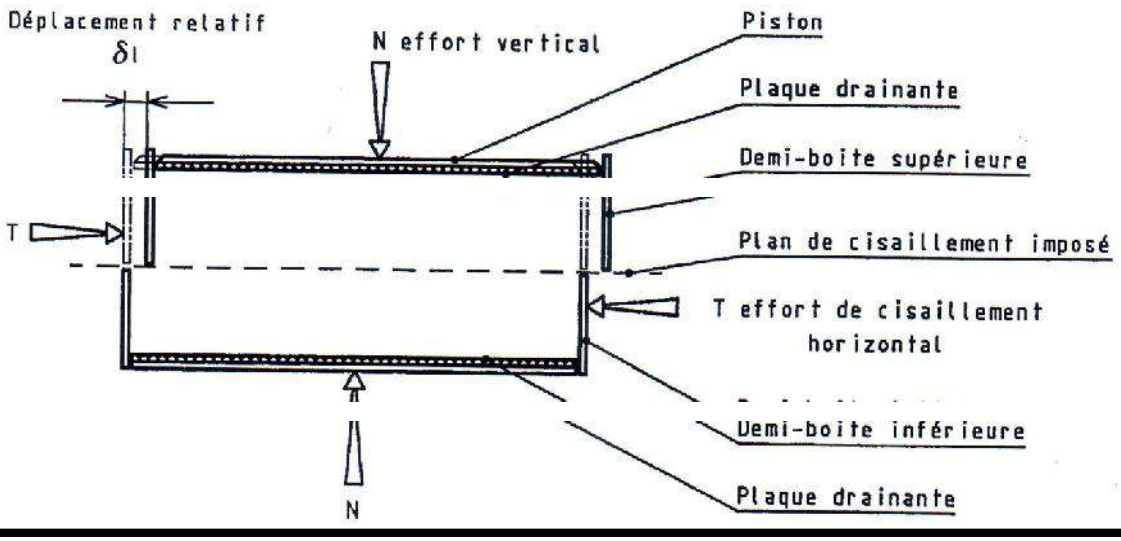


Figure I.17 : Schéma de principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boite

Les matériels nécessaires et la procédure de l'essai sont cependant beaucoup plus simples, l'appareillage appelé **« boîte de Casagrande ou de cisaillement»** se compose d'un bâti et d'une boîte supportée par ce dernier la boîte est constituée de deux moitiés séparés, l'une inférieur mobile, l'autre supérieur rattachée au bâti par l'intermédiaire d'un anneau dynamométrique. L'essai consiste à subir à l'échantillon soumis à une contrainte verticale donnée une contrainte de cisaillement croissante jusqu'à la rupture de l'échantillon.

- **Essai triaxial :**



Figure I.18: L'appareil triaxial

Celui-ci se réalise sur des éprouvettes cylindriques de sol dont l'élancement est de l'ordre de 2.

Ces éprouvettes, enveloppées par une fine membrane de caoutchouc, sont placées dans une enceinte, cylindrique également, de hauteur h_T étanche, traversée par un piston axial et que l'on appelle, cellule triaxiale.

On exerce sur les éprouvettes :

- Une pression appliquée par l'intermédiaire du fluide
- En général de l'eau- remplissant la cellule ;

Cette pression est variable d'un point à un autre de la cellule, mais compte tenu des dimensions classiques, la variation en valeur relative reste très faible ; dans la suite on notera « *p* » la valeur de la pression mesurée au sommet de la cellule ;

- Un effort N, transmis par le piston dans l'axe de l'éprouvette et appliqué ponctuellement sur une « tête » métallique ; cet effort crée à la surface supérieure de l'éprouvette, d'aire S, une contrainte de valeur moyenne N/S, souvent appelée, de matière impropre, ''déviateur'', que l'on suppose uniformément répartie.

Dans ces conditions, l'échantillon de sol est soumis à un champ de contraintes de révolution ; on note σ_1 la contrainte axial et σ_3 la contrainte radiale, toutes deux principales.

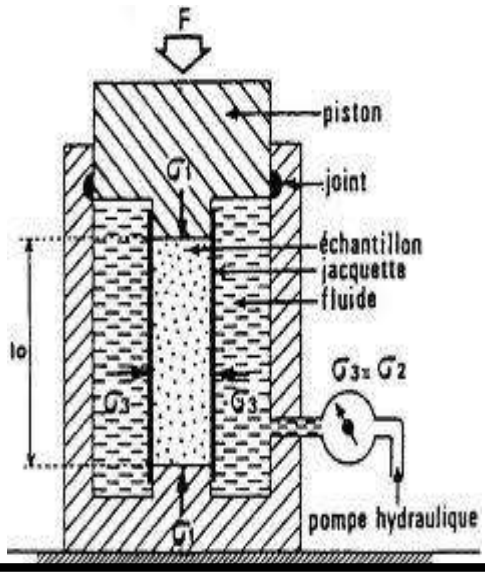


Figure I .19 : les composantes de l'appareil triaxial

B) - Les types d'essai de cisaillement :

- **L'essai CD :**

L'essai consolidé drainé permet déterminer la courbe intrinsèque du squelette du sol et les caractéristiques 'c' et 'ϕ' ; on étudie alors le comportement du sol à long terme.

- **L'essai UU :**

L'essai non consolidé non drainé correspond au comportement à court terme du sol en place il s'effectue à l'appareil triaxial ou à la boite de cisaillement.

- **L'essai CU *:***

L'essai consolidé non drainé à deux buts :

- Détermination de la variation de la cohésion non drainé CU en fonction de la pression de reconsolidation.
- la détermination de 'c' et 'φ' à court terme.

C)- Les inconvénients de l'essai de cisaillement :

-Les contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture ;

-Non uniformité de déformation dans le sol;

-Frottement de deux demi-boîtes;

-Pas de contrôle de la pression interstitielle;

-On ne se connait pas σ_2

-L'essai n'est pas vraiment à $\Delta V = 0$

D)- Les avantages de l'essai de cisaillement :

C'est un essai rapide et simple.

I. 1-2-1-2 : L'essai de compressibilité à l'oedomètre :

Cet essai a pour but d'étudier la compression (ou la consolidation) d'échantillons de sol intacts soumis à des charges comme il permet de déterminer la relation entre les charges et les déformations.

I. 1-2-1-3 : L'essai Proctor (CBR) :

I. 1-2-2 : Les essais d'identification :

Les essais d'identification comprennent les essais de : la teneur en eau naturelle, la densité sèche et la densité humide, les analyses granulométriques (par tamisage et par sédimentométrie) et les limites d'Atterberg qui sont bien détaillées au dessous.

I. 1-2-2-1 : Les limites de consistance (limites d'Atterberg) :

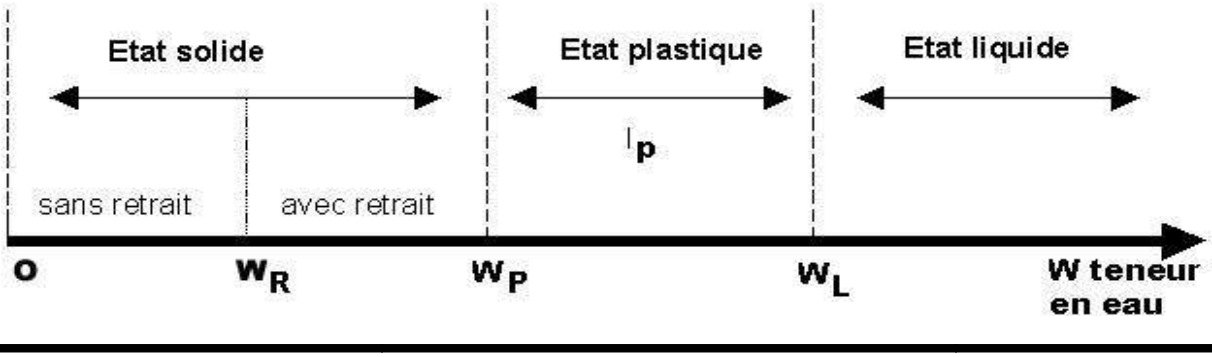


Figure I.20 : Schéma des états de la teneur en eau

Les limites de consistance sont des paramètres géotechniques permettant d'identifier un sol et de caractériser son état grâce à son indice de consistance. Ces limites ont donc pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre les états liquide, solide et plastique.

A)-Détermination de la limite de liquidité :

La limite de liquidité w_L est la teneur en eau du matériau qui correspond conventionnellement à une fermenteur sur l cm des lèvres de la rainure après 25 chocs .

- **Méthode de la coupelle de Casagrande :**

Remplir la coupelle de l'appareil de Casagrande de la manière suivante: la pâte recouvre le fond de la coupelle, sauf sur une partie d'environ 3 cm et son épaisseur **f** est, au centre, de l'ordre de 15 à 20 mm.

- Partager la pâte en deux au moyen de l'outil à rainurer.

- Fixer délicatement la coupelle sur support métallique de l'appareil de Casagrande. Noter le nombre **N** de chocs nécessaire pour que les lèvres de la rainurer se rejoignent sur une longueur d'environ 1 cm.

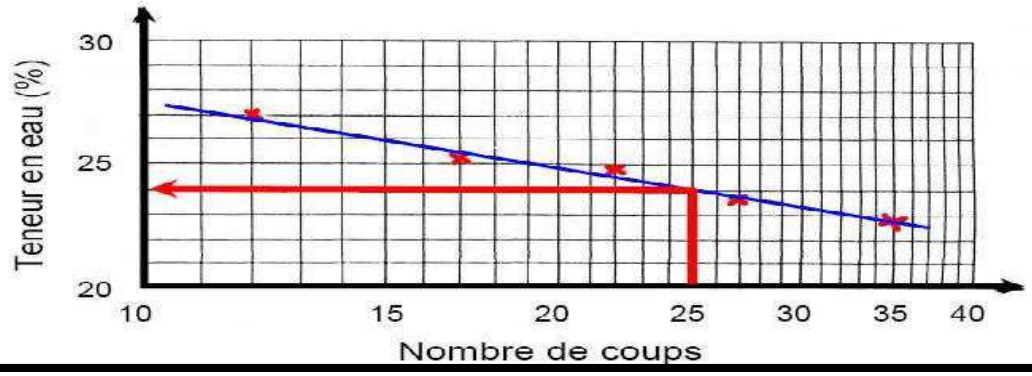


Figure l .21 : Graphique de détermination de la limite liquidité

Pour le même intervalle des valeurs de N, la formule approchée représente également assez bien les résultats expérimentaux. On peut donc employer avec prudence cette relation qui permet de déterminer la limite de liquidité à l'aide d'une ou deux mesures seulement.

$$W_l = W.\ (N/25)^{0,121}$$

Cette méthode donne de bons résultats lorsque N est compris entre 15 et 35

- **Méthode de pénétromètre au cône :**

C'est la teneur $\mathbf{W_l}$ en eau pour laquelle un cône s'enfonce de 17mm dans un sol remanié placé dans un godet pendant ±15 sec.

B)-Détermination de la limite de plasticité :

La limite de plasticité w_p est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3,0 mm plus au moins 0,5 mm.

- **Principe de l'essai :**

L'essai consiste à former une boulette à partir de la pâte. Ensuite à rouler la boulette sur une plaque lisse de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3mm de diamètre et de longueur de 1 cm.

C)-Indice de plasticité :

L'indice de Plasticité I_p est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité

$$I_P = w_L - w_p$$

D)-Classification des sols fins à partir les limites d'Atterberg :

Il est également possible de se référer à la classification plus grossière d'Atterberg.

- Ainsi un sable se caractérise par :

$W_L < 35$ et $I_p < 15$.

- un limon par :

$20 < W_L < 60$ et $5 < I_p < 25$.

- une argile par :

$W_L > 30$ et $I_p > 15$

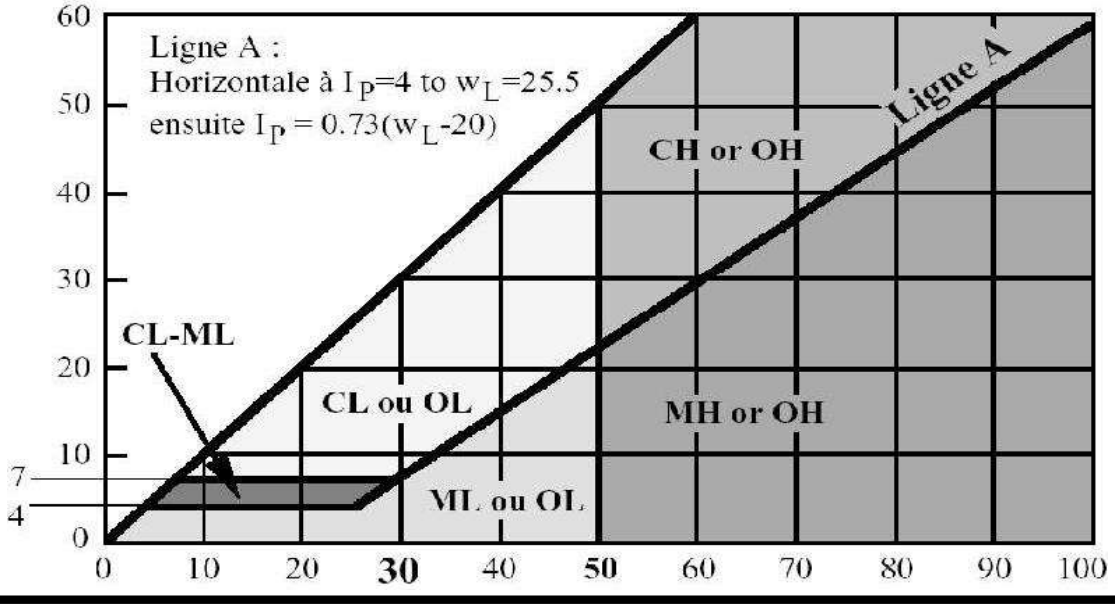


Figure I .22 : Classification des sols fins (L'abaque de Casagrande)

I. 1-3 : La corrélation en géotechnique :

I. 1-3-1 : Définition :

La corrélation est une relation qui lie entre plus de deux paramètres et ce que nous intéresse autant que des géotechniciens l'étude des relations entre les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

I. 1-3-2 : But et importance des corrélations en géotechnique :

L'étude des corrélations en géotechnique est très importante ou elles permettent de déterminer le rapport qui lie entre les propriétés des sols tenant en compte la nature et l'état de consolidation de sol.

Chaque essai in-situ permet de déterminer un paramètre « mécanique » caractérisant la résistance ultime du sol sous certain type de sollicitation qui lui est propre et qui fait intervenir implicitement sa résistance au cisaillement à court terme correspondant à une déformation théoriquement infinie.

On peut ainsi admettre que la cohésion résiduelle mesurée au scissomètre le terme de pointe pénétrométrique et la pression limite pressiométrique, procèdent de phénomènes comparables et appartiennent de ce fait à une même classe que Van Wambecke[12] appelle « caractéristiques mécaniques indépendantes se l'état initial » .

Il devrait donc exister entre ces différents paramètres des relations fonctionnelles Par contre, le module de déformation pressiométrique et la cohésion initiale non drainée mesurée au scissomètre (pic de la courbe effort-déformation) dépendent toutes deux de l'état initial et de « l'histoire» du sol et entrent dans une autre catégorie.

A ce titre, il peut exister entre ces deux paramètres une relation fonctionnelle, mais il n'en existe vraisemblablement pas avec ceux de la catégorie précédente.

On peut corréler entre deux paramètres mécaniques, et c'est là un pas important, il faudra s'assurer d'abord qu'ils appartiennent à la même classe. La corrélation ainsi obtenue présentera alors un indice adapté. Mais on peut également envisager une corrélation de deux paramètres de classe différente. Dans ce cas, on n'arrivera pas en générale à une relation unique, et l'on aboutira ainsi à des « plages » de valeurs .Les relations obtenues qui ne seront plus fonctionnelles n'auront qu'un caractère de classification.

A première vue, il pourrait sembler que les corrélations de type fonctionnel que l'on peut obtenir entre caractéristiques d'une même classe auront essentiellement pour but de permettre de déterminer une caractéristique lorsqu'on connait l'autre.

Cette conception de la corrélation est extrêmement dangereuse et il est notre devoir de mettre le lecteur en garde contre cette déviation séduisante Peut-être, mais qui à la limite peut être considérée comme une malhonnêteté intellectuelle.

Dans l'état actuel de nos connaissances, ou les théories en vigueur semblent impuissantes à expliquer et à traduire le comportement réel des sols, une corrélation ne peut avoir pour but que de s'assurer qu'il existe effectivement un lien faible entre les paramètres étudiés et d'essayer, dans un stade ultérieure de recherche, élaborer une théorie globale plus réaliste qui permettrait d'expliquer ces relations fonctionnelles.

Il est autre aspect de la question qu'il ne faut pas perdre de vue lorsqu'on s'attaque à des corrélations, ce sont les conditions expérimentales qui peuvent avoir une influence importante sur la valeur des paramètres mesurés, et la méthode adoptée pour la collecte des informations.

Dans ce domaine, deux aptitudes s'appariaient :

- La première de ces aptitudes, se situe au niveau de la recherche pure et consiste à sélectionner les sites et les appareils en se plaçant dans des conditions expérimentales idéales. C'est, en France, la position des laboratoires des ponts et chaussées. Il va de soi que l'on ne pourra réaliser ainsi qu'un nombre limité de mesurer, à moins que l'on ne dispose de crédits abondants.
- L'autre aptitude, plus pragmatique, utilise les essais courants exécutés sur des chantiers et les compare entre eux, quitte à se satisfaire d'une forte dispersion dans les résultats.

La corrélation est une manière de procéder, plus proche des conditions d'ultérieure, permet d'amasser un plus grand nombre de renseignement et de procéder ensuite par analyse statique. C'est ainsi que nous avons procédé, et que procèdent d'une façon générale, les organismes privés.

I. 1-3-3 : Corrélation scissomètre – pénétromètre statique :

Cette corrélation ne porte évidemment que sur les seuls terrains justiciables du scissomètre, c'est-à-dire sur les vases, les argiles molles et, à la limite, les limons, et ne concernent que des essais de pénétration statique.

On a vu que, dans les tels terrains, l'essai scissométrique représentait en quelque sorte l'essai « étalon » de la mesure de la cohésion non drainée.

Si l'on étudie statistiquement les rapports « $\frac{qc-Po}{cu}$ » on devrait donc retrouver théoriquement les valeurs usuelles du coefficient N_c des pieux, c'est-à-dire environ 10 pour une pointe conique et 15 pour une pointe avec jupe de protection (pointe hollandaise).

Les essais de Begeman[13] réalisés avec une pointe hollandaise ont donné, pour le rapport précédent, une valeur de 14, qui concorde correctement avec la valeur théorique.

Plus récemment, l'analyse par laboratoire central des ponts et des chaussées [14] d'un certain nombre d'essais réalisés en France sur des sites divers a conduit aux valeurs suivantes :

- Argiles molle de Cran : $\frac{qc-P'o}{cu}$ = 7 à 8,7
- Silt lâche et saturé de Plancoët : $\frac{qc-P'o}{cu}$ = 12 à 13,5
- Vase molle de Lanester : $\frac{qc-P'o}{cu}$ = 9,5 à 12,9

Il s'agissait d'essais au pénétromètre parez ou au Gouda avec pointe électrique L.P.C

A l'exception du premier site, on constate que les valeurs obtenues sont conformes, avec une approximation acceptable, aux prévisions théoriques. Amar et Jézéquel ont toutefois constaté que les valeurs du rapport étudié semblaient décroitre avec la profondeur, ce qui signifie que le facteur N_c ne serait pas une constante. Ces mêmes auteurs, en comparant les termes de pointe aux cohésions non drainées mesurées en laboratoire à l'appareil triaxial ont obtenu des valeurs de N_c beaucoup plus élevées et qui variaient dans l'ensemble entre 55 et 22, avec une décroissance très nette en fonction de la profondeur.

Peut-être faut-il voir là l'influence d'un remaniement des échantillons.

Mais aucune explication de cette particularité n'a été donnée par les auteurs qui laissent la porte largement ouverte aux recherches futures, en proposant toutefois les deux expressions suivantes.

- Pour : $q_c - P'_0 < 0{,}6$ MPa

$$C_u = \frac{qc - P'o}{12}$$

- Pour : $q_c - P'_0 > 0{,}6$ MPa

$$C_u = \frac{qc - P'o}{30} + 0{,}3$$

On remarque que les essais de laboratoire donnant des cohésions plus faibles que le scissomètre, il n'est pas étonnant que l'on obtienne des valeurs N_c plus élevées.

Une analyse statique que nous avons réalisée sur 78 essais effectués au scissomètre de chantier et au pénétromètre Parez (pointe conique) par laboratoire des ponts et chaussées de Toulouse sur les vases argileuses de

la Vallée de l'Aude a montré que, malgré une certaine dispersion, on pouvait admettre :

$$9 \leq \frac{qc - P'o}{cu} \leq 12$$

Avec une valeur probable :

$$\frac{qc - P'o}{cu} = 10{,}4.$$

Comme il s'agit d'une pointe conique, on voit que ce résultat est en parfait accord avec la théorie.

En négligeant le terme de profondeur p_0 , nous avion obtenu dans une première étude [15] :

$$\frac{qc}{cu} = 14{,}2$$

Relation très voisine de celle de Begeman.

Sur 28 essais dans des vases littorales de Palavas-les-Flots nous avons par contre obtenu :

$$\frac{qc - P'o}{cu} = 5{,}2$$

Valeur tout à différente des prévisions théoriques.

Ces mêmes essais analysés en négligeant p_0 avaient donné :

$$\frac{qc}{cu} = 9{,}5$$

On remarque toutefois que la dispersion des mesures était importante.

Van Wambecke [12] cite de son coté, les conclusions de Carpentier et de Beer :

- Carpentier :

$$\frac{qc}{cu} = 15 \quad \text{pour} \quad 0{,}8 \leq q_c \leq 1{,}6 \text{ MPa.}$$

- De Beer (argile de Boom) :

$$\frac{qc}{cu} = 11 \quad \text{pour} \quad q_c \leq 3 \text{ MPa .}$$

De cette confrontation expérimentale, peut être un peu sommaire, on peut retenir la relation approximative suivante :

$$\frac{qc - P'o}{cu} \neq 15$$

Qui rejoint les résultats de SANGLERAT [5].

On voit qu'en définitive, le pénétromètre statique permet une détermination assez représentative de la cohésion non drainée d'une argile [4].

I. 1-3-4 : Corrélation pénétromètre statique- pénétromètre dynamique :

L'établissement d'une corrélation entre pénétration statique et pénétration dynamique est d'autant plus délicate que une part on se trouve en présence d'un échantillonnage d'appareils très variés , et que d'autre part, les paramètres qui entrent en jeu sont particulièrement nombreux : forme et dimension des pointes, vitesses de pénétration pour les essais statiques, mode de percussion et formule de battage pour les essais dynamiques, nature des sols, présence de la nappe, etc.

Il en résulte qu'une relation empirique entre le terme de pointe statique q_c et le terme de pointe dynamique q_d n'est donc valable que pour une même nature de sol, pour deux pointes de forme déterminée, pour un même mode de percussion et pour une même formule de battage. Peu importe d'ailleurs la formule de battage choisie, l'essentiel est que ce soit toujours la même.

Le terme de pointe dynamique ne doit pas alors être considéré comme une mesure mais comme un repère lié à la résistance statique par une certaine relation, pour l'instant de nature empirique. Nous remarquons d'ailleurs que cette résistance dynamique peut être reliée à n'importe quelle autre caractéristique plastique du sol.

La mise au point d'une formule empirique valable, sans aucun support théorique, n'est pas chose aisée. Elle nécessite en effet l'exécution et le dépouillement d'un nombre considérable d'essais. Il est d'ailleurs inexact de parler « d'une » formule, car il est bien évident que l'on obtiendra une relation différent selon qu'il s'agit d'un terrain purement cohérent ou d'un terrain strictement pulvérulent.

Les recherches dans ce domaine sont actuellement peu nombreuses.

Sanglerat [12] cite les conclusions de Buisson, l'Herminier et Tcheng :

$$0{,}3 \leq \frac{qc}{qd} \leq 1$$

Avec toutefois dans la majorité des cas :

$$0{,}5 \leq \frac{qc}{qd} \leq 0{,}75$$

Ou q_c est obtenu au pénétromètre hollandais et q_d calculé par la formule des Hollandais. Mais aucune précision n'est donnée sur la géométrie du pénétromètre dynamique.

Il résulte de ces expressions que le terme de pointe statique inférieur au terme de pointe dynamique.

Plusieurs séries de corrélations réalisées avec les pénétromètres dynamiques de la société Fonda sol ont conduit à des conclusions assez différentes des précédentes et qui peuvent s'expliquer par l'introduction. Dans la formule de battage, du terme traduisant un refus élastique statique. [4]

I. 1-3-5 : Corrélations entre plusieurs essais in situ : (Scissomètre, DPT, CPT et SPT)

A partir des nombreux essais effectués sur les sites avec :

— Un pénétromètre dynamique SERMES à pointe débordante et injection de boue,

— Un scissomètre de chantier,

— Un pénétromètre statique à pointe fixe ou mobile,

— Un pressiomètre standard,

On a pu établir des intervalles de variation des rapports entre les principaux paramètres, résumés dans le tableau suivant :

q_d : Résistance dynamique unitaire de pointe,

q_c : Résistance statique unitaire de pointe,

P_l: Pression limite pressiométrique standard,

E_M: Module pressiométrique standard,

C_u: Cohésion non drainée mesurée au scissomètre de chantier.

	q_d/q_c	q_d/P_l	q_d/E_M
Argiles, limons et vases normalement consolidés ; sables lâches ou moyennement denses	≈1	1,4 à 2,5	0,1 à 0,3
Argiles et limons surconsolidés	1 à 2	3 à 5	0,2 à 0,4
Sables et graviers ; sables limoneux ou argileux denses à très denses	0,5 à 1	5 à 10	0,4 à 1,5

Tableau I.23 : Rapport entre q_d, q_c, $P_{L,}$ et E_M selon la nature et l'état des sols [16]

Le but de ce tableau est de montrer qu'il existe des relations entre les paramètres mesurés lors des différents essais en place. Il indique également que par rapport au pénétromètre statique, le pénétromètre dynamique fournit des valeurs plus faibles dans les sables et graviers denses, des valeurs pratiquement égales dans les argiles, limons et vases normalement consolidés, les sables lâches et moyennement denses, et des valeurs plus élevées dans les argiles et limons surconsolidés. Pour ce dernier cas, il faut rappeler que le pénétromètre dynamique est muni d'une pointe cylindro-conique qui mobilise inéluctablement un frottement latéral localisé.

Les valeurs présentées dans le tableau soulignent l'importance de la nature des sols et de leur état.

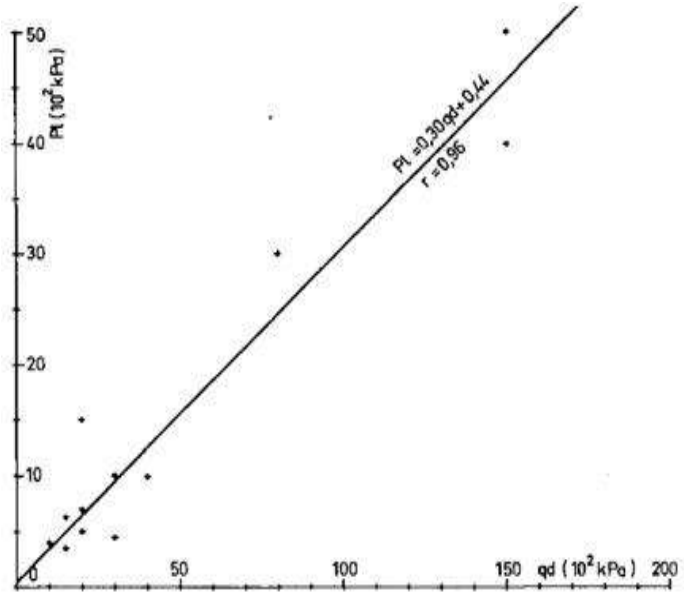


Figure I.24 : Corrélation entre $P_{l\ et}$ q dans les *argiles [16]*

La corrélation entre la pression limite 'P_l' (à partir du pressiomètre) et la résistance dynamique 'q' (à partir le pénétromètre dynamique) qui est faite dans un sol argileux, est liée par une équation de la forme : $y = a \times x + b$ avec un coefficient de corrélation R=96%

Par la suite on a la même corrélation mais faite dans un sol sableux et on a obtenu de bons résultats

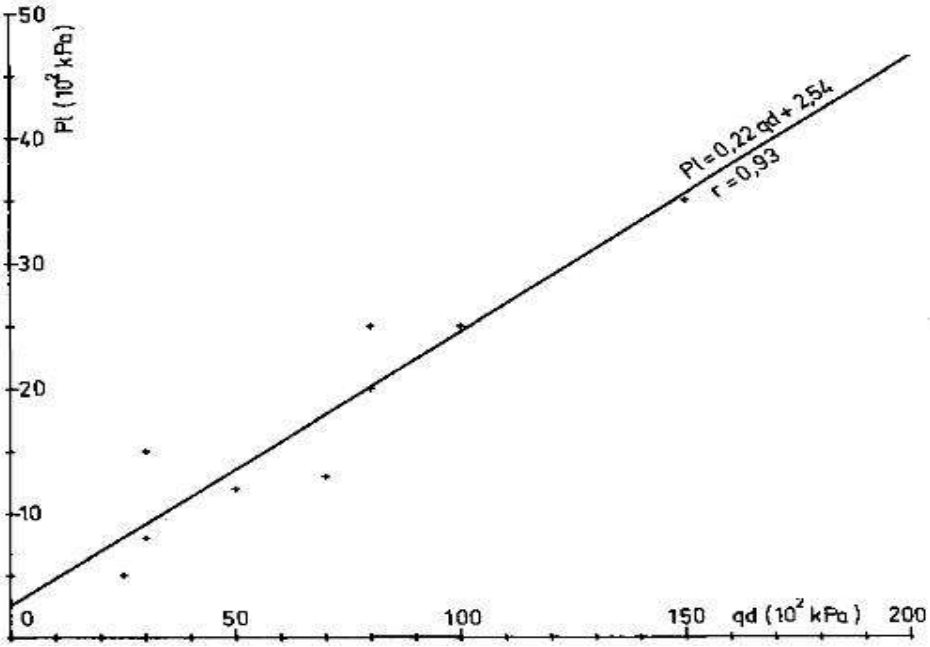


Figure I.25 : Corrélation entre $P_{\frac{100}{1 \text{ et}}}$ q dans les sables [16]

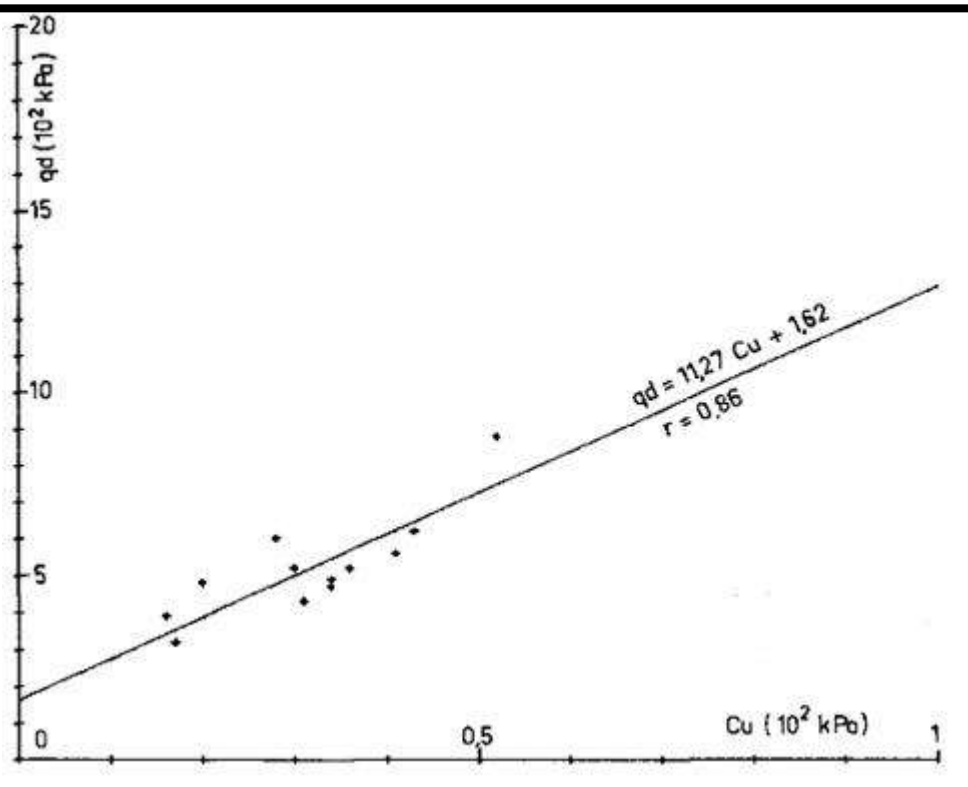


Figure I.26 : Corrélation entre q et C_u dans les argiles limoneuses [16]

Cette corrélation est faite entre la résistance dynamique et la cohésion non drainée (à partir le scissomètre de chantier) est liée par une équation de la forme : $y = a \times x + b$ avec un coefficient de corrélation R=86%
Cette corrélation est faite dans des argiles limoneuses.

I. 1-3-6: Corrélation entre la cohésion non drainée 'Cu' et la résistance dynamique totale 'Rd' :

L'analyse comparative des courbes scissométriques et des courbes de battage montre une assez bonne concordance dans les profils et plus particulièrement pour les profondeurs comprises entre 0 et 5m. Cette concordance est moins bien vérifiée au-delà de 5m : cette observation peut s'expliquer par la cicatrisation ("set-up") du sol consécutive à l'arrêt de battage.
Toujours est-il que l'étude de telles corrélations est très importante dans la mesure où elles permettent la détermination de la cohésion non drainée d'un sol à partir de la résistance dynamique calculée suivant l'interprétation décrite antérieurement.
II n'est pas utile de rappeler que les essais scissométriques sont relativement plus lents par rapport aux essais de pénétration dynamique. D'où l'intérêt d'un tel type de corrélation.
Par ailleurs, il est important de souligner le bon accord dans l'allure des courbes de variation de la résistance dynamique exprimée en nombre de coups pour un enfoncement de 50 cm et celle déduite des signaux de mesures effectuées en tête du pénétromètre dynamique. Ce qui permet de valider, une fois de plus, le type d'essais que nous avons adopté. [15]

I. 1-3-7 : Corrélation entre l'angle de frottement interne 'φ' et l'indice de plasticité 'I_P' :

L'étude de la corrélation entre l'indice de plasticité' I_P' et l'angle de frottement interne de sol 'φ' nous permet de mesurer et extraire l'indice de plasticité

a partir l'angle de frottement suivant l'interprétation de la courbe qui présente cet accord entre ces deux paramètres

L.Bjerrum et N.E Simons ont donné une relation qui lie entre ' I_P' et 'φ' pour des échantillons d'argile apportés de différents pays (Norweg Skempton, Gibson et Bjerrum) et la courbe suivante montre cette corrélation :

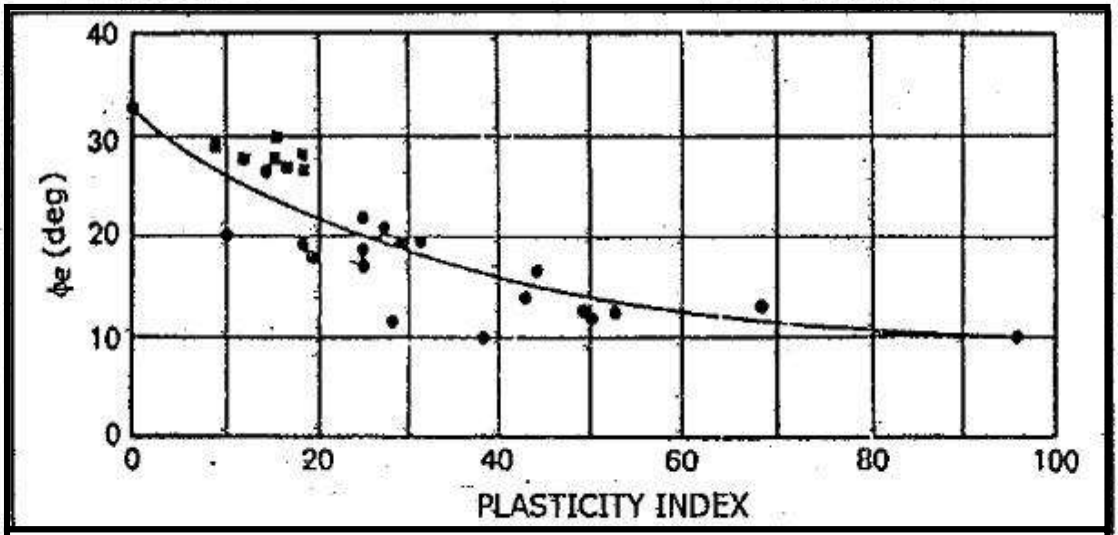


Figure I.27 : Corrélation entre ' I_P' et '$\frac{\varphi_{cs}}{\varphi'}$' (L.Bjerrrum et N.E. Simons 1960)

I. 1-3-8 : Corrélation : résistance de pointe – Taux de compactage :

Des mesures dans un moule de 80 cm de hauteur aboutissent à extraire la densité de la résistance de pointe ' q ' du limon A1 compacté saturé (Figure I.28)

$$qd = \exp(1{,}184 \times \gamma d - 21{,}03)$$

Avec 'q ' = 0,18 et 0,7 et 1,8 Mpa pour 90, 95 et 100 % OPN, il n'est donc pas étonnant que le limon de fondation, souvent saturé par la nappe et peu compacté, ait des résistances qd inférieures à 1 Mpa (m = 1,2 Mpa s = 0,68 Mpa).

En revanche, les fortes résistances ' q ' du remblai (m = 7,3 Mpa, s = 2,6 Mpa) ne sont pas à imputer au compactage, mais à la cohésion capillaire. La résistance est multipliée par 30, lorsque la teneur en eau passe de l'optimum Proctor à l'optimum moins 10 % (figure I.14). [18]

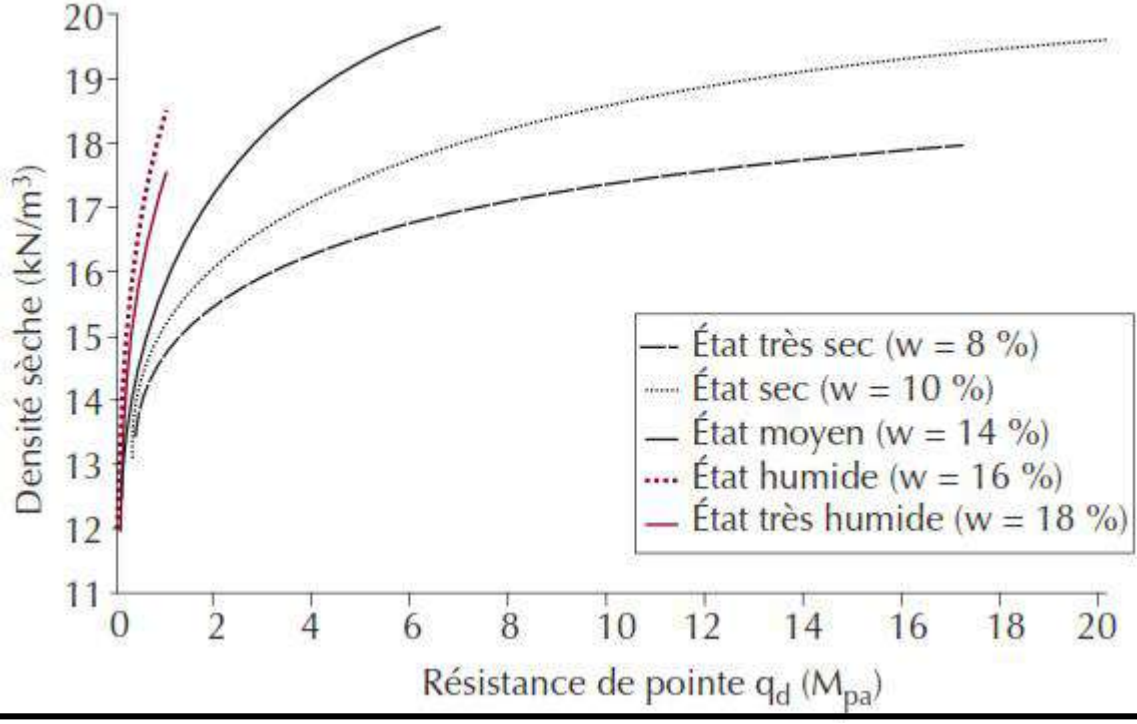


Figure I.28: Résistance de pointe en fonction de taux de compactage

I. 1-3-9 : Corrélation entre la résistance a la pointe q_c , la teneur en eau ω et l'indice de compressibilité C_c :

La résistance à la pointe 'q_c' (Bar)	La teneur en eau ' ω' (%)	L'indice de compressibilité 'C_c'
q_c >12	ω<30	C_c <0,2
q_c <12	ω<25 25<ω<40 40<ω<100	C_c <0,2 0,2<C_c<0,3 0,3<C_c<0,7
q_c <7	100< ω<130 ω>130	0,7<C_c <1 C_c >1

Tableau I .3 : Corrélation entre q_c , ω et C_c [9]

Toutes les corrélations précédentes vont dans le même sens et montrent que :

- Dans les sables et graviers et les argiles au dessus de la nappe d'eau on a on général : $q_c = q$
- Dans les limons, les sables argileux et limoneux on obtient :

$$q_c > q$$

L'écart devenant important sous la nappe.

I. 1-4 : Conclusion :

Les essais de laboratoires et les essais in-situ nous permettent de décrire le sol et définir ses propriétés.

L'essai de pénétration dynamique est considéré comme un appareil de reconnaissance rudimentaire, il est largement reconnu et utilisé dans le monde entier pour des explorations de sous-sol.

La corrélation entre deux ou plus de deux paramètres permet de trouver un certain lien entre eux, les corrélations effectuées dans notre travail dépendent de la nature des sols étudiés et l'existence de la nappe phréatique.

II-1- Introduction :

L'étude de sol est le segment le plus complexe dans la concrétisation d'un projet de génie civil. La difficulté est fonction du type de site auquel le bureau d'étude du sol est confronté (conditions géologiques et hydrogéologiques) et de la complexité de l'ouvrage à implanter.

Le programme de reconnaissance géotechnique doit permettre la mesure de l'ensemble de paramètres de comportement des sols, afin d'aboutir à un dimensionnement optimal des fondations sans compromettre leurs stabilité à long terme et en cas de la survenue d'un événement accidentel (séisme).

Le coût élevé des sondages carottés incite actuellement les bureaux d'étude de sols à faire recours aux essais in situ.

A cause de certaines difficultés liées à l'opération de prélèvement d'échantillons intacts qui est toujours délicate, et le transport du chantier au laboratoire qui augmente encore le remaniement du sol, se sont développé les essais in situ qui permettent d'aller solliciter le milieu naturel en place et de s'affranchir en grande partie des contraintes importantes du carottier.

Notre idée est d'essayer de profiter des avantages qu'offre l'exécution des essais in situ, de les exploiter économiquement et techniquement.

Dans notre cas, l'essai in situ qui nous intéresse est l'essai de pénétration dynamique qu'on va essayer d'exploiter et **d'entirer** profit en corrélant la résistance de pointe de cet essai avec des paramètres géotechniques qu'ils soient physiques ou mécaniques

On a passé par les étapes suivantes :

- Etape 1 : Collecte des données : Cette étape consiste à la mise au point d'une base des données qui contient les paramètres nécessaires pour effectuer ce travail,
- Etape 2 : L'exploitation de cette base des données : qui consiste au tri des paramètres et leur évaluation .Ce tri est cette évaluation repose sur le respect des règles que doivent respecter les essais concernés.

Les détails de ces deux étapes sont expliqués ci-dessous :

II-2- Source des données :

Les données en question, ont été obtenues à partir d'une série de rapports géotechniques collectés au prés de laboratoires.

II-3- Implantation des sites étudiés :

Les sites étudiés dans notre recherche sont réparties sur l'ensemble de wilaya de Médéa

La figure suivante montre la localisation de ces sites :

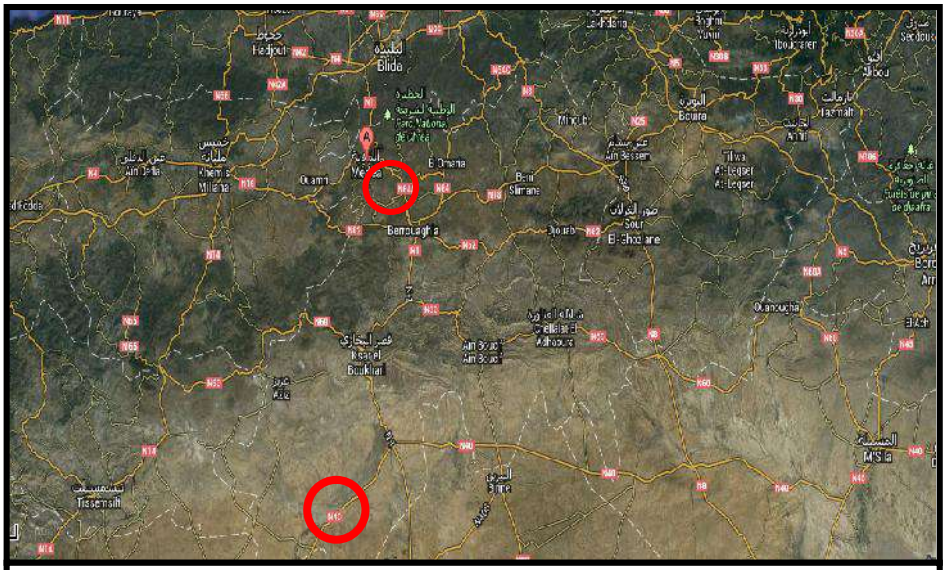


Figure II.1 : Localisation des sols étudiés

Les données objet de collecte soit directement soit indirectement sont :

q_d : La résistance de pénétration dynamique à la pointe.

S_r: Degré de saturation.

e : Indice des vides.

σ_c: Contrainte de préconsolidation.

C_c : Indice de compression.

C_s : Indice de gonflement.

γ: Poids volumique du sol sec.

γ_s : Poids volumique des grains solide.

ω: Teneur en eau naturelle.

I_p: Indice de plasticité.

C : La cohésion.

φ: L'angle de frottement interne du sol.

Les rapports qu'on s'est procuré en général contiennent :

- **Des sondages de reconnaissance** :

Plusieurs sondages de reconnaissance ont été réalisé sur le site concerné dont le but est de définir la nature lithologique des couches constituant le terrain, déterminer leurs épaisseurs et leurs caractéristiques physico-mécaniques in-situ et au laboratoire.

La description des couches de terrain ce fait visuellement.

- **Des sondages pressiométriques** :

Plusieurs sondages pressiométriques ont été effectues sur le site pour mettre en évidence la nature lithologique à travers la description visuelle des échantillons de terrain. Ces essais sont effectués à l'intérieure d'un forage préalablement réalisés et systématiquement à chaque mètre de profondeur.

Le principe de l'essai est bien détaillé dans le chapitre I, nous avons utilisé la classification LCPC.

Le niveau de l'eau est détecté par le **piézomètre** au niveau de chaque sondage réalisé.

- **Essai de pénétration dynamique** :

Des essais sont réalises sur le site permet l'élaboration des pénétrogrammes visualisant l'évolution de la résistance du sol en fonction de la profondeur et permet d'exprimer un certain degré d'homogénéité en plan et en profondeur.

- **Essai SPT (Standard Pénétration Test) :**

L'essai consiste à déterminé la résistance à la pénétration test et permet d'estimer la capacité portante du sol et d'évaluer le risque de liquéfaction du sol.

- **Essai de laboratoire :**

Les essais de laboratoires sont divisé ont 3 parties :

1)- Détermination des caractéristiques physiques du sol :

Plusieurs essais sont effectués sur des échantillons du sol remanié :

- Limite d'Atterberg
- Analyse granulométrique (par tamisage, par sédimentométrie).
- Détermination des caractéristiques physiques (γ , W, S_r, γ_s ...) ... etc.

Dans le but de classifier le sol d'après da classification LCPC.

2)- Détermination des caractéristiques mécaniques :

En utilisant les essais suivants :

- Cisaillement à la boite de CASAGRAND et par l'appareil triaxial
- Compressibilité à l'odomètre
- Appareil pour la mesure de perméabilité…etc.

3)- Analyse chimique du sol :

Des échantillons prélevés par des sondages carottés ont subi des analyses chimiques, afin de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure ainsi que pour déterminer la teneur en matières organiques, en carbonates et en chlorures pour mieux identifié le matériau étudié.

II-4 : Base de données :

Cette base des données est définie comme étant l'étape la plus importante dans notre travail, car elle nous permettra par la suite d'effectuer des corrélations entre les paramètres voulus.

C'est très important de rappeler que les points qui nous intéressent sont les points ou on dispose de la classification du sol qui est faite par le système LCPC.

Suite a cette classification, on a abouti qu'on a affaire a des argiles.

Dix(10) rapports ont été traités pour entirer les données qui nous intéressent.

Chaque rapport contient un plan d'implantation : C'est une carte qui montre la répartition des sondages et des essais in-situ réalisés.

L'analyse des rapports nous indique la présence d'essais pénétrométriques au nombre de 39, ils nous permettent de déterminer la résistance a la pénétration tous les 20 centimètres, et 24 sondages carottés qui ont été réalisés pour identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination lithologique du site.

Il faut rappeler que uniquement les sondages pénétrométriques et carottés les plus proches ont été pris en considération afin de conserver l'homogénéité des paramètres.

Le tableau (II.1) montre la base de données :

II.5 : Données pénétrométriques :

Les données pénétrométriques sont prises a partir le profil de pénétration dynamique q =f (z)

La plus part des sites étudiés sont de nature argileuse et le degré de saturation est compris entre 90% et 100% ce qui indique que notre sol est saturé.

Le niveau de la nappe phréatique a été précisé à cause de l'influence de cette dernière sur la résistance de pointe de l'essai DPT, uniquement les valeurs de q_d sue la nappe ont été prises en considération.

On a filtré les pénétrogrammes qui contiennent des pics puisque ces points peuvent être provoqués sans pour autant qu'il ya un substrat rocheux.

II. 6 : Conclusion :

Ce chapitre présente la base de notre travail et contient une étape très importante puisqu'il nous fournit la matière première.

La classification des sols étudiés effectuée à partir la classification LCPC, les limites d'Atterberg et l'analyse granulométrique nous permettent de définir le type précis du sol.

Le degré de saturation et la profondeur de la nappe phréatique ont une grande influence sur les caractéristiques des sols et la réalisation de l'essai insitu.

La valeur de q est très importante dans ce travail puisqu'elle va être corrélée avec différents paramètres physiques et mécaniques comme on va corréler tous ces paramètres entre eux et essayer de les apprécier en les comparant avec des valeurs trouvées dans les recherches antérieures.

III-1- Intérêt des corrélations :

Si l'on veut chercher à corréler deux paramètres, et c'est là une démarche intéressante, tant au point de vue pratique que théorique. La corrélation ainsi obtenue, présentera alors un caractère fonctionnel. Généralement le but de ces corrélations est de s'assurer qu'il existe effectivement un lien fiable entre ces paramètres étudiés et d'essayer, dans un stade ultérieur de recherche, à élaborer une théorie globale plus réaliste qui permettrait d'expliquer ces relations fonctionnelles [4].

La collecte des informations est un paramètre très important dans l'établissement de ces corrélations et plusieurs tendances se manifestent actuellement :

- La première de ces tendances, et la plus scientifique, se situe au niveau de la recherche pure et consiste à sélectionner les sites et les appareils en se plaçant dans des conditions expérimentales idéales.
- L'autre tendance, plus pratique, utilise les essais courants étudiés en MDS et les compare entre eux, et c'est cette tendance qu'on a adopté pour notre collecte de données.

Le chois des essais nécessite une bonne connaissance de leurs spécificités et performance qui sont largement exposés dans les ouvrages spécialisés de la MDS.

Avant de faite les corrélations dans ce chapitre on doit respecter les étapes suivantes :

- Prendre le sondage carottier qu'il contient les paramètres mécaniques et physiques.
- on a choisis les points d'un sondage carotté et pénétromètre dynamique les plus proches d'après le plan d'implantation dans le rapport géotechnique.
- Prendre en considération uniquement les valeurs en déçu de la nappe de la résistance de pointe du l'essai DPT.

- Les paramètres étudié se trouvent à la même profondeur.

III. 2 : Méthode d'estimation statistique des caractéristiques géotechniques :

III.2.1 : Etude de la distribution des mesures :

Dans chaque couche apparemment homogène, on considère, dans leur ensemble, toutes les mesures X_i du paramètre étudié, tous forages et toutes profondeurs confondues.

Les théories statistiques nous apprennent qu'il existe des tests permettant de s'assurer du caractère aléatoire d'une série d'observations successives .on cite : deux tests non paramétriques assez simples et assez rapides qui sont le test des suites et le test des signes [7].Mais l'utilisation préalable de ces tests ne parait pas fondamentale dés alors que l'on cherche à ajuster les observations sur une loi statistique connue, car si cet ajustement est possible c'est que la distribution présente effectivement un caractère aléatoire.

On opère donc de la façon suivante :

a) **Etablissement de l'histogramme** des n mesures groupées en k classes ($k \geq 5$) de même « largeur » c'est-à-dire telles que, X_j et X_{j+1}, désignant les valeurs de X_i qui limitent la classe j, les différences $[X_{j+1}- X_i]$ soient constantes et égales à $X_r- X_1/ k$.

   Si n_j désigne la population de la classe j, on peut prendre pour ordonnée de cette classe la valeur n_j ou, comme le font les statisticiens, la fréquence : $f_j= n_j /\sum n_j = n_j / n$.

b) **calcul de la moyenne empirique** $\overline{X}$ de la population, de sa variance empirique s^{*2}, de sa variance estimée s^2 et de son coefficient de variation CV :

   $\overline{X} = (1/n). \sum X_j$ $\qquad$ $s^{*2}= \sum (X_j – \overline{X})^2 / n$

   $S^2 = \sum(X_j – \overline{X})^2 / n+1$ $\qquad$ $CV= s / \overline{X}$

La moyenne arithmétique $\overline{X}$ est un estimateur de la vraie valeur M de la moyenne du paramètre étudié, et s^2 l'estimateur de la vraie valeur $\sum^2$ de sa variance. Le coefficient de variation caractérise la dispersion des mesures et de la distribution de X .C'est un paramètre très important qui peut presque à lui seul, donner une idée de la qualité d'une reconnaissance ou du caractère particulier du terrain puisque l'analyse d'un très grand nombre de résultats a permis de définir des plages de valeurs types de ce coefficient de variation pour diverses caractéristiques géotechniques [6 et14]. Lorsqu'on s'éloigne de ces plages, il faut donc se poser des questions. Mais c'est l'étude de l'histogramme expérimental qui permettra d'aller plus loin dans la démarche statistique.

c) Ajustement de l'histogramme sur une loi de probabilité connue

- Si l'histogramme présente une tendance centrale, c'est-à-dire si l'on voit apparaitre une certaine symétrie par rapport à la moyenne ou à la médiane de la distribution, on pourra chercher à ajuster cette distribution sur la loi normale(ou Laplace-Gauss), ce qui est très facile surtout avec les moyens informatiques actuel.

On utilise pour cela la méthode de la droite de Henry qui consiste à porter en abscisse arithmétique la limite supérieure s_{j+1} de la classe j et en ordonnée gaussienne les fréquences cumulées correspondantes. Rappelons que l'échelle gaussienne est une échelle graduée en $u = f^{-1}(y)$ ou f(u).

Si les pointes ainsi obtenus sont alignés, c'est que la distribution suit effectivement la loi de Laplace.

On peut alors vérifier la probabilité que l'on a de se tromper si l'on ne retient pas la normalité de la distribution en utilisant le test de χ^2 (test de chi2) pour n >30 (échantillons importants) ou le test de Shapiro-Wilk pour n<30 (petits échantillons) ces deux tests étant bien connus des statisticiens [7et14].

- Si l'histogramme présente une dissymétrie avec étalement vers la droite, on pourra chercher à l'ajuster sur une loi log-normale dans laquelle c'est le logarithme népérien des mesures qui suit la loi de

Laplace-Gauss. On utilise là aussi la méthode de la droite de Henry, mais dans un système de coordonnées gausso-logarithmique.

Les paramètres μ et σ^2 estimateurs respectifs de l'espérance mathématique et de variance théorique de la loi log normale ajustée.

- Si ces tentatives d'ajustement s'avèrent infructueuses. On essayera une loi « béta » plus complexe .Dans ce cas, il faudra soumettre la loi choisie à l'un des tests d'acceptation évoqués précédemment.

Dans une première étape on va voir s'il y a une relation entre les différents paramètres en utilisant un ajustement linéaire par moindre carrée, cet ajustement sera apprécier par le coefficient de corrélation R qu'on impose égale à plus de 85% pour un bon ajustement linéaire.

Par la suite, si l'ajustement linéaire est faible R < 85% on passe à l'analyse statistique par l'histogramme [22].

III-3- Corrélations entre les paramètres :

Cette étude sera basée essentiellement sur les résultats d'essais de laboratoire et pénétromètre dynamique. Toutes les corrélations faites dans un sol argileux, les corrélations faisant objet de ce chapitre sont :

- La résistance à la pointe (q_d) et la cohésion drainée (C').
- La résistance à la pointe (q_d) et l'angle de frottement drainée (φ').
- La résistance à la pointe (q_d) et la cohésion non drainée (C_u).
- La résistance à la pointe (q_d) et le poids volumique (γ_d).
- L'angle de frottement non drainée (φ_u) et la résistance à la pointe (q_d).
- La teneur en eau (ω) et l'indice de vide (e).
- L'indice de plasticité (I_p) et l'angle de frottement (φ_u).
- La cohésion non drainée (C_u) et la moyenne de profondeur (Z).

III. 3.1: Corrélation entre la résistance à la pointe (q_d) et la cohésion drainée (C') :

On prend toutes les valeurs de **q_d** et **C'** assemblés dans la base du donnée, on les représente sous forme graphique de type nuage du point sachant que x sont les valeurs de **C'** et y sont les valeurs de **q_d** , puis on procède a l'ajustement linéaire.

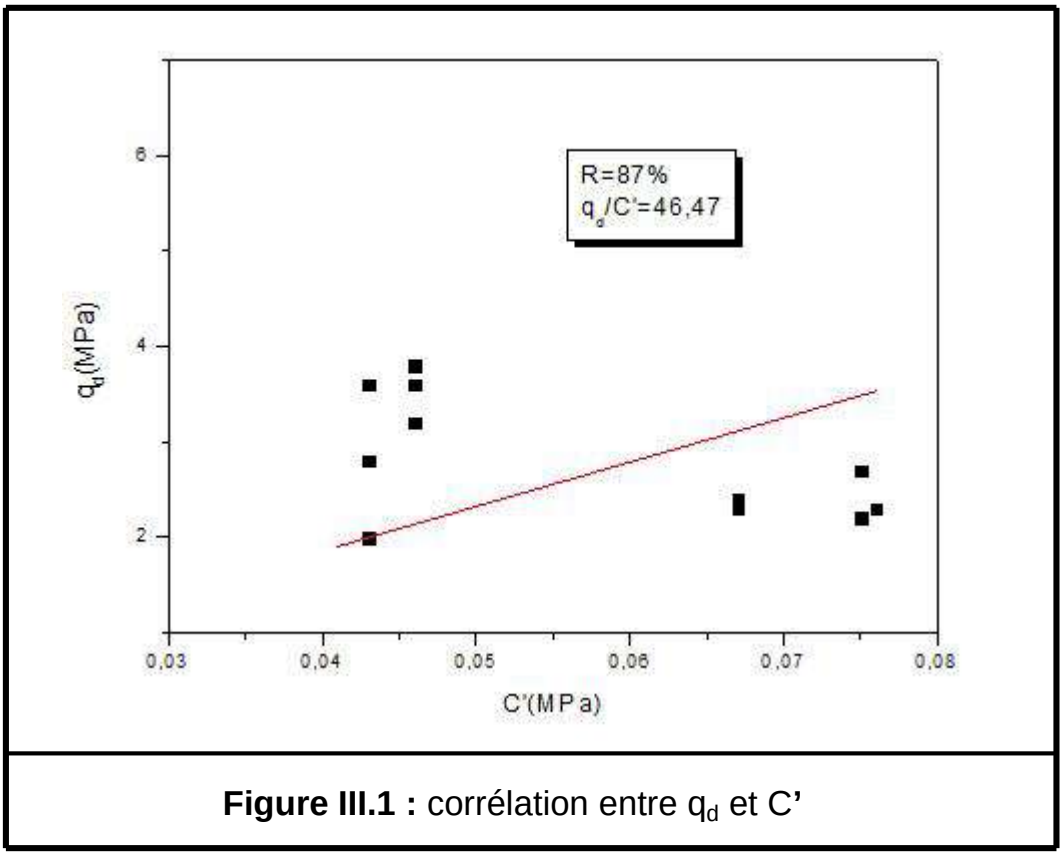


Figure III.1 : corrélation entre q_d et C'

Le coefficient de corrélation R >85%, ce qui laisse entendre qu'il y a de très forte chance que C' et q_d sont liés par une équation de la forme y= a x+b on trouve la relation suivante :

$qd = 46{,}47 \times C'$; Avec a=46,47 et b=0 et le coefficient de corrélation R = 87%.

Le coefficient R de corrélation qui indique la dépendance entre les deux variables étudiés $(C' \text{et } qd)$ est R> 85%. C'est acceptable statiquement.

III.3.2 : Corrélation entre la résistance à la pointe (q_d) et l'angle de frottement drainée (φ'):

On met les valeurs de **φ'** dans l'axe des x et les valeurs de **q_d** dans l'axe des y on obtient l'ajustement linéaire suivant.

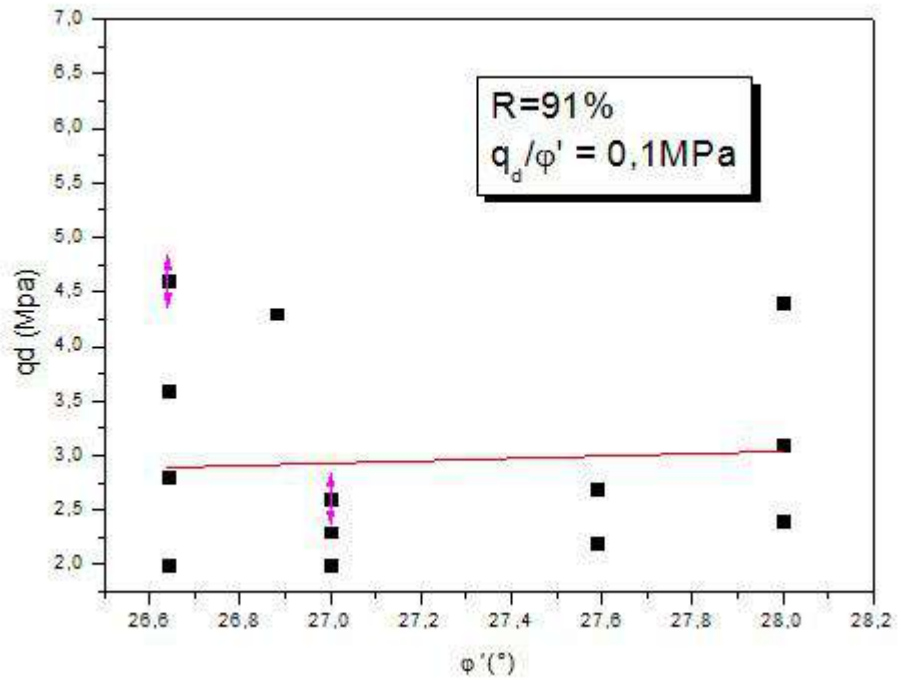


Figure III.2 : corrélation entre q_d et φ'

Les deux paramètres φ' et q_d sont lié par une équation $qd = 0{,}1 \times \varphi'$ de la forme y= a x+b ; avec a =0,1 MPa et b=0, R = 91%

Le coefficient de corrélation R qui exprime la dépendance entre ces paramètres étudiés est trouvé supérieur à 85% ce qui indique que c'est un résultat acceptable.et la possibilité pour qu'il y'est une relation entre ces deux paramètres est très forte.

III. 3.3 : Corrélation entre la résistance à la pointe (q_d) et cohésion non drainée (C_u):

A partir de la base des données mise au point dans le chapitre II, on a rassemblé tous les résultats trouvés de C_U et q_d pour tous les sites.

L'analyse s'est fait par le logiciel **OriginPro8**, en suivant les étapes suivantes :

- Représentation de C_U et q_d sous forme graphe, pouvant que x sont les valeurs de C_U et y sont les valeurs de q_d (figure III-3).
- Détermination d'une relation entre C_U et q_d on procède à un ajustement linéaire.

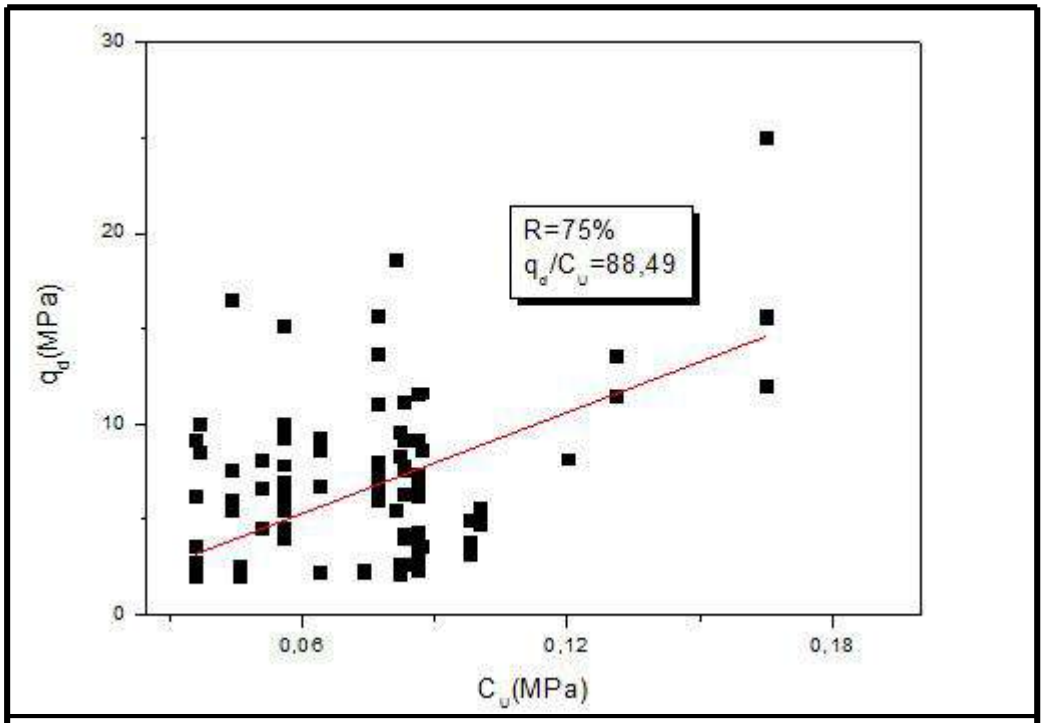


Figure III.3 : corrélation entre q_d et C_u

Puisque $R < 85\%$, on ne peut se parler sur la dépendance des deux variables donc on passe à l'analyse statistique (statistique descriptive) du rapport q_d / C_u en passant par les étapes suivantes :

- Calculer le rapport de q_d / C_u, puis par l'utilisation de logiciel **OriginPro8** on représente ce rapport sous forme d'histogramme (figure

III-4), sachant que x sont les valeurs de q_d / C_u et y sont les valeurs des fréquences relatives qui représente le pourcentage qu'une valeur q_d / C_u appartiennent a une classe donnée, l'histogramme obtenu montre clairement une tendance centrale.

- Par ajustement non linéaire en utilisant la fonction de Gauss on détermine la valeur médiane ou la valeur moyenne qui représente la population et d'après notre analyse statistique on trouve (figure III-4) :

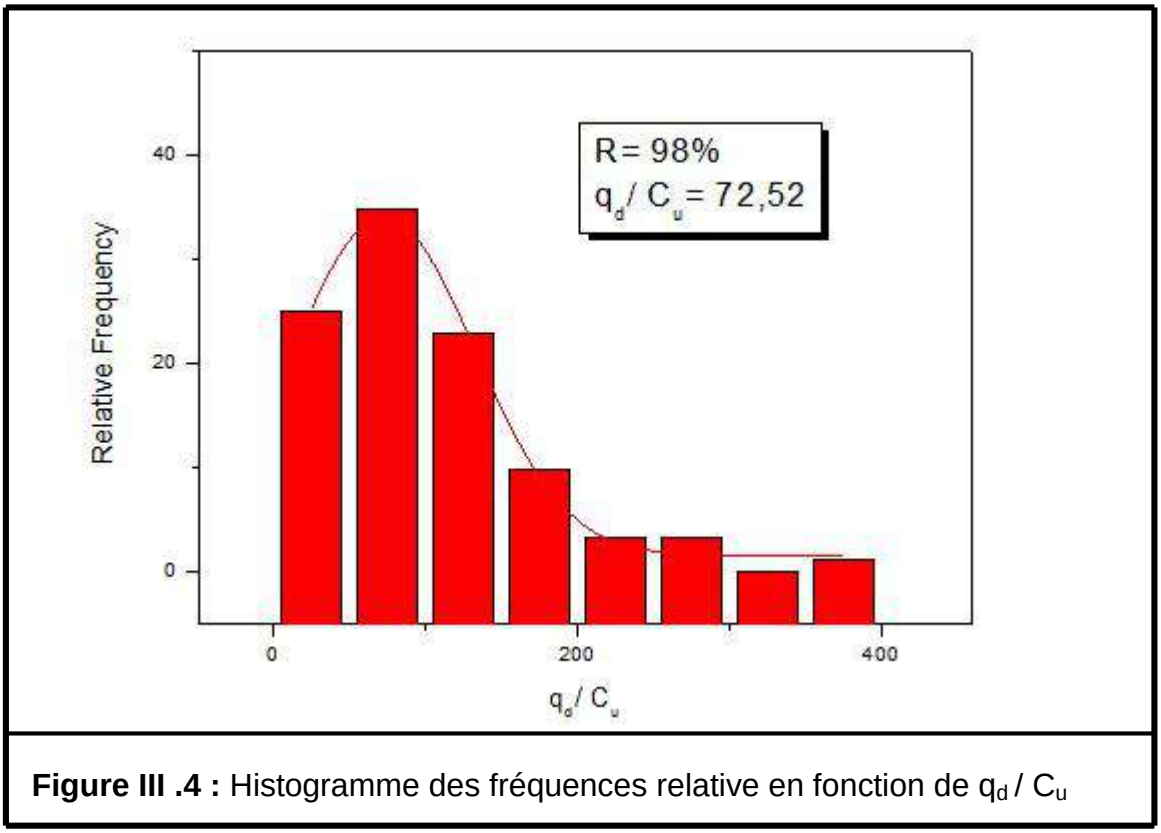


Figure III .4 : Histogramme des fréquences relative en fonction de q_d / C_u

On a trouve d'après l'histogramme donné à la figure III.4 : $qd = 72{,}52 \times Cu$ avec **R = 98%** sachant que notre type de sol est "argile" .

D'une part Deplagne en 1994 a fait une corrélation entre $\mathbf{q_c}$ et $\mathbf{C_u}$ est a donné la relation suivante :

$qc = 18 \times Cu$ [18]. On remarque clairement de Deplagne a utilisé dans ça corrélation la résistance de pointe de l'essai CPT. Pour comparer cette corrélation à la notre, on a exploité les résultats trouvé par

Waschkowski(1983) où il a trouvé que dans les argiles $qc \approx qd$ donc on peut dire que: $qd = 18 \times Cu$.

On analysant la différence qui existe entre notre résultat et le celui de Deplagne on peut l'expliquer comme suite :

- Le résultat ou $qc \approx qd$ est trouver dans les sols Français.
- Deplagne a travaille sur les limons et nous avons travaillé sur les argiles la différence ici c'est qu'on n'a pas moyen le savoir l'état de consolidation du sol.

III.3.4 : Corrélation entre la résistance à la pointe (q_d) et poids volumique (γ_d):

On a pris toutes les valeurs de $\mathbf{q_d}$ et γ_d à partir le tableau récapitulatif on a présenté ces valeurs graphiquement : l'axe des x présente les valeurs de $\mathbf{\gamma_d}$ et l'axe des y présente les valeurs de $\mathbf{q_d}$ pour faire l'ajustement linéaire.

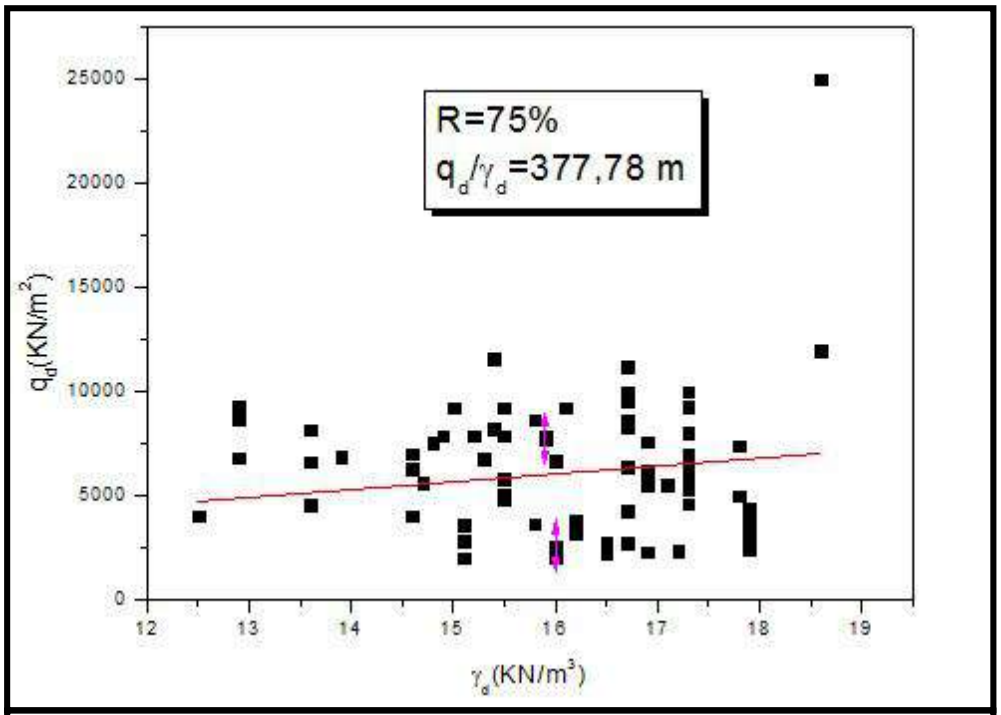


Figure III. 5 : corrélation entre q_d et γ_d

On a trouvé la valeur de coefficient de corrélation R < 85% on passe à l'analyse statistique du rapport q_d / γ_d passant par les étapes précédentes afin d'obtenir l'histogramme ci-dessous (figure III-6) :

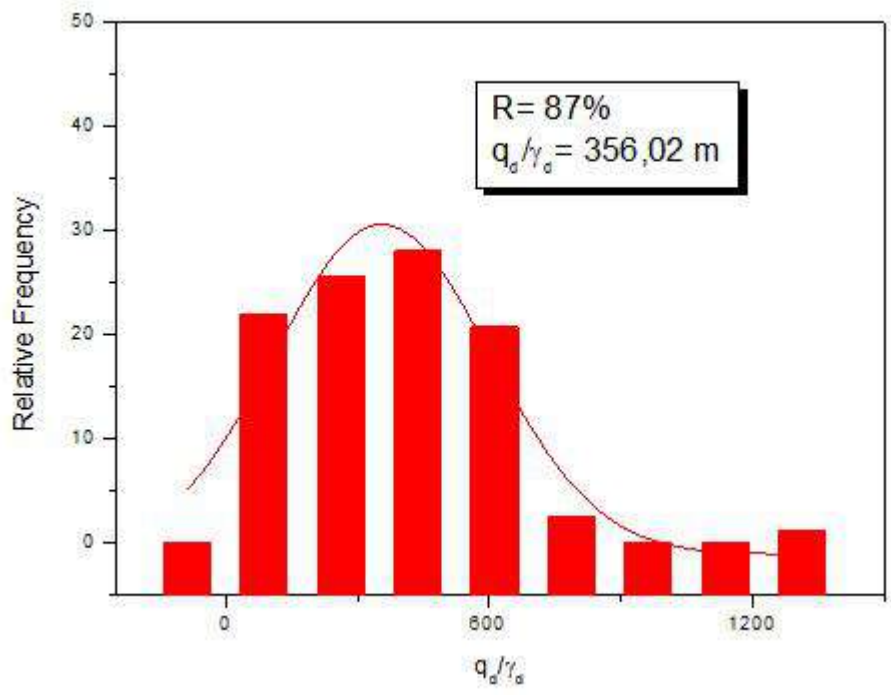


Figure III .6 : Histogramme des fréquences relative en fonction de q_d / γ_d

Cet histogramme montre la relation suivante : $qd = 356{,}02 \times \gamma\mathrm{d}$, avec R =87% ce résultat est convenable.

Laurence Duchesne et Jean-Jacques Fry, Nicolas Racana en 2005 [18] ont fait une corrélation entre γ_d et q_d , q_d est mesuré à partir le pénétromètre dynamique léger Panda sur les limons et trouvaient la relation suivante :

$\mathrm{qd} = \exp(1{,}184 \times \gamma\mathrm{d} - 21{,}03)$.

D'après la comparaison entre les deux corrélations on distingue que les résultats ne sont pas identique parce que les deux corrélations sont faites sur des sols différents (argile et limon) et les résultats de q_d de Laurence et al. Sont obtenus à partir d'un type différent de pénétromètre (Panda) tant dis que les notre sont obtenus à partir du BOROO.

III.3.5 : Corrélation entre l'angle de frottement non drainée (φ_u) et la résistance à la pointe (q_d) :

En suivant la même procédure de q_d et γ_d pour la corrélation entre (φ_u) et (q_d) sachant que x sont les valeurs de (φ_u) et y sont les valeurs de (q_d) (figure III-5) on trouve :

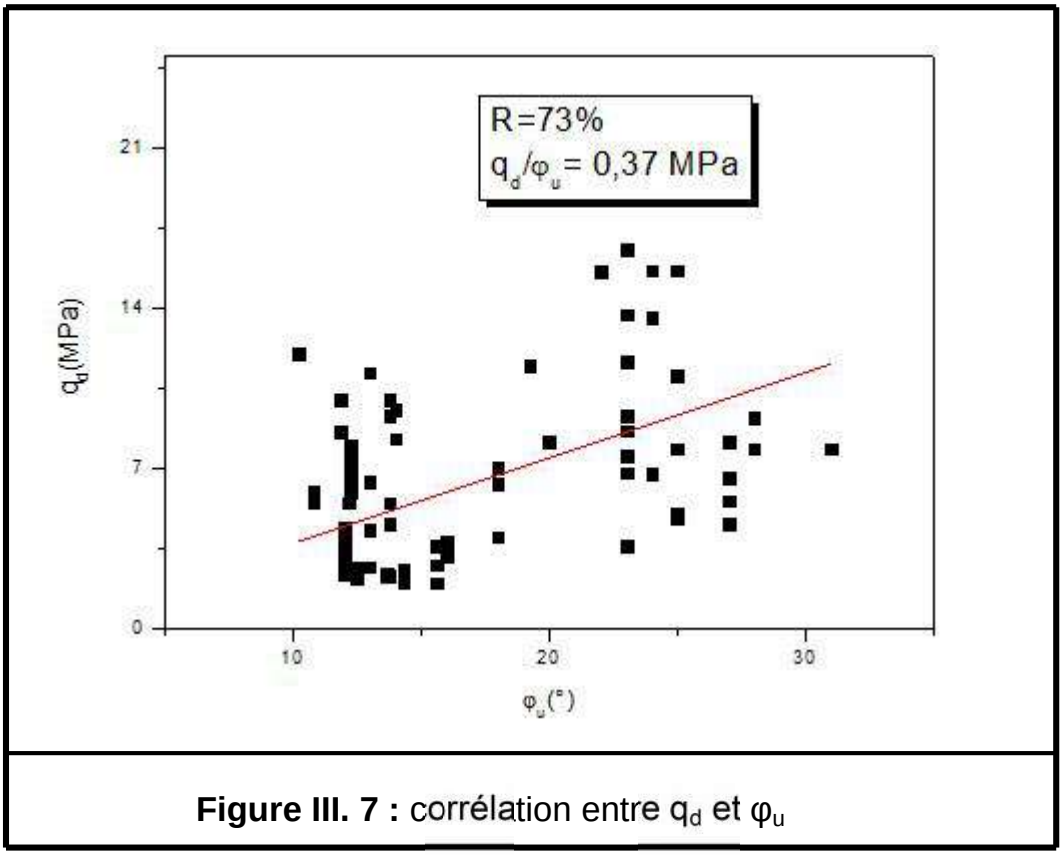


Figure III. 7 : corrélation entre q_d et φ_u

On trouve la relation suivante : $qd = 0{,}37 \times \varphi u$ et R=73%

Puisque R < 85%, on passe à l'analyse statistique (statistique descriptive) du rapport q_d / φ_u on obtenant l'histogramme ci-dessous (figure III.8) :

Après l'analyse statistique par la fonction de Gauss on trouve une relation entre q_d et φ_u cette relation est : $\mathrm{qd} = 0{,}32 \times \varphi\mathrm{u}$.

R= 91% cette valeur est acceptable statiquement.il y'a une relation entre ces deux paramètres est très forte.

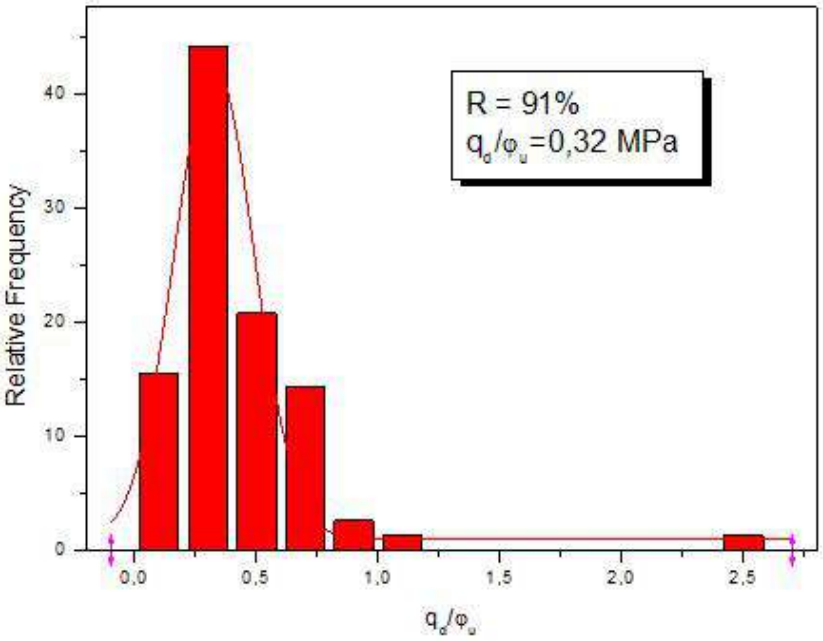


Figure III.8 : Histogramme des fréquences relative en fonction de q_d / φ_u

III.3.6 : Corrélation entre la teneur en eau (ω) et l'indice de vide (e) :

De la même manière, on prend toutes les valeurs de **ω** assemblés dans la base du donnée et **e** calculé par la relation$de\ \boldsymbol{\omega} = \boldsymbol{Sr} \times \boldsymbol{e} \times \boldsymbol{\gamma w} / \boldsymbol{\gamma s}$, on les représente sous forme d'un graphe de type nuage du point, puis on procède a l'ajustement linéaire.

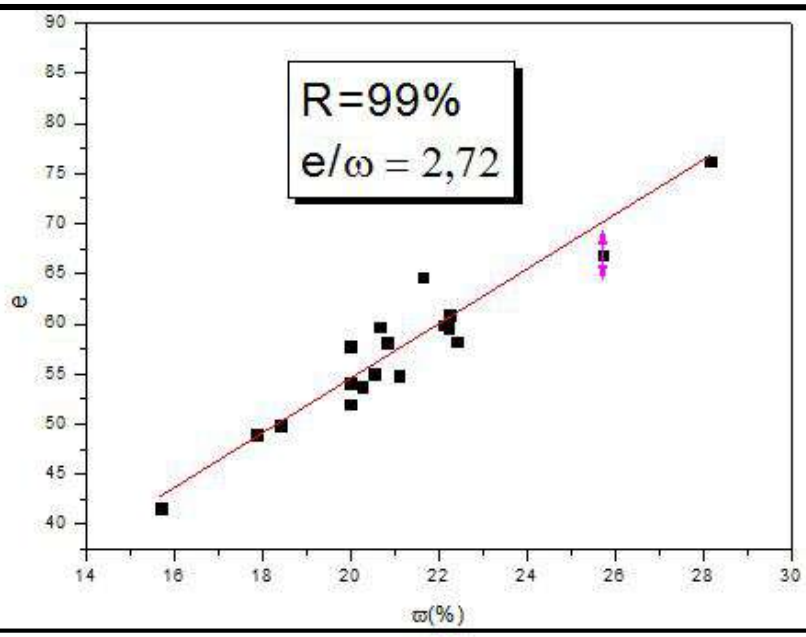


Figure III. 9 : corrélation entre ω et e

Ces deux paramètres sont liés par une équation de forme y = a x + b :

$\omega = 2{,}72 \times e$ Avec $a = 2{,}72$ et $b = 0$.

R = 99% ≈100% une bonne corrélation.

Hobbs en 1986 a assemblé les différentes corrélations entre la teneur en eau et l'indice de vide initiale faites en plusieurs payes de monde (Canada 1956, Qubec 1964, U.S.A 1962, peat from Britich Columbia 1963) et a trouvé le graphe suivant [23] (Figure III .10):

En analysant le graphe on trouve que $1{,}4 < \frac{e}{\omega} < 2$ ce qui n'est pas vraiment loin de ce qu'on a trouvé.

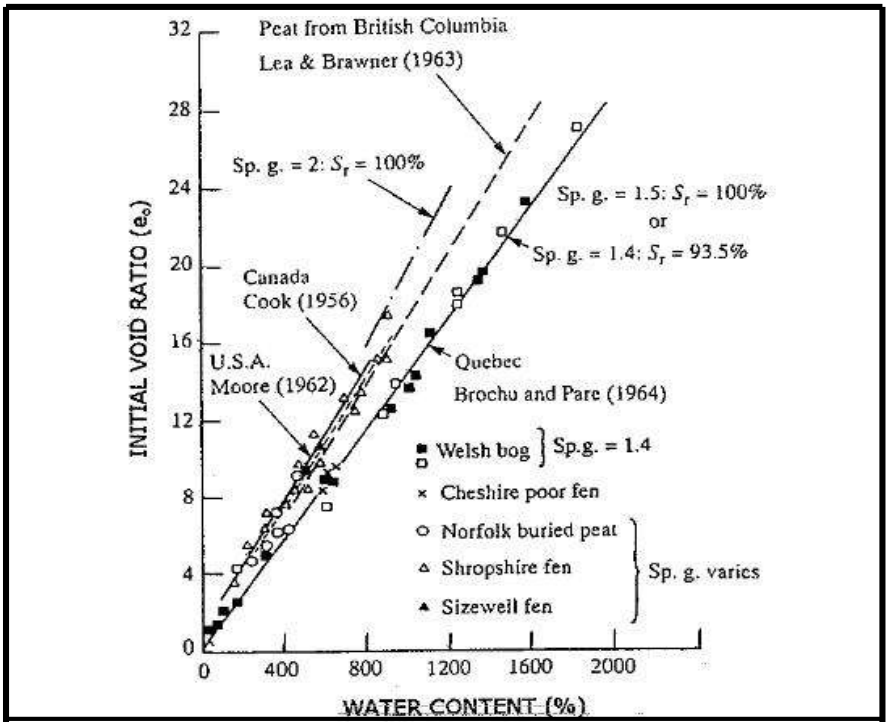


Figure III.10 : corrélation entre ω et e_0

III.3.7 : Corrélation entre Indice de plasticité (I_p) et l'angle de frottement (φ_u) :

En suivant la même procédure de C_c et **e** pour la corrélation entre I_p et φ_u on trouve (figure III-11):

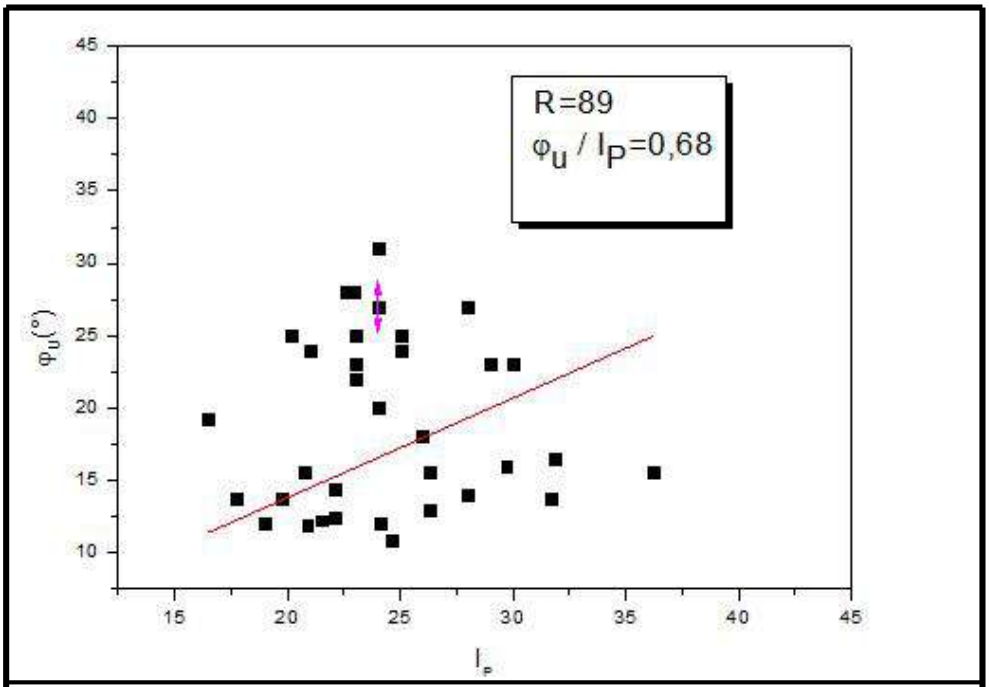


Figure III. 11 : corrélation entre I_p et φ_u

D'après la corrélation : $\varphi u = f(Ip)$ on trouve R= 89% cette valeur est acceptable, et le rapport $\varphi u / Ip = 0{,}68$.

L.Bjerrum et N.E.Simon en 1960[23] ont fait aussi la corrélation entre I_p et φ_u et trouvaient le graphe suivant :

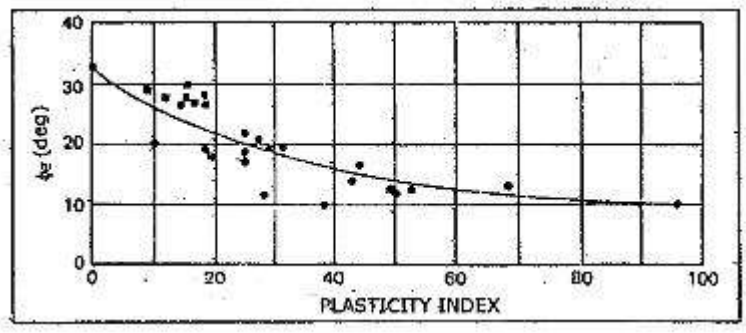


Figure III.12 : Corrélation entre I_p et φ_u[23]

On peu tirer les conclusions suivantes :

- Les corrélations sont faites sur le même type de sol à savoir l'argile.
- Malgré que l'allure est différent, l'ordre de grandeur est proche :

Notre corrélation :

φ [10 30] / I_p[15 40].

Celle de Bjerrum :

φ [10 30] / I_p[10 50]

III .3.8 : Corrélation entre la cohésion non drainée (C_u) et la profondeur (Z) :

On prend toutes les valeurs de Cu et les valeurs des Z, on met les valeurs des Z dans l'axe des X et les valeurs de C_U dans l'axe des y on trace un graphe de type nuage puis on va faire l'ajustement linéaire (figure III.13) :

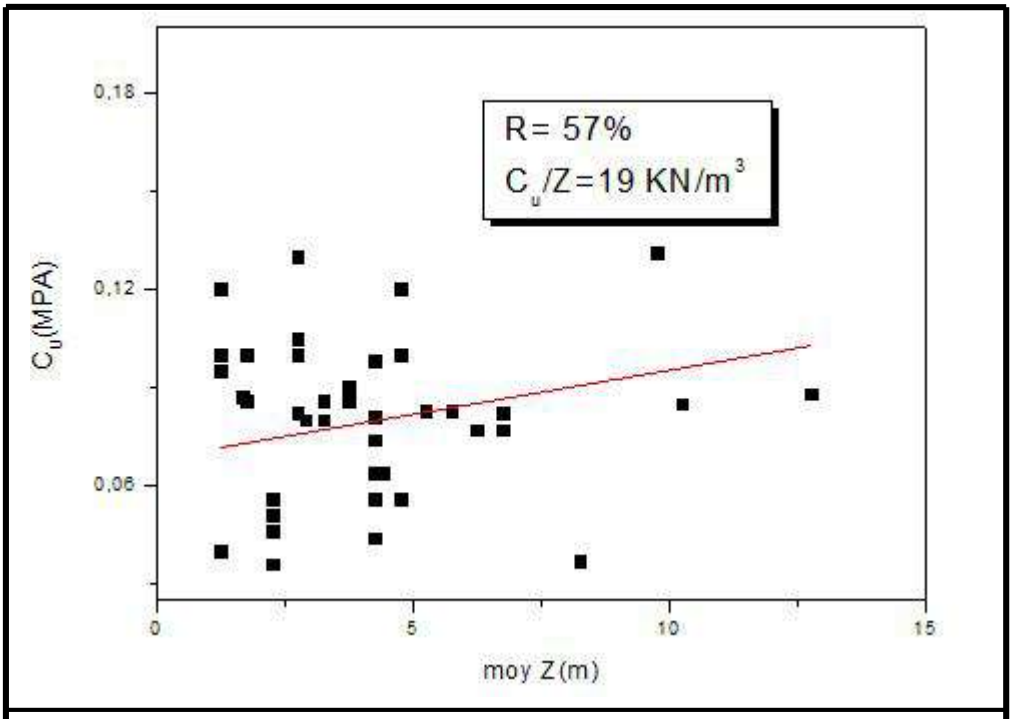


Figure III. 13: corrélation entre C_u et Z

Dans cette ajustement on trouve la relation entre C_u et Z sous forme y=a x+b avec a=19 KN/m^3 et b=0 donc : $CU = 19 \times Z$ et R= 57%, puis R< 85% on passe a l'analyse statistique (figure III .14) et après on va comparer notre résultat par des autres résultats été fait :

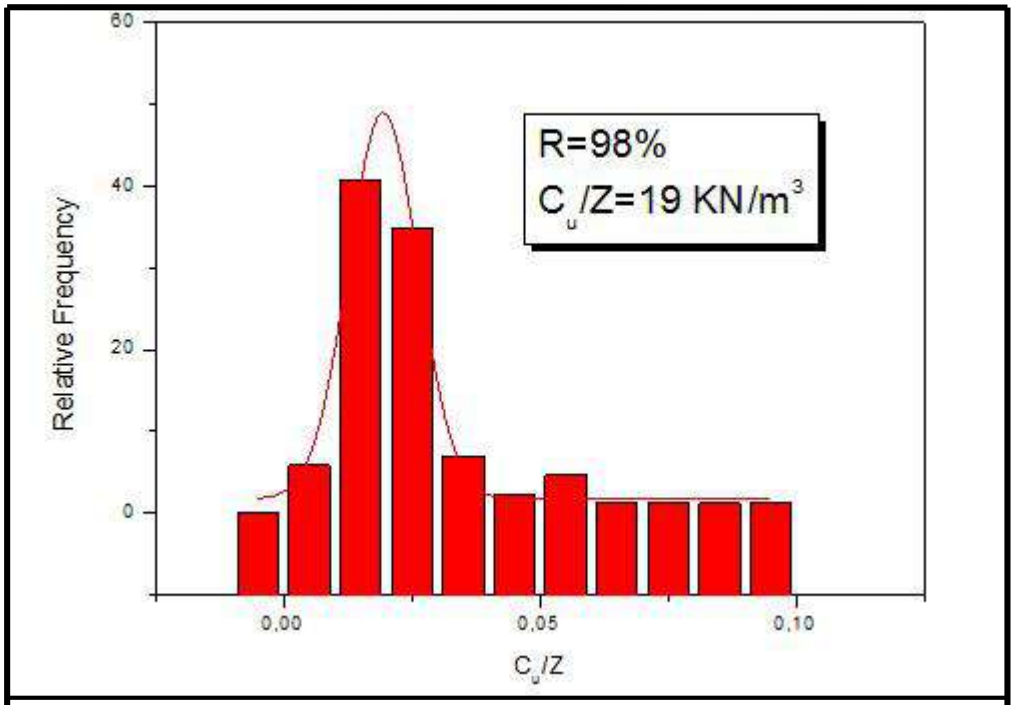


Figure III.14: Histogramme des fréquences relative en fonction de C_u / Z

D'après l'analyse statistique : $Cu = 19 \times Z$. Le coefficient de corrélation a augmenté R= 98%.

S. Amar et J. Jézéquel en 1972 [24] ont fait une comparaison entre le pressiomètre et le pénétromètre statique et ont distingué une relation entre C_u(en bars) et la profondeur Z (en mètres) s'écrit :

$Cu = 0{,}08 \times Z + 0{,}440.$

On compare les deux relations on trouve qu'elles se ressemblent point de vu forme d'équation.

III .4: Conclusion :

Dans ce chapitre a on fait des plusieurs corrélations il y'a celles qui donnent des bons coefficients après l'ajustement linéaire et dans d'autres corrélations on doit passer par l'analyse statistique parce que leurs coefficients de corrélation ne sont pas acceptable statistiquement [22].

On a trouvé plusieurs relations entre les paramètres il y'a celles qui ont été trouvé par des chercheurs dont on a fait comparaison avec les nôtres et

d'autres qu'on n'a pas pu comparer, car peut de travaux dans les argiles ont été fait avec le DPT.

On peut classer les corrélations étudié précédente en deux catégories :

Corrélation par l'ajustement linéaire : sont les corrélations qu'elles donnent un bon coefficient R après l'ajustement linéaire ces corrélation sont :

c' et q_d , q_d et φ', ω et e , I_p et φ_u .

Corrélation par l'analyse statistique : sont les corrélations que n'on pas donné un coefficient de corrélation acceptable lors de l'ajustement linéaire donc on passe à l'analyse statistique ou le teste de χ^2 (chi 2) est vérifier. Ces corrélations sont :

q_d et φ_u, q_d et C_u , q_d et γ_d, C_u et Z.

D'autres comparaisons ont été faites :

Entre q_d et C_u avec la corrélation de Deplagne en 1994 ou on a trouve que ces deux résultats sont différents.

Entre de q_d et γ_d avec la corrélation de Laurence Duchesne et Jean-Jacques Fry, Nicolas Racana en 2005 on a trouve que les résultats ne sont pas identique.

Entre ω et e avec les corrélations assemblé par Hobbs en 1986 on a trouve que les deux résultats sont proches.

Entre I_p et φ_u avec la corrélation de L.Bjerrum et N.E.Simon en 1960 on a conclu que les deux résultats sont proches.

Entre C_u et Z avec la corrélation de S. Amar et J. Jézéquel en 1972 on a conclu que les deux résultats sont proches.

On conclu aussi que la corrélation la plus étudié par les chercheurs c'est la corrélation entre la teneur en eau (ω) et l'indice de vide (e), aussi la corrélation entre q_d et la cohésion non drainée C_u.

IV-Conclusion générale :

Les corrélations en géotechniques sont l'un des domaines les plus investies a cause de simplifications quelles offrent dans le calcul des paramètres.

Ce qui n'empêche pas d'être très prudent dans leurs utilisations et leurs exploitations.

Notre mémoire est consacré aux corrélations entre un paramètre de sol très répondu et utilisé, il s'agit de la résistance de pointe de l'essai de pénétration dynamique qui est très utilisé en Algérie de fait de sa simplicité et quelques paramètres géotechniques physiques et mécaniques qu'on détermine par les essais de laboratoire.

Une base de données a été mise au point à partir des rapports géotechniques en étudiant différents sites répartis sur la wilaya de Médéa.

L'exploitation de cette base de données en établissant des corrélations entre les paramètres déjà cités a été faite lors de ce travail et une comparaison a été établie avec d'autres recherches.

Il est à signaler qu'on a observé un manque important dans les corrélations entre l'essai DPT et d'autre paramètres contrairement a d'autres essais comme : CPT ou SPT.

En fin, des résultats distingués ont été obtenus a la fin de ce travail et quelques corrélations entre l'essai DPT et d'autres paramètres géotechniques à savoir mécaniques et physiques ont été faites même si elles sont au stade initial.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

1. Ali BOUAFIA : Les essais in-situ dans les projets de fondation – office des publications universitaires Alger-réimpression 2006

2. A. Samuel et JEAN François Jequézel : Propriétés mécaniques des sols déterminés en place.

3. G. GONION : Revue Française de la géotechnique 1999 la formule de Hollandais.

4. CASSAN M **:** Les essais in situ en mécanique des sols TOME 1 réalisation et interprétation.

5. G .SANGLERAT (1965) "Le pénétromètre et la reconnaissance des sols", Edition Dunod,Paris.

6. S. AMAR et AL (1983) "Le pénétromètre dynamique LPC aux normes européennes", comptes rendus du Symposium International Reconnaissance des sols et des roches par essai en place, Paris, 18-20 mai 1983, volume II ,pp 171-176.

7. LCPC-SETRA (1972) "Recomandations Fond-72", Chapitre 3.5 : réalisation des essais en place, Co-éditions LCPC-SETRA, Paris.

8. S. Amar et AL (1983) " La reconnaissance des sols et les essais de pénétration", Compte rendus du Symposium International Reconnaissance des sols et des roches par essais en place, Paris, 18-20 mai 1983, volume II, pp 177-185.

9. E.Washkowshi (1983) " Le pénétromètre dynamique ", Bulletin de Liaison des LPC, N°125,pp 27-35.

10. Institution of Civil Engineers ICE (1988)" penetration testings-Appendix 3", Comptes rendus de la conférence de géotechnologie organisée par ICE, Birmingham, 6-8 Juillet 1988, 371 pages.

11. AFNOR(1990) " Sondage au pénétromètre lourd type B" , Norme NF P94-115, décembre 1990, 13 pages.

12. VAN WAMBECKE A " les corrélations entre caractéristiques géotechniques". Annales Travaux Publics de Belgique,n° 4 ,1975.

13. BEGMANN H.K " utilisation du pénétromètre statique" en Hollande, New-Zeeland Engineering,15 février 1963 .

14. AMAR S. JEZEQUEL J. " essai en place et en laboratoire sur sols cohérents comparaison des résultats .Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées n° 58, mars-avril 1972.

15. CASSAN M**.** "les essais in situ en mécanique des sols". Construction, octobre 1968, mai 1969, juillet-aout 1969.

16. Waschkowski**.**Pénétromètre dynamique BLPC 125 pp 95-103.

17. Dr Dj .AMAR BOUZID et Dr L. MANAA : Cours génie civil.

18. Laurence Duchesne , Jean-Jacques Fry et Nicolas Racana : Utilisation d'une méthode de reconnaissance géotechnique a rendement élevé sur l'aménagement de Vallabrègues.

19. G. Sanglerat : the pénétrometr and soil exploration.

20. CASSAN.M (1979) : détermination probabiliste des caractéristiques mécaniques des sols 'Conférence ECP, non publiée'.

21. MAGNAN J-P(1982) **:** Les méthodes statistiques et probabilités en mécanique des sols .Paris, presses des ponts et chaussées**.**

22. CASSAN M**:** utilisation de la statistique descriptive en géotechnique.

23. Terzagui (2007) **:** in situ testings and soil properties correlations.

24. S.AMAR et JEAN François Jéquézel : Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents, Comparaisons des résultats.

NORMALISATION

Association Française de Normalisation AFNOR

NF P 94-110 : reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard.

NF P 94-112 : reconnaissance et essais. Essai scissométrique en place.

NF P 94-115 : reconnaissance et essais. Sondage au pénétromètre dynamique type B.