REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Contribution au calcul du tassement des fondations superficielles pour les sols fins

---

Présenté par :

ASSAL Sarah

KOBBI Hadjer

Proposé et Dirigé par

M^{me} : MIR MOUNA

Promotion Septembre 2020

REMERCIEMENTS

EN PRÉAMBULE À CE MÉMOIRE NOUS REMERCIONS ALLAH QUI NOUS AIDE

ET NOUS DONNE LA PATIENCE ET LE COURAGE DURANT CES LANGUES ANNÉES D'ÉTUDE.

NOUS REMERCIONS PROFONDÉMENT NOS FAMILLES QUI NOUS ONT SOUTENUS DURANT TOUT LE

CURSUS DEPUIS LE PRIMAIRE JUSQU'AU NIVEAU UNIVERSITAIRE.

NOUS TENONS À REMERCIER CHALEUREUSEMENT NOTRE PROMOTRICE

M^ME ***« MIR MOUNA »***

POUR NOUS AVOIR PROPOSÉ CE SUJET ET POUR *SON AIDE ET SON ENCADREMENT, SES ENCOURAGEMENTS ET SURTOUT SA CONFIANCE ET* SA DISPONIBILITÉ *DURANT TOUTE LA PÉRIODE DE PRÉPARATION DE CE MÉMOIRE.*

NOUS REMERCIONS ÉGALEMENT L'HONORABLE JURY QUI A 6IEN VOULU EXAMINER NOTRE

TRAVAIL.

NOUS TENONS À EXPRIMER NOS SINCÈRES REMERCIEMENTS À TOUS LES

PROFESSEURS QUI NOUS ONT ENSEIGNÉ ET QUI PAR LEURS COMPÉTENCES NOUS AVONS

SOUTENU DANS LA POURSUITE DE NOS ÉTUDES.

NOUS REMERCIONS AUSSI TOUS NOS AMIS POUR LEURS AIDES, LEURS PATIENCES, LEURS

COMPRÉHENSIONS ET LEURS ENCOURAGEMENTS, PARTICULIÈREMENT.

NOUS REMERCIONS ENFIN TOUS CEUX QUI, D'UNE MANIÈRE OU D 'UNE AUTRE, ONT CONTRIBUÉ À LA RÉUSSITE DE CE TRAVAIL ET QUI N'ONT PAS PU ÊTRE CITÉS ICI.

MERCI

dedicace

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec tous les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

A mes parents qui voient aujourd'hui leurs efforts et leurs sacrifices couronnées par ce rapport, ils ont veillés à mon éducation avec un amour infini et affection dont je ne recevrai pas d'égale.

Que dieu me permette de leur rendre au moins une partie.

A mes sœurs et leurs maris et leurs enfants

Je leurs souhaite beaucoup de bonheur et de réussite

A mes frères

A toute la famille ASSAL et MESSAOUDI

A tous mes amis sans exception

A tous ceux qui me sont chers.

SARAH ASSAL

dedicace

Merci à Dieu " ALLAH " qui m'a donné la force la patience, le courage, la volonté et de m'avoir guidé durant ma scolarité pour terminer ce travail.

Merci à Dieu "ALLAH" aussi qui m'a donné des bons PARENTS et mes deux Frères, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études, ce projet fin d'étude représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de ma scolarité.

Mon conseil à tous ceux qui lisent la dédicace:

"Read and save yourself from drowing ".

HADJER KOBBI

Résumé

ce travail de fin d'étude est pour objet de faire une contribution au calcule du tassement des fondation superficielle par l'analyse des données des essais pressiométrique et oedométrique qui sont effectues sur des différents sites des sols algériens , en essayant de faire des corrélations entre les paramètres oedométrique et pressiométrique et entre les paramètres oedométrique et mécanique et par la suit d'expliquer la contribution des corrélation dans le calcule du tassement et faire une comparaison entre les valeurs de corrélation trouver avec ce qu'existe dans la littérature.

Mots clefs : fondation superficielle, essais pressiométrique, essais oedométrique, corrélation

الملخص

هدف مشروع نهاية الدراسة هذا هو المساهمة في حساب هبوط الأسس السطحية من خلال تحليل المعطيات المأخوذة من التجارب في الموقع و في المخابر و التي تمت على مواقع مختلفة من تربة جزائرية، و ذلك بمحاولة إيجاد ارتباطات بين هذه المعطيات و من ثم شرح طريقة مساهمة هذه الارتباطات في حساب هبوط التربة و مقارنة النتائج الموجودة مع ما يوجد في الأدب الجيوتقني

الكلمات الرئيسية : أساسيات سطحية، اختبارPMT، اختبار OEDOMETRIQUE، علاقة.

Abstract

The main objective of this study is to contribute to the calculation of sattlment under shollow foundations basing on PMT an one dimentionnal consolidation tests conducted on soils from diffrent sits in Algéria .

Keywords : superficial foundation,PMT test, odometer test, correlation.

Sommaire

Introduction générale……1

Chapitre *I* : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1.Introduction 2
I.2.Procédés de reconnaissance des sols....4
I.2.1.Les objectifs de la reconnaissance des sols 4
I.2.2.Reconnaissance in situ....4
I.2.2.1.Méthode de prélèvement des échantillons 5
I.2.2.2.Techniques des prélèvements....7
I.2.2.2.1.Précautions à prendre avant prélèvement 7
I.2.2.2.2.Nombre d'échantillons à prélever 7
I.2.2.2.3.Prélèvement d'échantillons intacts....7
I.2.2.2.4. Exécution du prélèvement 8
I.2.2.2.5. Caractéristiques des appareils à utiliser 8
I.2.3.Analyse en laboratoire....8
I.2.3.1.description lithologique 8
I.2.3.2.la constitution physique 8
I.2.3.3.Essais géotechniques....10
I.2.3.4.Les essais au laboratoire 10
I.2.3.4.1. Les composants granulaires....11
I.2.3.4.2. Limites d'Atterberg....12
I.2.3.4.3. Essai Proctor....14
I.2.3.4.4. Essai de cisaillement....14
I.2.3.4.5. Essai à l'oedomètre ou essai de compressibilité 14
I.2.3.4.5.1.But de l'essai 15
I.2.3.4.5.2.Principe de l'essai....15
I.2.3.4.5.3.Matériel complémentaire 17
I.2.3.4.5.4.Mode opératoire 17
I.2.3.4.5.5.Interprétation de la courbe de compressibilité 18
I.2.3.4.5.6.Interprétation de la courbe de consolidation 19
I.2.4.Essai in-situ 21
I.2.4.1. Essai de pénétration standard (SPT) 22
I.2.4.2. Essai de pénétration dynamique(DPT)....23
I.2.4.3. Essai de pénétration statique (CPT) 24
I.2.4.4. Essais pressiométrique(PMT) 25
I.2.4.4.1.But de l'essai....25
I.2.4.4.2.Principe de l'essai 26

I.2.4.4.3.Sondage pressiométrique 26
I.2.4.4.4.Mode opératoire de l'essai 28
I.2.4.4.5.Exploitation des résultats 30
I.2.4.4.6.La courbe pressiométrique 31
I.3.Etude de fondations 33
I.3.1.Le rôle des fondations 34
I.3.2.Choix du type de Fondation 34
I.3.3.Fondations superficielles 35
I.3.3.1.Généralités 35
I.3.3.2.Types de fondations superficielles 36
I.3.3.2.1.Les semelles filantes 37
I.3.3.2.2.Les semelles isolées 37
I.3.3.2.3.Les radiers 38
I.3.4.Problèmes posés par un projet de fondation superficielle 39
I.3.5.Problèmes généraux liés à l'étude d'un projet de fondation 39
I.3.6.Comportement d'une fondation superficielle 40
I.3.7.Calcul de la capacité portante 41
I.4.Tassement et Compressibilité du Sol 47
I.4.1.Introduction 47
I.4.2.Les différents types de tassement 48
I.4.2.1.Les tassements uniformes 48
I.4.2.2.Les tassements différentiels 48
I.4.3.Contraintes dans les sols 49
I.4.4.Calcul du tassement sous une fondation superficielle 53
I.4.4.1.Calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique 53
I.4.4.2.Calcul des tassements par les résultats de l'essai in situ pressiométrique 55

Chapitre *II* : Base de données

II-1 : Introduction 58
II-2 : Implantation des sites étudiés sur la carte d'ALGERIE 59
II-3: Base de donnée 64
II-3-1: Détermination des caractéristiques physiques du sol 64
II-4 : données pressiométrique 66
II-5 : Interprétation des résultats 66

Chapitre*III* : Etude de corrélation et analyse statique

III-1- Intérêt des corrélations.....67

III-2-Rappel sur les statistiques.....68

III-3-Elaborations des équations de corrélations.....69

III-4- Corrélation entre les différents paramètres géotechniques.....69

III-4-1-Corrélation entre Cc et e0.....69

III-4- 2-Corrélation entre Cc et W.....70

III-4- 3-Corrélation entre Cc et Cs.....70

III-4-4-Corrélation entre Cc / (1 + e0) et e0.....71

III-4-5-Corrélation entre OCR et (Cu/ σ'V0).....71

III-4-6- Corrélation entre Cc et γd.....72

III-4-7-Corrélation entre CR et Cc.....72

Chapitre IV : Etude du tassement des fondations superficielles

IV-1- Introduction.....73

IV-2-Calcule de tassement.....74

IV-3-Confrontation avec les résultats de la littérature.....75

IV-3-1. Corrélation entre Cc et e0.....75

IV-3-2. Corrélation entre Cc et w.....76

IV-3-3. Corrélation entre Cs et cc.....77

IV-3-4. Corrélation entre Cc / (1 + e0) et e0.....77

IV-3-5.Corrélation entre OCR et (Cu/ σ'V0).....77

IV-3-6. Corrélation entre Cc et γd.....78

IV-3-7. Corrélation entre CR et Cc.....78

Chapitre V : conclusion

Conclusion.....79

Liste des figures

Chapitre *I*

Figure I.1 : Type de tarière
Figure I.2 : Caisse à carottes de conservation des échantillons prélevés
Figure I.3 : portrait de sol constitué des grains solides (S) entouré de vides remplis d'aire (A) et d'eau (W)
Figure I.4: relations entre les volumes et les masses d'un sol, montré dans un diagramme de phases
Figure I-5: Analyse granulométrique (tamis standard)
Figure I-6: Caractérisation de la teneur en eau
Figure I-7: Limite de liquidité
Figure I-8: Classification des sols fins (Abaque de Casagrande)
Figure I-9: Classification des sols argileux en fonction de la consistance
Figure I-10: Coupe schématisée d'un moule œdométrique
Figure I-11: Courbe de compressibilité, détermination graphique de $\mathbf{C_s}$, $\mathbf{C_c}$, $\boldsymbol{\sigma'_p}$ et $\mathbf{e_0}$
Figure I-12: Schématisation de la courbe œdométrique
Figure I-13: Standard pénétration test
Figure I.14 : type de pénétromètre dynamique
Figure I.15 : Schéma de principe du CPT
Figure I.16 : Pressiomètre de type Ménard
Figure I.17 : Principe d'un essai au pressiomètre Ménard
Figure I.18 : Schéma de l'appareil pressiométrique
Figure I.19 : Courbe pressiométrique V = f(P)
Figure I-20: (a) et (b) fondations superficielles, (c) pieux
Figure I-21: Schéma d'une semelle de fondation
Figure I-22: Types de fondations superficielles
Figure I-23: semelle rigide et flexible
Figure I-24 : Types des semelles
Figure I-25: Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle
Figure I-26: Schéma de rupture d'une fondation superficielle
Figure I-27: Schéma de rupture d'une fondation superficielle
Figure I-28: Capacité portante. Méthode de superposition de TERZAGHI (méthode « c-φ »)
Figure I-29: Principe de calcul de la pression limite nette équivalente P_{le}^{*}
Figure I-30: Facteur de portance k_p dans la cas d'une fondation superficielle calculée au pressiomètre

Figure I-31: Principe de superposition
Figure I-32: Sol stratifié à surface horizontal
Figure I-33: Sol stratifié à surface horizontal
Figure I-34: Calcul du coefficient d'influence dans le cas d'un rectangle uniformément chargé
Figure I.35 : Compressibilité du sol selon son état de consolidation en place
Figure I.36: Tassement des sols hétérogènes (pressiomètre Ménard)

Chapitre *II*

Figure II-1 : Implantation des sites
figure II-2 : procés-verbale d'essai pressiomètre
figure II-3 :sondage carotté et sondage PMT proche
figure II-4 :sondage carotté et ondage PMT éloignés
figure II-5 : valeurs des essais PDL
figure II-6 : courbes des essais PDL (résistance dynamique de pointe Rd en fonction de la profondeur)
Figure II-7: Principe de l'interpolation et d'extrapolation
Figure II-8 : les valeurs e la propriété physique deγ_h
Figure II-9: exemple d'interpolation de poids volumique humideγ_h

Chapitre *III*

Figure III-1 : Corrélation entre Cc et e0
Figure III-2 : Corrélation entre Cc et W
Figure III-3 : Corrélation entre Cc et Cs
Figure III-4 : Corrélation entre Cc / (1 + e0) et e0
Figure III-5 : Corrélation entre OCR et Cu/ σ'V0 .
Figure III-6 : Corrélation entre Cc et gamma d .
Figure III-7 : Corrélation entre CR et Cc .

Liste des tableaux

Chapitre *I*

Tableau I-1 : Valeur de λ_d et λ_c

Tableau I-2 : Valeur de α

Chapitre IV

Tableau IV 01 : Certaines des corrélations empiriques pour Cc en fonction de e0

Tableau IV-02: Certaines des corrélations empiriques pour Cc en fonction de w

Tableau IV 3 : Certaines des corrélations empiriques pour CR.

Tableau IV-04: Certaines des corrélations empiriques pour Cc en fonction γd.

Liste des abréviations

CPT: Cone Penetration Test;

PMT: Menard Pressiometer Test;

SPT: Standard Penetration Test ;

LCPC : Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées.

PMT : pressiomètre ;

Liste des symboles

C_s : Indice de gonflement ;
WL : Limite de liquidité ;
WP : Limite de plasticité ;
IP : Indice de plasticité ;
IC : Indice de consistance ;
σ'_p : contrainte de préconsolidation ;
σ'_v : contrainte verticale ;
$\sigma'v_0$: contrainte effective ;
K_p : Facteur de portance ;
P^*_{le} : Pression limite équivalente ;
q_l : Pression limite ;
$\Delta\sigma'$: Incrément de contrainte au milieu de la couche ;
P_l : La pression limite ;
P_f : La pression de fluage ;
E_m : Module pressiométrique ;
P_ℓ : Pression limite ;
Φ : l'angle de frottement ;
C : la cohésion ;
γ_h : Le poids volumique humide du sol ;
γ_d : Le poids volumique sec du sol ;
s_r : Degré de saturation ;
w : La teneur en eu naturelle ;
c_s : Indice de recompression ;
c_c : Indice de compressibilité ;
σ_c : Contrainte de préconsolidation ;
Cu : Cohésion non drainé ;
φu : Angle de frottement non drainé ;
C' : Cohésion apparente ;
φ' : Angle de frottement apparent ;
E_m : Module pressiométrique ;

P_l : Pression limite du sol ;

γ_h :le poids volumique humide du sol

γ_d :le poids volumique sec du sol

s_r : Degré de saturation ;

w : la teneur en eau ;

e : Indice des vides ;

e : Indice des vides initial ;

R : Coefficient de corrélation ;

E : Module de Young ;

Eoed : Module oedométrique ;

S : tassement total ;

Si : tassement immédiat ;

Ss : tassement de consolidation secondaire ;

Sc : tassement de consolidation primaire ;

CR : coefficient de recompression ;

introduction générale

Le dimensionnement d'un ouvrage de génie civil quel qu'il soit, nécessite en premier lieu une bonne connaissance du sol de fondation. La première étape d'un projet est donc la compagne de reconnaissance géotechnique, elle permet à l'ingénieur de choisir des valeurs représentatives des caractéristiques du sol nécessaire aux calculs. Toutefois, le choix de ces valeurs est une tâche délicate qui requiert chez l'ingénieur praticien une bonne dose d'expérience et de savoir-faire. En effet, il est à l'évidence impossible de définir en tout point d'un site les propriétés du sol ; par conséquent, la détermination des valeurs représentatives des paramètres s'effectue en général sur la base de quelques résultats d'essais sur éprouvettes prélevées pratiquement au hasard et d'essais en place réalisés suivant un maillage plus ou moins large.

L'objectif de notre mémoire de recherche, est de contribuer modestement au calcul des tassements des fondations superficielles par l'analyse des données d'essais pressiométrique et d'essai de consolidation unidimensionnel qui sont effectuées sur des sols Algériens, en essayant d'établir des corrélations entre des paramètres œdométrique et pressiométriques et par la suite de calculer le tassement en les utilisant dans les formule de base.

Notre travail sera réalisé suivant les étapes suivants :

Une première partie est consacrée pour une étude bibliographique ; où on a reporté tout les points importants de notre thème, tel que l'essai pressiométrique, l'essai de consolidation unidimensionnel, étude des fondations superficielles et les différentes méthodes de calcules du tassement sous une fondation superficielle.

Dans une deuxième partie est consacré pour déterminer une base de données pour l'essai de consolidation unidimensionnel et pressiométrique

Le troisième chapitre est réservé à l'étude des corrélations entre les paramètres pressiométrique et oedométrique et entre les paramètres mécanique et oedométrique.

Suite dans le chapitre IV d'expliquer la contribution de ces corrélations dans le calcul du tassement et faire une comparaison entre les résultats des corrélations trouvées avec celle qui existe dans la littérature.

Le dernier chapitre est réservé à la conclusion.

I.1.Introduction :

La géotechnique est le domaine d'étude des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques des sols et du roche et de leurs applications en construction civile. Bien que reposant sur une base théorique commune à d'autres champs d'application du génie comme la résistance des matériaux, la géotechnique et aussi une science empirique qui se fonde en partie sur les données recueillies lors d'essais en laboratoire et sur le terrain. En pratique, la géotechnique est étroitement associée à la géologie, science qui décrit les matériaux de l'écorce terrestre et en étudie les mécanismes de transformation internes et externes.

La géotechnique se divise en trois branches : la mécanique des sols, la mécanique des roches et l'ingénierie des fondations. Nous nous intéresserons essentiellement à la mécanique des sols et l'ingénierie des fondations, la mécanique des roches répondant aux besoins particuliers du génie minier.

En mécanique des sols, en décrit le sol comme la couche de matériaux meubles d'origine minérale et organique qui repose sur le sol rocheux. Les sols pouvant servir comme matériaux de construction ou de fondations d'ouvrages de génie civil, on en étudie les propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques afin de les classifier et d'en connaitre le comportement.**[9]**

A cause de la nature même du sol, on utilise beaucoup, en géotechnique, les essais en laboratoire et sur le terrain. La meilleure façon de bien comprendre le comportement du sol consiste à effectuer, sur plusieurs échantillons différents, les essais courants de classification et d'identification des propriétés mécaniques. Après plusieurs essais, on peut dire, de tel type de sol, à quoi il ressemble, comment il devrait réagir, la quantité d'eau qu'il contient, quel sera son comportement sous l'effet d'une charge et quel devrait être l'ordre de grandeur des résultats de différents essais. Par la suite, à la seule vue d'un dépôt de sol, l'ingénieure aura déjà une idée de problèmes qui risquent de se poser à cet endroit précis. Cette démarche permet également de juger de la valeur, du moins qualitative, des résultats d'essais en laboratoire et sur le

terrain pour ce genre de matériau. Les deux types d'essais contribuent donc également à développer une certaine « intuition ». Bien entendu, en géotechnique comme dans tout autre domaine, on ne pourra jamais se passer complètement des données théoriques, empiriques et conceptuelles. **[20]**

En ingénierie des fondations, on utilise les données recueillies en mécanique des sols et des roches de même que celles provenant des études géologiques pour décider de la nature et du dimensionnement des fondations d'ouvrages et pour en assuré la stabilité. **[9]**

Les techniques de fondation appliquent à la conception et à la construction de fondations ou de structures les données appartenant à la géologie, à la mécanique des sols, à la mécanique des roches et aux techniques de structure. L'ingénieur en fondations doit pouvoir prédire la performance et le comportement du sol ou de la roche de fondation quelle que soit la charge imposée par la structure. Il doit aussi pouvoir résoudre les problèmes que posent les fondations. Le spécialiste des fondations doit aussi faire face a d'autres problèmes connexes, tels la stabilité des pentes naturelles ou excavées, la stabilité des structures permanentes ou temporaires qui sevrait à retenir le sol , les problèmes de constructions, le contrôle du mouvement et de la pression de l'eau et même l'entretien et la remise et état de vieux édifices.

La fondation doit non seulement supporter de façon sécuritaire la charge statique imposée par la structure, mais aussi offrir une résistance appropriée aux surcharges dynamiques produites par les explosions, les tremblements de terre, etc. **[20]**

I.2.Procédés de reconnaissance des sols : [23]

La reconnaissance des sols c'est une étude "in situ" et en laboratoire qui permet de définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place. Son but est de donner les éléments nécessaires pour les études et les travaux de fondations.

I.2.1.Les objectifs de la reconnaissance des sols : [24]

Une compagne de reconnaissance des sols doit toujours précéder l'étude de tout projet. Elle peut intervenir au stade de pré-étude ou au cours de l'avancement du projet. Ses objectifs sont multiples on site quelques-uns ;

- rechercher les terrains adaptés à l'implantation d'ouvrages importants, d'infrastructures routières ou ferrées, dans une région déterminée ;
- l'ébauche d'un schéma directeur ou d'un plan de masse en tenant compte des aléas des sols ;
- définir le maillage des points de sondage, d'autant plus fin que l'étude doit être précise ou que le sol est hétérogène ;
- la qualité des renseignements recherchés : enquêtes, essais in-situ ou essais au laboratoire ;
-la précision demandée, plus grande en phase d'étude d'exécution. Il est recommandé d'effectuer une analyse des sols le plus en amont possible des études

I.2.2.Reconnaissance in situ :

Les reconnaissances in-situ font essentiellement appel à des méthodes directes par pénétration physique dans le sous-sol. Ce sont les opérations de sondage mécanique par toute une gamme de techniques plus ou moins technologiques. Les méthodes indirectes, surtout les méthodes géophysiques de surface, font aussi partie des reconnaissances in-situ. **[25]**

Elles se font par des sondages ou des forages qui peuvent atteindre des profondeurs allant de quelques mètres à plusieurs milliers de mètres.

Par définitions :

- Un sondage est un trou destiné à étudier le sous-sol (nature des roches, structure, etc.) sans en exploiter quelconque ressource (ex. sondage minier).
- Un forage est un trou qui a vocation à être utilisé ou exploité (ex. forage d'installation de piézomètre, forage de pompage en eau potable, forage géothermique, forage pétrolier, forage de mise en solution, forage géotechnique de fondation par pieux).

Ce type de reconnaissance permet de relevés :

-les niveaux des différentes couches rencontrées ;

-le niveau de la nappe phréatique ;

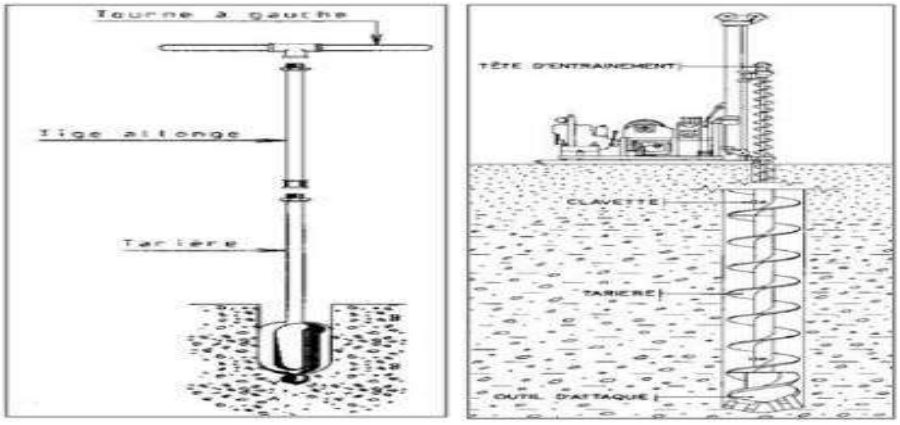
-l'épaisseurs des couches ;

- la profondeur atteinte par la sonde ; **[26]**

I.2.2.1.Méthode de prélèvement des échantillons:[27]

On distingue parmi les procédures de prélèvement d'échantillons de sols, celles qui donnent des échantillons intacts (ou non remaniés) et celles qui fournissent des échantillons de sols remaniés, c'est à dire qui ont perdu tout ou une partie de leurs propriétés mécaniques et même de leurs constituants.

On obtient des échantillons remaniés lorsque le forage est fait à l'aide d'une tarière : tube cylindrique avec une paroi extérieure hélicoïdale lorsqu'on opère avec un camion de sondage, il existe aussi la tarière manuelle dont l'utilisation est limitée à une profondeur de 3 m



a) Tarière continue b) tarière à main

Figure I.1 : Type de tarière

Pour récupérer des échantillons intacts on réalise un forage selon l'une des cas :

- Avec une sondeuse munie d'un carottier à prise d'échantillons, le carottage est fait d'une manière continue. Le prélèvement est réalisé d'une manière continue ou par endroits. L'échantillon de sol prélevé est immédiatement recouvert d'une couche de paraffine pour éviter les pertes de teneur en eau, puis il est conservé dans un étui.
- En réalisant une fouille dans le sol avec une pelle utilisée, l'échantillon est prélevé en enfonçant dans le sol, et à l'aide d'une masse, une boîte cubique (ou cylindrique). Le prélèvement est fait par endroits à des profondeurs déterminées. L'échantillon est immédiatement recouvert de paraffine et par deux couvercles afin d'éviter les pertes de teneur en eau.

Les échantillons obtenus servent le plus souvent à faire des essais de résistance, comme ils peuvent aussi servir à réaliser des essais d'identification.

On qualifie un échantillon intact, un prélèvement qui conserve l'intégralité de la structure et les caractéristiques du sol, sur lequel on peut effectuer des essais d'identification (teneur en eau, granulométrie, sédimentométrie, limites d'Atterberg..) ainsi que des essais mécaniques (triaxial, oedomètre...) permettant la prévision du comportement des ouvrages.

I.2.2.2.Techniques des prélèvements :[27]

I.2.2.2.1.Précautions à prendre avant prélèvement :

Avant tout prélèvement d'échantillons, il est procédé au nettoyage de la surface sur laquelle le prélèvement est prévu.

I.2.2.2.2.Nombre d'échantillons à prélever :

Les quantités de matériaux à prélever doivent être suffisantes pour permettre l'exécution des essais prévus au laboratoire. Le nombre d'échantillon sera fixé d'un commun accord entre le laboratoire et le bureau d'études D.T.R (documents techniques réglementaires).

I.2.2.2.3.Prélèvement d'échantillons intacts :

Le prélèvement d'échantillons intacts est en général une opération délicate, particulièrement dans les argiles sensibles. Le nombre, l'emplacement ainsi que les appareils et les méthodes de prélèvement doivent être soigneusement préparés à l'avance avec l'accord du maitre d'ouvrage.

Il est recommandé d'utiliser le carottier rotatif double doté d'un tube intérieur, dans les terrains fortement cohérents

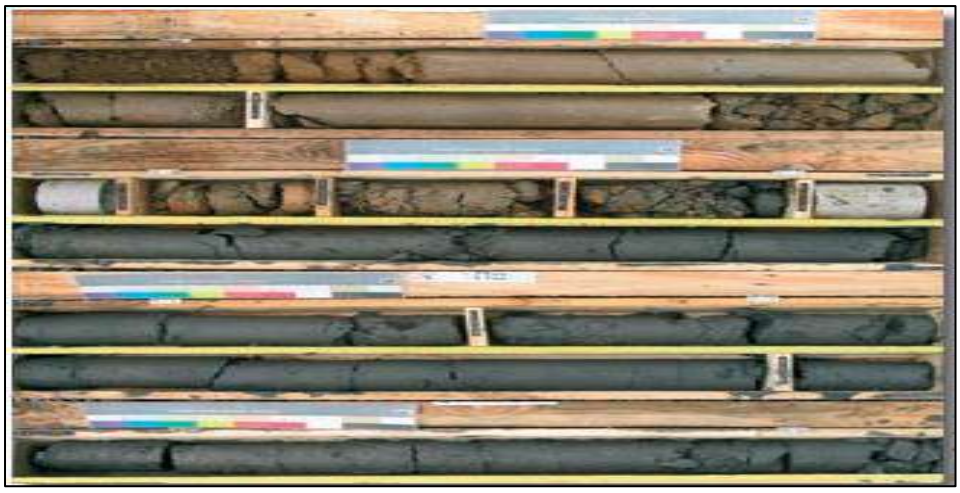


Figure I.2 : Caisse à carottes de conservation des échantillons prélevés

I.2.2.2.4. Exécution du prélèvement :

Les carottiers munis d'un étui perdu présentent le grand avantage d'éviter toute manipulation directe de la carotte sur le chantier. La pénétration totale du carottier ne doit, en aucun cas, être supérieure à la longueur intérieure du carottier. La mise en flexion ou en vibration du train de tige n'est pas recommandée, en effet dans certains cas, cette opération peut provoquer un remaniement de l'échantillon.

I.2.2.2.5. Caractéristiques des appareils à utiliser :[27]

Les caractéristiques des appareils à utiliser sont déterminées en fonction de la nature du sol à échantillonner ainsi que les dimensions des carottes a extraire. Les diamètres adoptés pour les carottes sont en général compris entre 76 et 140 mm avec une valeur recommandée de 100 mm.

I.2.3.Analyse en laboratoire :

Différents essais sont effectués en laboratoire sur des échantillons prélevés dans le sol en place à l'aide de carottiers, ces derniers sont repérés avec le numéro de sondage correspondant, le niveau de prélèvement, sa partie supérieure et sa partie inférieure.
Le but de ces essais est pour la détermination des caractéristiques géotechniques des couches rencontrées.

I.2.3.1.description lithologique :

C'est une observation visuelle de l'échantillon avant de subir des essais au laboratoire. Cette observation permet d'indiquer la couleur la consistance et la nature de l'échantillon.

I.2.3.2.la constitution physique :[20]

De façon générale, on peut dire qu'un sol est constitué d'un ensemble de particules solides entourées de vides. Les particules solides sont des grains minuscules de différents minéraux alors que les vides peuvent être remplis d'eau, d'air ou d'air et d'eau en proportion variables (Figure I.3), autrement dit le volume totale du sol V_t est la somme de volume des grains solide V_s et du volume des vides V_v .

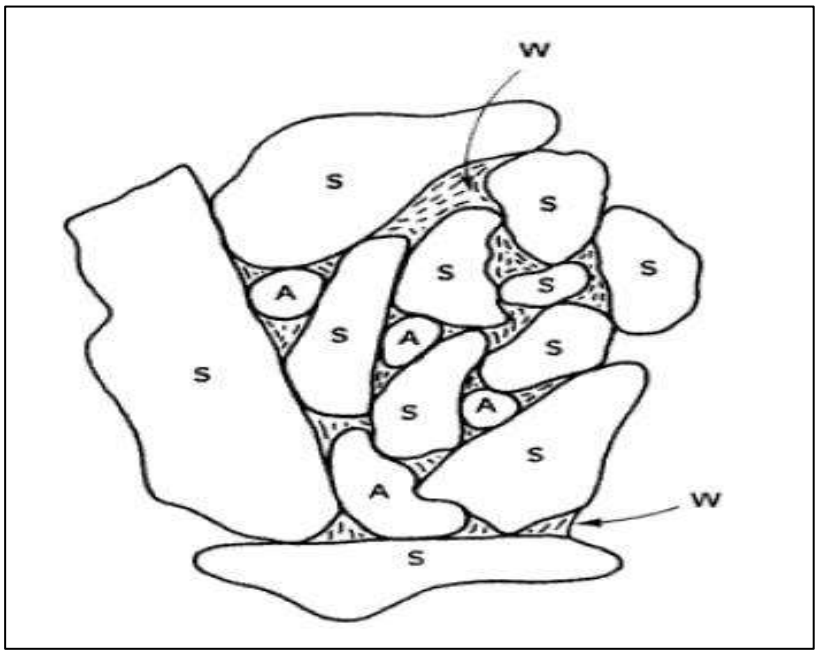


Figure I.3 : portrait de sol constitué des grains solides (S) entouré de vides remplis d'aire (A) et d'eau (W)

Le volume des vides est lui-même constitué de volume d'eau V_w et du volume d'aire V_a , on peut représenter schématiquement ces trois phases par un diagramme de phase(Figure I.4), à gauche on indique habituellement les volumes occupés par chacun des phases et à droite les masses correspondantes. Même si l'on ne représente que deux dimensions sur se diagramme, les volumes y sont exprimés en mètre cube (m^3)

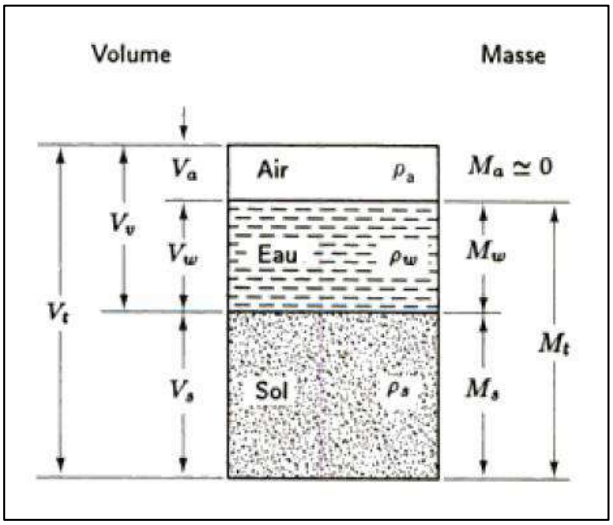


Figure I.4: relations entre les volumes et les masses d'un sol, montré dans un diagramme de phases.

I.2.3.3.Essais géotechniques :

La réalisation d'étude de sol est devenue absolument indispensable, après avoir été considérée pendant longtemps comme un paramètre facultatif. Compte tenu de l'aspect géologique de notre pays cette étape est devenue obligatoire pour toutes les nouvelles constructions, car elle permet d'identifier les conditions de stabilité des ouvrages et d'en assurer leurs pérennité.

I.2.3.4.Les essais au laboratoire :

La réalisation d'essais géotechniques en laboratoire de mécanique des sols est Complémentaire et nécessaire aux essais in situ pour établir un rapport géotechnique complet.

Cette mécanique joue un rôle essentiel dans l'acte de construction pour tous les travaux de bâtiments et de génie civil en relation avec les sols.

Afin d'analyser d'une manière détaillée les types de sol rencontrés au niveau du Sondage carotté effectué, les quatre laboratoires **L.H.C.C** et **LAB & B.E.T ZITOUNI** et **L.C.T.P** et **S.E.T.A.M** ont effectués une multitude d'essais sur plusieurs échantillons prélevés, servant à identifier les sols et à étudier leurs propriétés physiques et mécaniques, comme suit :

- ✧ Teneur en eau
- ✧ Densités sèches et humide
- ✧ Degré de saturation
- ✧ Analyse granulométrique
- ✧ Limites d'ATTERBERG
- ✧ Essai œdométrique
- ✧ Essai de cisaillement rectiligne à la boite.

I.2.3.4.1. Les composants granulaires : [1]

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant un échantillon donné. Elle comprend Deux opérations : le tamisage et la sédimentométrie. Dès lors la méthode utilisée dans cette manipulation est le tamisage.

❖ Expression des résultats

Le Refus de chaque tamis sont pesés et notés : R0

Pourcentage de refus cumulés sur chaque tamis, exprimé en (%), par la formule suivante :

$$(Ri / Mi) \times 100$$

Avec :

- Mi : Masse sèche en gramme ;
- Ri : Masse refus cumulés d'un tamis en gramme.

Pourcentage tamisats cumulés, exprimé en (%), par la formule suivante :

$$(1-Ri/Mi) \times 100$$

L'essai permet d'obtenir une courbe granulométrique, dont l'axe des ordonnées, représente Le pourcentage pondéral des tamisats cumulés, tandis que l'axe des abscisses, représente la dimension des ouvertures des tamis, à échelle logarithmique.

Les coordonnées semi-logarithmiques permettent une représentation plus précise des fines particules dont l'influence est capitale sur le comportement des sols. La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par un coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen :

$$Cu=\frac{D_{60}}{D_{10}}$$

- D_{60}: Ouverture du tamis laissant passer y % du poids des grains
- D_{10}:est appelé diamètre efficace

Pour Cu > 2, la granulométrie est dite **étalée**.

1 < Cu< 2, la granulométrie est dite **uniforme** ou **serrée**.

On définit aussi le coefficient de courbure : $C_c=\frac{(D_{30})^2}{D_{60}.D_{10}}$

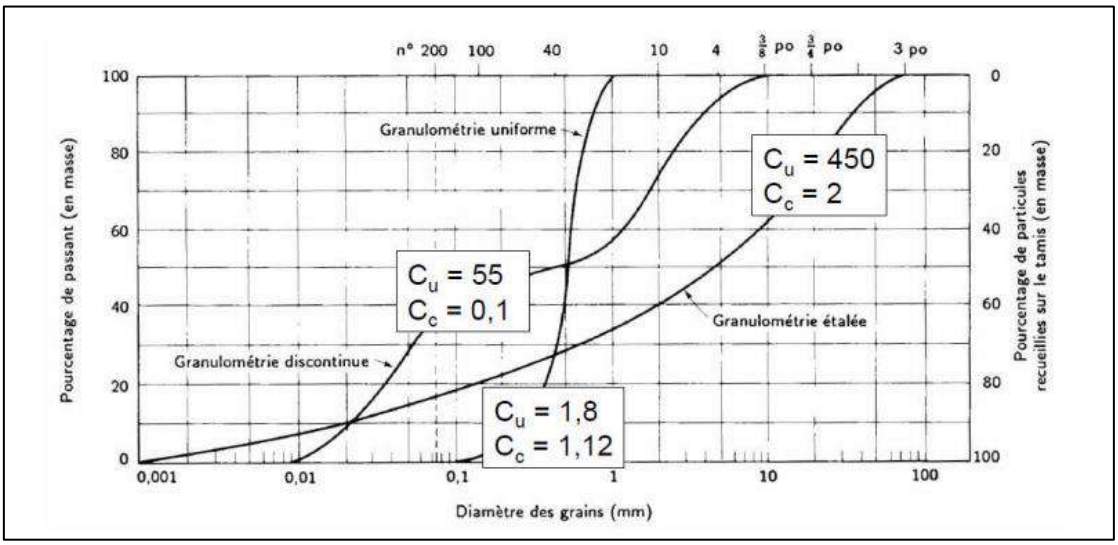


Figure I-5: Analyse granulométrique (tamis standard)

I.2.3.4.2. Limites d'Atterberg (NF P 94-051) : [1]

C'est l'un des essais d'identification les plus importants, on peut considérer 04 états Caractérisant des sols fins. Pour des teneurs en eau décroissantes :

- Limite de liquidité WL
- Limite de plasticité WP
- Indice de plasticité IP
- Indice de consistance IC

On définit aussi la limite de retrait WS qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait (Fig I-5)

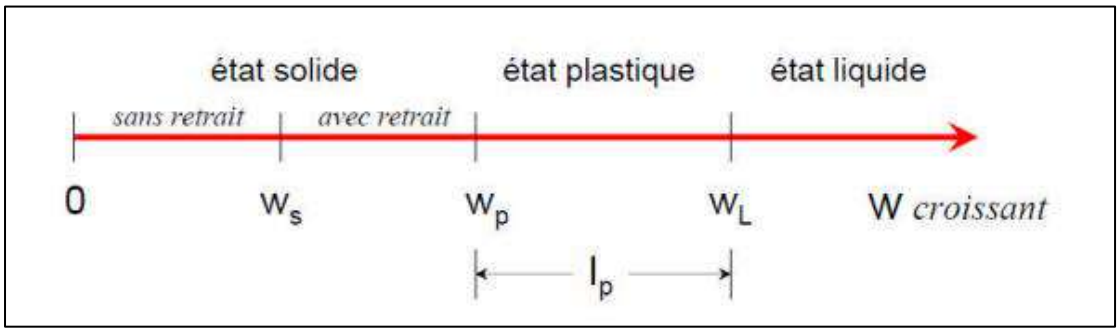


Figure I-6: Caractérisation de la teneur en eau

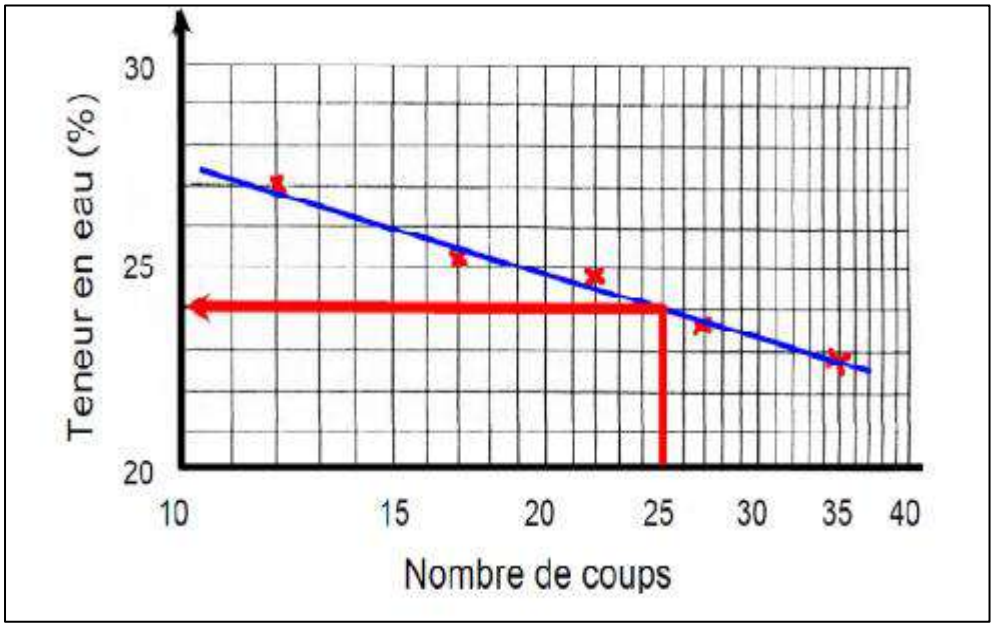


Figure I-7: Limite de liquidité

$$W_L = W.\left(\frac{N}{25}\right)^{0.121} \qquad I_P = W_L - W_P$$

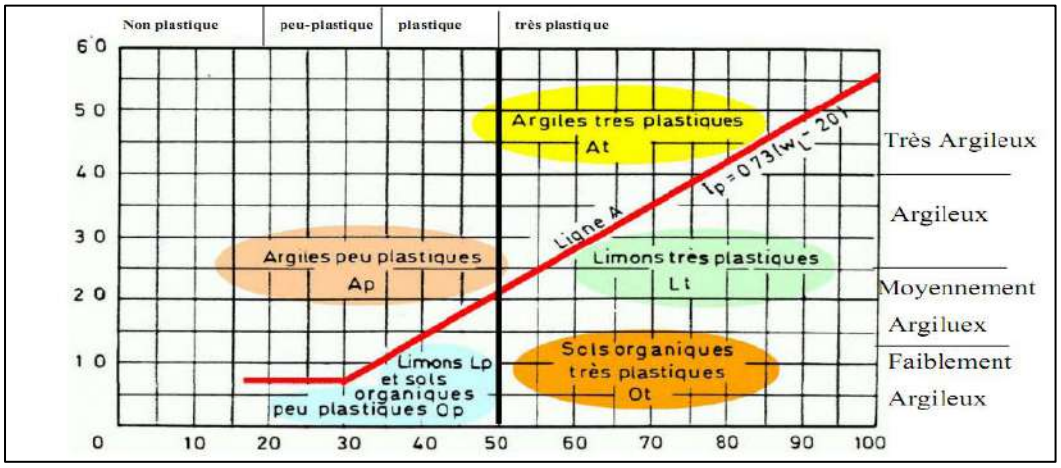


Figure I-8: Classification des sols fins (Abaque de Casagrande) [2]

A l'état liquide : $I_C \leq 0$

A l'état plastique : $0 \leq I_C \leq 1$ $\qquad I_c = \frac{W_l - W}{I_p}$

A l'état solide : $I_C > 1$

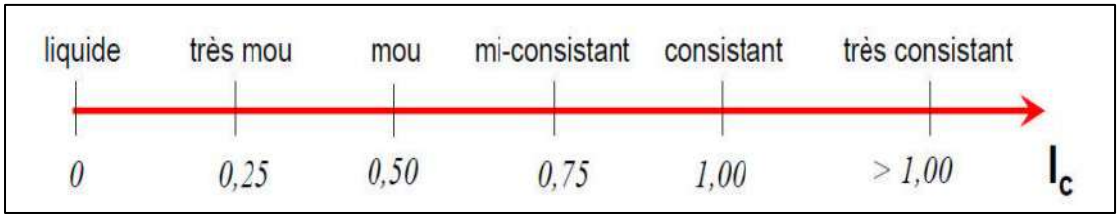


Figure I-9: Classification des sols argileux en fonction de la consistance

I.2.3.4.3. Essai Proctor: [3]

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol donné et des Conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore à Une capacité portante maximale.

I.2.3.4.4. Essai de cisaillement : [4]

L'essai a pour objet de mesurer en laboratoire des caractéristique de plasticité (rupture) d'un échantillon de sol fin soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse suffisamment lente pour que *la* **pression interstitielle** ***u*** **reste nulle tout au long de l'essai.**

En sont déduites les valeurs de l'angle de frottement effectif et la cohésion effectif , paramètres utilisés pour le dimensionnement de fondations, les calculs de vérification des coefficients de sécurité F_s à la rupture de talus et pour la détermination des actions de poussée et de butée sur les ouvrages de soutènement.

I.2.3.4.5. Essai à l'oedomètre ou essai de compressibilité : [5]

Lorsque des couches de sols sont soumises à des sollicitations de grande étendue (dallages, remblais..) on peut considérer que la compression est unidimensionnelle. La déformation verticale qui en résulte est appelée tassement.

Pour simuler en laboratoire ces chargements unidimensionnels, on comprime des échantillons intacts de sol dans un appareil appelé **oedomètre.**

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

-**la courbe de compressibilité**, qui indique le tassement total en fonction de logarithme de la contrainte appliquée,

-**la courbe de consolidation**, qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.

I.2.3.4.5.1.But de l'essai : [6]

L'essai œdométrique s'effectue pour :

1- simuler la compression du sol sous une sollicitation extérieure. Pour prédire le tassement du sol sur un terrain en utilisant un échantillon non remanié.

2- l'essai donne une représentation graphique pour déterminer les coefficients : C_C ; Cr et Cs pour voir le comportement du sol à la compression.

3- détermination de l'indice des vides e_0 à partir du chargement jusqu'a l'obtention la contrainte effective, et après en décharge

4- estimer le tassement total de consolidation sous une fondation.

I.2.3.4.5.2.Principe de l'essai : [7]

Le principe d'essai consiste à mesurer le tassement δ_1 d'une éprouvette de sol cylindrique soumise à une compression uniaxiale $\sigma 1$ croissante en empêchant toute déformation latérale $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$.

Il a pour objectifs principaux de déterminer la contrainte de préconsolidation σ'_p , Les pentes C_s et C_C qui permettent de déterminer le tassement de consolidation du sol et le coefficient de consolidation verticale C_v pour l'estimation de la durée du tassement.

On soumet l'éprouvette de sol saturé (généralement), placée dans un cylindre indéformable à une série de paliers de chargement N_i qui sont transmises au piston qui applique une contrainte verticale σ'_v constante à chaque palier (fig I-9).

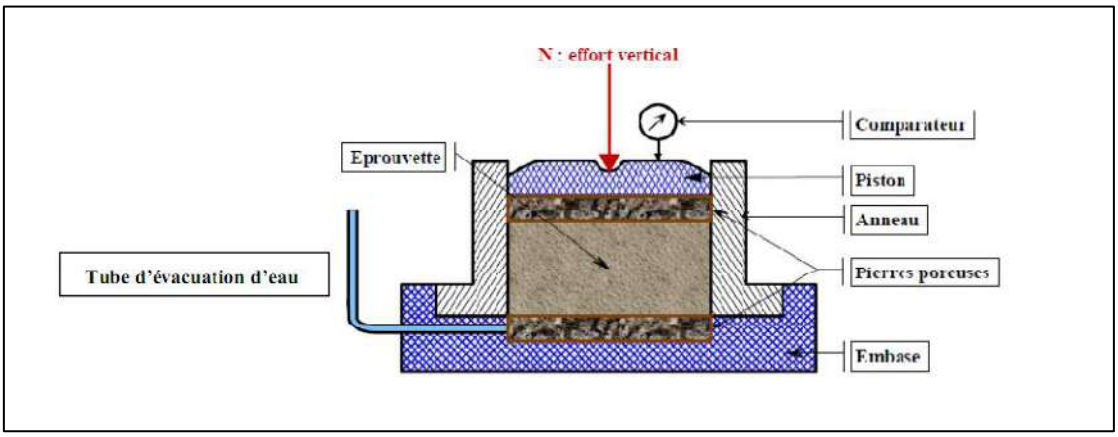


Figure I-10: Coupe schématisée d'un moule œdométrique

Le sol est mis en eau au préalable, les deux pierres poreuses assurent le drainage durant la consolidation pour chaque palier de chargement.

Elles représentent les couches drainantes du sol.

Pour l'ensemble de l'essai on trace la courbe œdométrique, variation de volume ou plus spécifiquement variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte.

En simplifiant, on obtient une première droite de faible pente et une seconde droite de pente beaucoup plus élevée. L'intersection des 2 droites est la contrainte de préconsolidation maximum que le sol a connu dans son histoire.

Cet essai permet de connaître l'état initial du sol :

Si la contrainte effective actuelle σ'_{v0} est **égale** à la contrainte de préconsolidation σ'_p,

- ✓ le sol est normalement consolidé ;

Si la contrainte effective actuelle σ'_{v0} est **inférieure** à la contrainte de préconsolidation σ'_p,

- ✓ le sol est sur consolidé ;

Si la contrainte effective actuelle σ'_{v0} est **supérieure** à la contrainte de préconsolidation σ'_p,

- ✓ Le sol est sous consolidé .

I.2.3.4.5.3.Matériel complémentaire : [5]

- balance de portées maximale et minimale compatibles avec les masses à peser et

  telle que les pesées sont effectuées avec une incertitude de 1/1000 de la valeur mesurée
- une enceinte thermique ou une étuve de dessiccation à température réglable de 5 °C à 105 °C
- les outils nécessaires au découpage et à la préparation des éprouvettes
- un chronomètre donnant la seconde
- un dessiccateur.

I.2.3.4.5.4.Mode opératoire : [6]

1- Effectuer l'essai sur un échantillon de sol non remanié (préservé la teneur en eau naturelle). La norme **XP P 94-090-1** suggère deux façons d'introduire l'échantillon dans l'anneau œdométrique.

2- Introduire l'échantillon, dans l'anneau œdométrique. Pour cette étape ; on a deux méthodes :

1ier méthode :

Consiste à trancher l'échantillon ; à le tailler soigneusement au moyen d'un touret et puis l'insérer dans un anneau d'une hauteur h_0.

2ememéthode :

Consiste à appuyer sur l'échantillon un anneau dont une des extrémités comporte une arête tranchante de façon que ce dernier s'enfonce dans l'argile au fur et à mesure qu'on taille l'échantillon.

Quelque soit la méthode choisie ; lorsque l'échantillon dépasse la hauteur de l'anneau h_0 ; il doit être arasé sur les faces planes de l'anneau à l'aide d'un fil métallique ou d'une règle à arête tranchante.

3- Déterminer la masse initiale de l'échantillon M en soustrayant la masse de l'anneau de la masse de l'anneau rempli de sol humide et le volume V de cet échantillon.

4- Mesurer la teneur en eau du sol et le poids volumiques des grains solides (densimètre ou pycnomètre).

5- Recouvrir les faces de l'échantillon par un papier filtre saturé ; on dépose l'anneau sur la pierre poreuse inférieure placée au fond de la cellule oedométrique ; puis on le recouvre de la pierre poreuse supérieure. Puis on remplit la cellule d'eau.

6- Une fois ; la mise en place terminée, on applique chacun des paliers de chargement choisis, et on mesure la déformation axiale à des intervalles approximatifs [0.25 ; 0.5 ; 1 ; 2 … ; 30] minutes et de [1 ; 2 ; 4 ; 8…24] heures et comme les valeurs lues en micromètre vont servir de tracer le graphique : déformation en fonction de la racine carrée du temps.

7- Après 24 heures ; on passe au palier de charge suivant ; la norme recommande à doubler la charge à chaque palier ; jusqu'à une pression équivalant à quatre fois la pression de préconsolidation déterminée au cours de l'essai.

I.2.3.4.5.5.Interprétation de la courbe de compressibilité : [7]

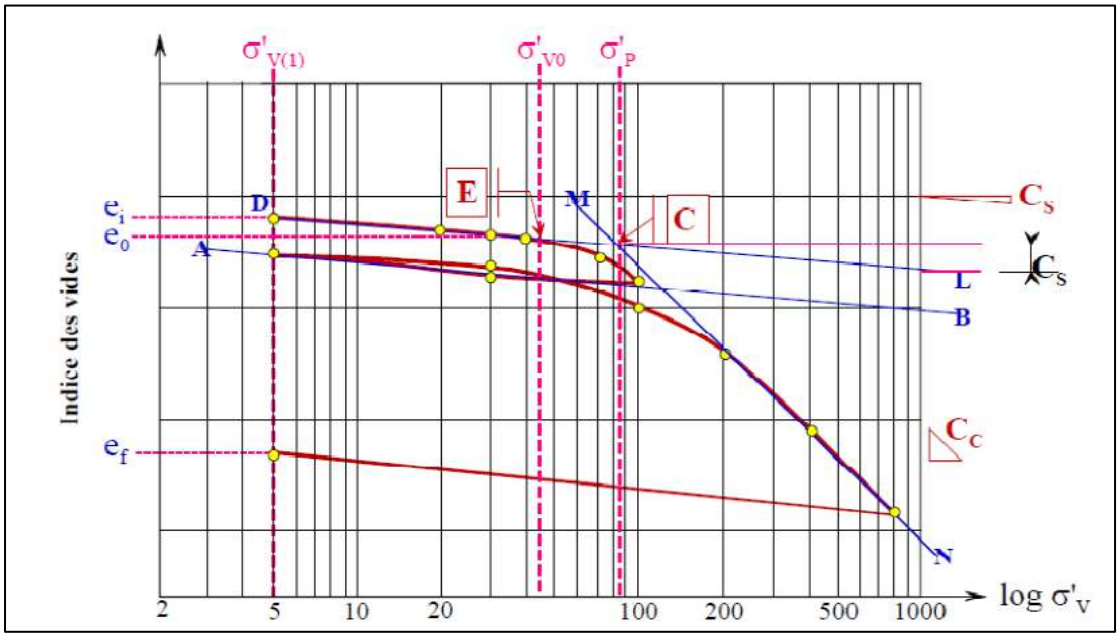


Figure I-11: Courbe de compressibilité, détermination graphique de C_s, C_c, σ'_p et e_0

C_s, indice de recompression est déterminé par la pente de la droite **DL**. Cette droite passe par le point **D** correspondant au tassement nul et est parallèle à **AB**. La droite **AB** est tracée selon la pente moyenne du cycle de déchargement-rechargement.

Pour $\sigma'_v < \sigma'_p$, dans le domaine **élastique** : $C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma' v}$

C_c, indice de décompression - compression est la pente de la droite MN

Pour $\boldsymbol{\sigma'_v > \sigma'_p}$, dans le domaine **plastique** : $C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma' v}$

$\boldsymbol{\sigma'_p}$, contrainte de préconsolidation correspond au point d'intersection des droites **DL** et **MN**. C'est la détermination la plus délicate. On vérifiera que sa valeur est compatible avec l'histoire géologique du sol.

$\mathbf{e_o}$, valeur approchée de l'indice des vides du sol est l'ordonnée du point **E** de la droite **DL** qui correspondant à $\boldsymbol{\sigma'_{v0}}$.

E_{oed} : module œdométrique

On peut déterminer un module sécant sur un intervalle de contrainte $\boldsymbol{\Delta\sigma'}$:

$$\mathbf{E_{oed}} = \frac{\boldsymbol{\Delta\sigma'}}{\frac{\Delta H}{H0}}$$

On peut également déterminer un module tangent pour une contrainte $\boldsymbol{\sigma'}$:

$$\mathbf{E_{oed}} = \frac{\boldsymbol{\Delta\sigma'}}{\Delta\xi}$$

I.2.3.4.5.6.Interprétation de la courbe de consolidation : [5]

La courbe de consolidation permet de mettre en évidence à la fois la consolidation primaire et la consolidation secondaire. L'intersection des tangents aux deux branches de la courbe relatives à ces deux types de consolidation définit conventionnellement la fin de la consolidation primaire correspondant à $\mathbf{S_{100}}$ et $\mathbf{t_{100}}$. Par une série de construction graphique on peut déduire la valeur du coefficient de consolidation vertical C_v (m^2/s) qui permettra de calculer ensuite les vitesses de tassement des couches de sol.

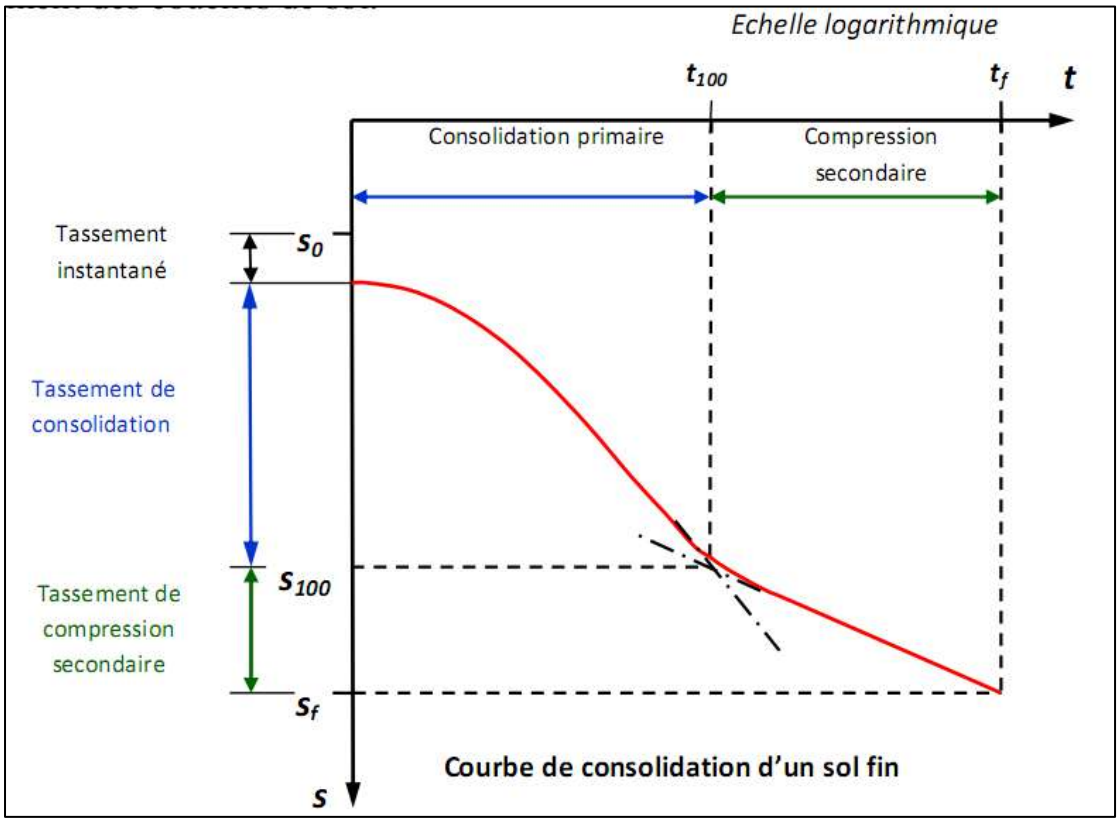


Figure I-12: Schématisation de la courbe œdométrique

I.2.4.Essai in-situ :

La détermination des caractéristiques d'un sol nécessite la réalisation d'essais. Certains essais (relatifs au comportement à court terme). Peuvent être effectués de deux façons :

- ✧ Au laboratoire après prélèvement d'échantillons intacts (ou remaniés) ;
- ✧ Au sein du massif de sol, par un essai en place ou in-situ.**[22]**

Les essais permettant la détermination des caractéristiques à long terme sont réalisés au laboratoire sur des échantillons de sol intacts.

Les essais géotechniques in-situ ont pour but la reconnaissance des sols destinés à recevoir des projets de constructions. Ils permettent d'obtenir des informations sur l'état du sol en place, de préciser l'organisation des différentes couches et de relever les paramètres mécaniques à leur attribuer afin de passer au calcul des ouvrages. **[21]**

Les avantages de l'essai in-situ sont les suivants :

- ✧ Son exécution est rapide, donc on peut la le multiplier pour permettre une meilleurs reconnaissance du sol ;
- ✧ Il est parfois le seul à réaliser lorsqu'on ne peut pas extraire des échantillons intacts ;
- ✧ Il donne des résultats globaux par rapport aux essais au laboratoire qui donne des résultats discontinus. **[22]**

Il y en a plusieurs essais in-situ, on décrira quelques uns qui sont les plus utilisées en pratique passant en détail la partie qui nous intéresse.

I.2.4.1. Essai de pénétration standard (SPT) : [9]

L'essai de pénétration standard ; Aussi connu sous le nom d'essai **SPT**, de l'Anglais « **STANDARD PENETRATION TEST** » **;** Compte parmi les essais de chantier les plus fréquemment réalisés en Amérique du nord, car il est simple, facile à exécuter et économique. En effet il n'exige pas beaucoup plus d'outillage que ce qui est normalement requis pour le forage et l'échantillonnage.

Les essais de ce type ont on commun le procédé servant à enfoncer dans le sol par battage, un train de tiges de faible diamètre muni à son extrémité d'une pointe, et on mesure le nombre de coups N nécessaires pour obtenir un enfoncement donné.

Cet essai convient aux sols pulvérulents. Il a lieu au moment d'échantillonnage de sol avec le carottier fendu normalisé de 51 mm de diamètre extérieure. Il permet aussi a obtenir des échantillons remaniés du sol pour examen et identification.

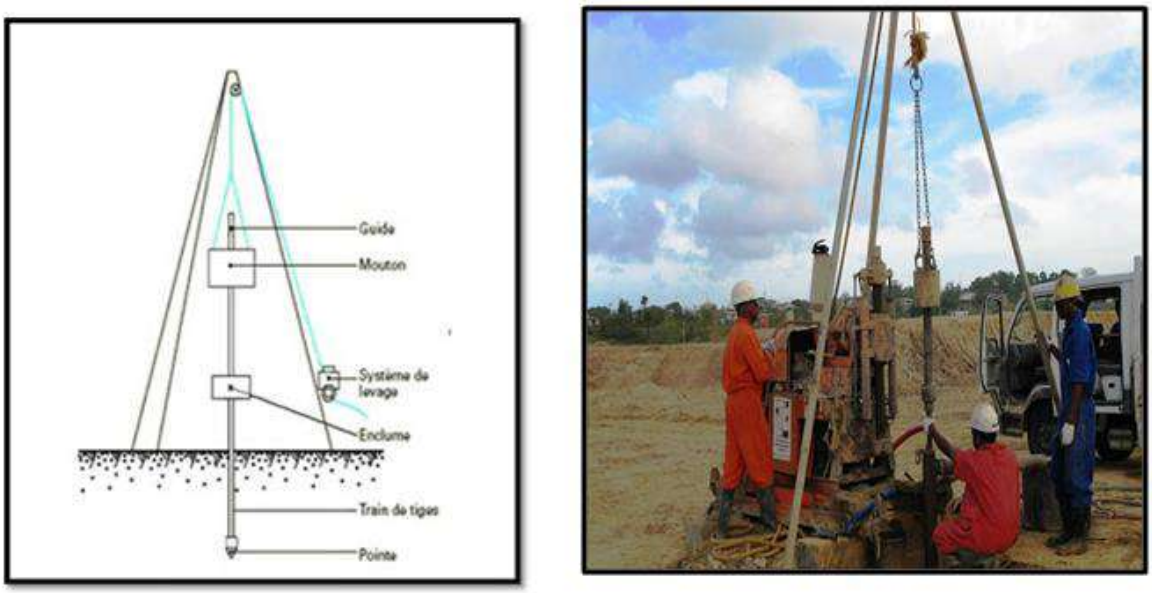


Figure I-13: Standard pénétration test.

I.2.4.2. Essai de pénétration dynamique(DPT) : [32]

L'essai de pénétration dynamique ; Aussi connu sous le nom d'**essai DPT**, de l'Anglais « **DYNAMIC PENETRATION TEST** » ; est un moyen simple, rapide et économique d'investigation des sols in situ. Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol.

Il consiste à enfoncer dans le sol, par battage et de manière quasi-continue, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe fixe ou mobile. Le nombre de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné (e =10cm ou 20cm) est noté au fur et à mesure de la pénétration de la pointe.

On distingue deux types d'appareils à savoir :

- ✓ **Essai de pénétration dynamique de type A** (Norme NF P 94–114) qui peut être réalisé dans tous les sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm, Cet essai est limité à une profondeur de 30 m.

C'est l'appareil de référence dans lequel le frottement entre la tige et le sol est rendu négligeable grâce à l'injection d'une boue de forage à proximité de la pointe

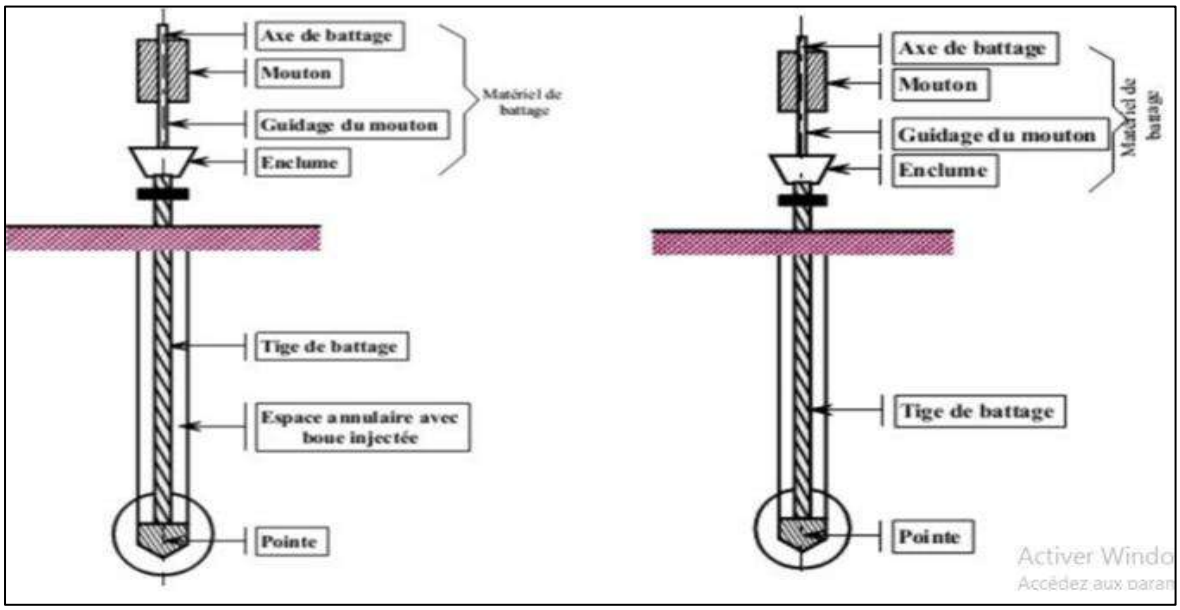
- ✓ **Essai de pénétration dynamique de type B** (Norme NF P 94–115) qui peut être réalisé dans tous les sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm, L'essai est limité à une profondeur de 15 m

C'est le plus simple et le plus économique, mis en œuvre sans bous de forage.

On évalue le frottement éventuel entre la tige et le sol en mesurent le couple nécessaire pour entrainer la rotation du train de tiges à l'aide d'une clé dynamométrique.

On utilise pour le battage un mouton de masse M, tombant d'une hauteur de chute donnée et fixe H, Le mouton frappe une enclume solidaire d'un train de tiges et produit l'enfoncement dans le sol. On note le nombre de coups N nécessaires pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur h donnée.

Généralement cette hauteur est prise égale le plus souvent à 20, 25, 30 ou 75cm. En résultat, la résistance à la pénétration dynamique $\mathbf{Q_d}$ est déterminée.



-a) Pénétromètre dynamique type A (PDA). –b) Pénétromètre dynamique type B (PDB).

Figure I.14 : type de pénétromètre dynamique

I.2.4.3. Essai de pénétration statique (CPT) :[28]

L'essai de pénétration statique ; Aussi connu sous le nom d'essai CPT, de l'Anglais « **CONE PENETRATION TEST** ». Cet essai consiste à mesurer la résistance limite du sol. Il sert à enfoncer dans le sol, à vitesse lente (0.2 à 2 cm /s) et constante, une pointe pénétrométrique au moyen d'un train de tiges de fonçage.

Au cours de la pénétration, les mesures des résistances au cône et du frottement latéral sur le manchon sont enregistrés.

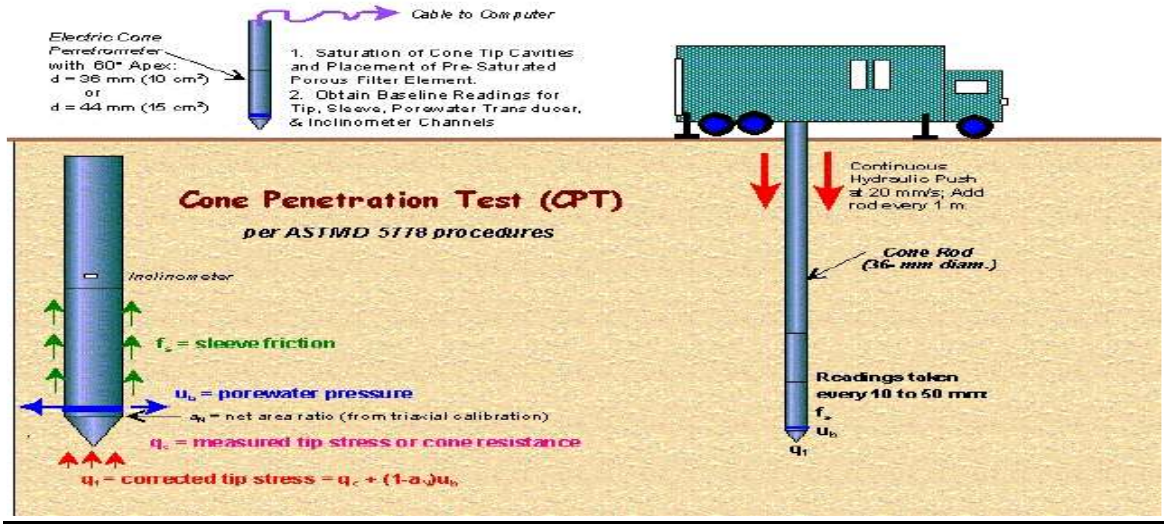


Figure I.15 : Schéma de principe du CPT

I.2.4.4. Essais pressiométrique(PMT) :

C'est au milieu des années 1950 que Louis MÉNARD, Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées et Master of Sciences de l'Université de l'Illinois, met au point un appareil de dilatation cylindrique.

Le pressiomètre MÉNARD est un essai de chargement de sol en place, réalisé



à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable, laquelle est disposée au sein du terrain, dans un forage préalable. Cette sonde, constituée de trois cellules, est gonflée par de l'eau et de l'air comprimé, exerçant ainsi sur la paroi du forage des pressions rigoureusement uniformes. Les déplacements de cette paroi s'accompagnent donc d'une augmentation de volume de la sonde qui est alors lue, pour chacune des pressions, en fonction du temps.

Figure I.16 : Pressiomètre de type Ménard

I.2.4.4.1.But de l'essai :

Le but de l'essai est déterminer la capacité portante d'un sol et son tassement sous une fondation donnée et ce en tirant trois caractéristiques fondamentales et qui sont :

- La pression limite P_1 et qui correspond à la rupture du terrain sur la paroi de la cavité cylindrique, et qui est directement liée à la capacité portante.

- Le module de déformation pressiométrique $\mathbf{E_m}$ qui caractérise la phase de déformation pseudo-élastique de l'essai. Il intervient dans le calcul du tassement.

- La pression de fluage $\mathbf{P_f}$ qui correspond au passage du domaine des déformations pseudoélastiques du terrain qu'domaine des déformations plastiques.

I.2.4.4.2.Principe de l'essai :[31]

L'essai pressiométrique de type Ménard présente de nombreux avantages. En effet, cet essai est praticable dans tous les types de sols et de roches et c'est le seul essai fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

I.2.4.4.3.Sondage pressiométrique :[29]

Ensemble des opérations successives nécessaires pour réaliser un essai pressiométrique Ménard à un emplacement donné, à savoir l'exécution d'un forage pressiométrique et la réalisation d'essais pressiométriques dans ce forage.

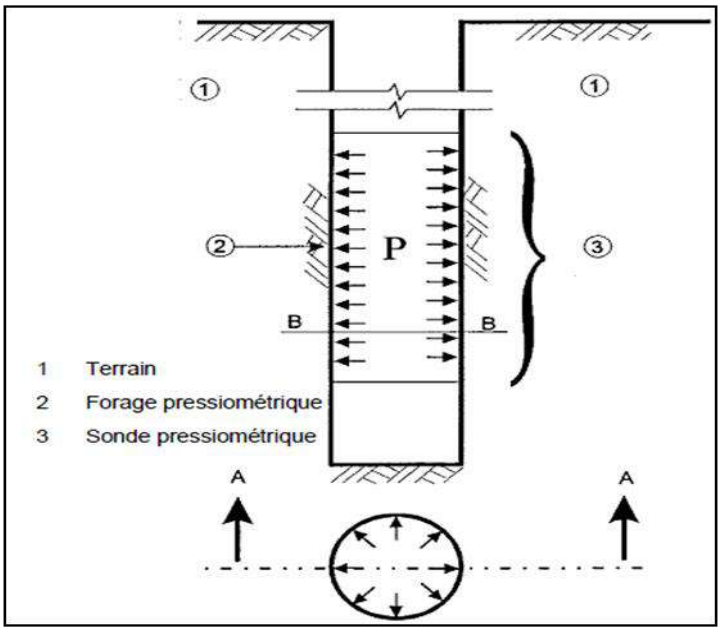


Figure I.17 : Principe d'un essai au pressiomètre Ménard

Le pressiomètre, représenté à la Figure I-12, doit comprendre:

- une sonde tri cellulaire;
- un train de tiges de manœuvre de la sonde;
- un contrôleur pression-volume (CPV);
- la tubulure reliant le CPV à la sonde.

Le contrôleur pression-volume (CPV) doit comporter:

- un système de mise en pression et de dilatation de la sonde, capable de maintenir des pressions constantes comme requis lors de l'essai;
- un système permettant de maintenir une différence de pression appropriée entre la cellule centrale de mesure et les cellules de garde;
- un dispositif permettant la lecture directe et, dans le cas de la procédure B, l'enregistrement automatique des caractéristiques à mesurer: temps, pression et volume.

Les dispositifs de mesurage de la pression du liquide dans la cellule centrale et du gaz dans les cellules de garde sont situés:

- soit en surface;
- soit à l'intérieur de la sonde, à moins de 1 m du milieu de la cellule centrale de mesure.

Dans le premier cas, le CPV doit être muni de moyens permettant de contrôler la valeur de la pression stabilisée dans la sonde considérée.

Il faut, en outre, disposer de moyens permettant de déterminer la profondeur de l'essai avec l'exactitude requise.

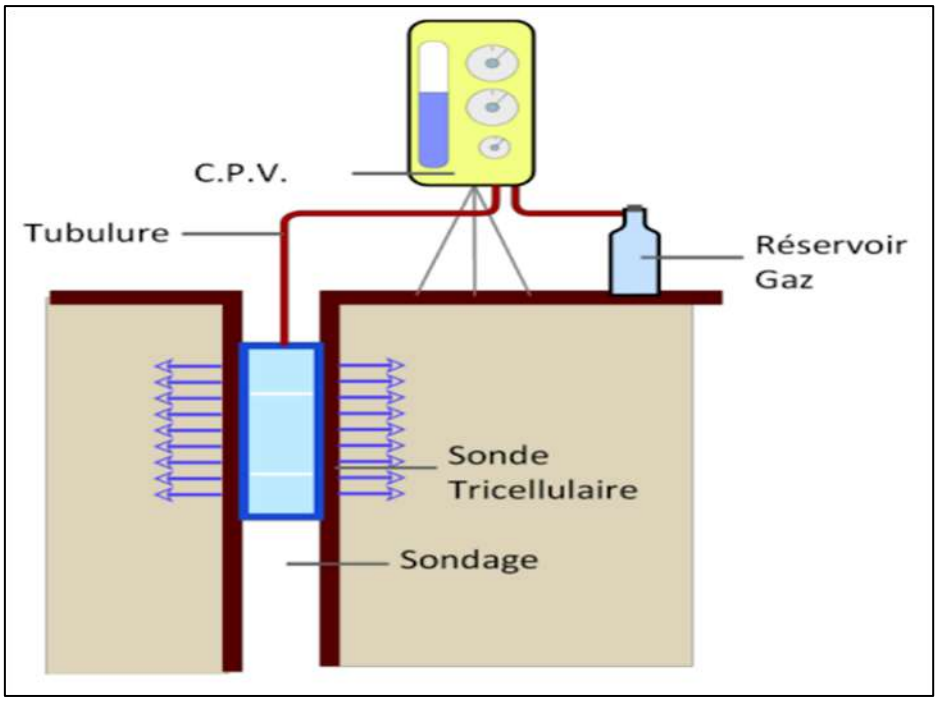


Figure I.18 : Schéma de l'appareil pressiométrique

I.2.4.4.4.Mode opératoire de l'essai :[30]

Les opérations suivantes sont à réaliser successivement.

- ✓ Vérifications et mesures avant insertion de la sonde dans le terrain :

Le contrôleur pression-volume et le système d'enregistrement doivent être protégés contre tout ensoleillement direct.

Avant d'introduire la sonde au sein du terrain, il doit être procédé aux contrôles de bon fonctionnement et aux mesures de résistance propre de la sonde.

Le système de mesure et d'enregistrement est initialisé (lecture du zéro des capteurs) et les identificateurs de l'essai sont introduits :

- identification de l'opérateur effectuant l'essai ;
- numéro de dossier ;
- numéro du sondage ;
- type de sonde ;
- type de forage pressiométrique ou de mise en œuvre de la sonde ;
- références de l'essai de résistance propre de la sonde utilisée ;

✓ Forage pressiométrique et insertion de la sonde dans le terrain :

Le forage dans lequel est introduite la sonde pressiométrique doit être repéré sur un plan de situation et identifié sur un plan coté.

✓ Réalisation de l'essai d'expansion :

➢ Programme de chargement de l'essai pressiométrique :

La pression $\mathbf{P_r}$ mesurée à l'indicateur de pression est augmentée par paliers de pression suivant un pas de pression Δp constant, et dont la valeur est de l'ordre du dixième de la pression limite estimée à partir des données du forage pressiométrique. Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant une durée Δt de 60 s, le déchargement se fait progressivement sans palier.

Pression dans les cellules de garde :

La pression du gaz dans les cellules de garde doit être maintenue inférieure à celle de la cellule de mesure avec une différence au moins égale à deux fois la résistance limite propre conventionnelle de la membrane. Cette pression doit être déterminée avant le début de l'essai, contrôlée à chaque palier et éventuellement réajustée.

➢ Variation des pas de pression ($\Delta\sigma$) :

Le pas de pression doit, en règle générale, être constant durant tout l'essai. Toutefois, s'il apparaît, au cours de l'essai que $\Delta\sigma$ a été surestimé ou sous-estimé, sa valeur peut être ajustée au plus deux fois durant l'essai.

➢ Mesure :

À chaque palier de pression, les pressions appliquées (gaz et liquide) et le volume injecté dans la sonde sont mesurés et enregistrés au moins aux temps t = 1 s, t = 15 s, t = 30 s et t = 60 s. L'origine du temps est prise, à chaque palier, au moment où la pression prévue est établie.

En cas de panne de l'enregistreur, la poursuite des essais doit cesser jusqu'à sa remise en état, ou son remplacement.

➢ Fin de l'essai d'expansion :

L'essai peut être considéré comme achevé s'il comporte un minimum de huit paliers et si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- la pression $\mathbf{P_r}$ de 5 MPa a été atteinte ;
- le volume de liquide injecté dans la cellule centrale est d'au moins 600 cm^3 (450 cm^3 pour la sonde courte avec sa protection).

➢ Espacement des essais et profondeur minimale de la sonde dans le terrain :

Dans un même forage, la distance minimale entre deux essais consécutifs ne doit pas être inférieure à 0,75 m. La distance usuelle entre le milieu des emplacements de deux cellules de mesure est de 1 m. En règle générale, la profondeur minimale d'un essai dans un forage pressiométrique est de 0,75 m. Elle peut être ramenée à 0,5 m lorsque le forage pressiométrique est lui-même réalisé au fond d'un forage d'un diamètre inférieur ou égal à 0,6 m.

➢ Incertitudes des mesures :

a. Incertitude sur la position de la sonde pressiométrique :

L'incertitude sur la distance entre le milieu de la cellule de mesure et le sommet du forage pressiométrique ne doit pas excéder la plus grande des deux valeurs : 0,1 m et 1/100 de la longueur des tiges de manœuvre.

b. Incertitude sur le volume du liquide introduit dans la cellule centrale :

Inférieure ou égale à 1 cm3 ;

c. Incertitude sur les pressions : inférieure ou égale à 15 Kpa.

d. Incertitude sur la durée : inférieure ou égale à 0,5 s.

I.2.4.4.5.Exploitation des résultats :[30]

L'essai permet de mesurer deux paramètres du sol en place :

$\mathbf{E_m}$ **:** Module pressiométrique

$\mathbf{P_\ell}$ **:** Pression limite

I.2.4.4.6.La courbe pressiométrique :[30]

La courbe pressiométrique est la représentation graphique du volume de liquide injecté dans la sonde mesuré à la fin du palier de la pression P en fonction de la pression P réellement appliquée au sol par la paroi externe de la sonde : $V = f(P)$

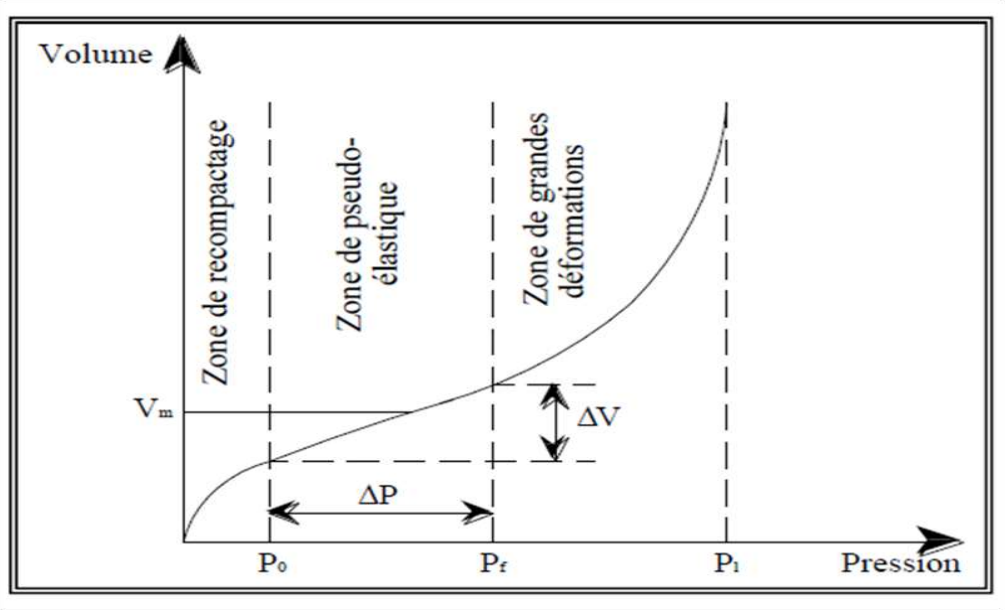


Figure I.19 : Courbe pressiométrique $V = f(P)$

✓ Calcul du module pressiométrique Ménard E_m :

Le module pressiométrique est un module de distorsion du terrain caractérisant la phase pseudo élastique de l'essai. Il joue un rôle important dans les calculs de tassements et des fondations. Il est défini par :

$$E_m = 2(1+\upsilon)\left[V_s + \left(\frac{V_1+V_2}{2}\right)\right] \times \frac{P_2-P_1}{V_2-V_1}$$

Où :

υ : Coefficient de poisson pris conventionnellement égal à 0.33

V_s: Volume de la cellule centrale de mesure de la sonde.

P_2, V_2 : Pression et volume correspondant à l'extrémité de la plage pseudo élastique.

P_2, V_2: Pression et volume correspondant à l'origine de la plage pseudo élastique

✓ Calcul de la pression limite P_{ℓ} :

La pression limite correspond à l'état limite de rupture du terrain lorsque celui ci est soumis à une pression uniforme croissante sur une paroi d'une cavité cylindrique. Elle se détermine conventionnellement pour un volume V de la sonde, correspondant au double du volume initial de la cavité : $V = V_s + 2 \times V_1$

Dans la pratique, on introduit : $P_{\ell}^{*} = P_{\ell} - \sigma_{hs}$

Où :

P_{ℓ}^{*}: La pression limite pressiométrique nette.

σ_{hs}: Contrainte totale horizontale du sol au repos au niveau de l'essai.

I.3.Etude de fondations :

Les fondations superficielles constituent un système adéquat de transmission Superficielle des surcharges d'un ouvrage au sol sous-jacent. De par leur facilité de Mise en place et leur faible coût de réalisation, elles sont largement utilisées aux projets de bâtiments et de constructions civiles.

Le cumul d'expériences de désordres d'ouvrages, suite à l'insuffisance de la capacité portante du sol, a présenté de précieux cas d'école aux ingénieurs et a généré une prise de conscience de l'importance d'un calcul de la capacité portante du sol, à la base d'une caractérisation expérimentale du sol. **[8]**

Le dimensionnement des fondations doit respecter deux impératifs principaux de sécurité. Le premier est que les contraintes transmises au sol de fondation doivent être en deçà des contraintes de l'état limite ultime, c'est à dire correspondant à la rupture du matériau sol ou à celle du matériau de la fondation. Le second est que les déformations du sol causées par les contraintes transmises ne doivent causer aucun préjudice au bon fonctionnement de l'ouvrage, c'est à dire que les déplacements de la fondation doivent être en deçà de ceux correspondant à l'état limite de l'ouvrage. **[8]**

Il est nécessaire que l'ingénieur dispose d'un bagage utile des méthodes permettant une estimation réaliste de la pression verticale limite (ou capacité portante) supportée par le sol, ainsi que du tassement de la fondation, en tenant compte du fait que la structure, la fondation et le sol forment un tout indissociable gouverné par les lois d'interaction sol-structure.

On se propose dans ce qui suit d'exposer les méthodes de calcul de la capacité portante du sol de fondation, tout en simplifiant l'exposé du fondement théorique de telles méthodes. **[8]**

I.3.1.Le rôle des fondations : [9]

Dans le domaine de la conception des structures, on partage généralement les composantes structurales en quatre sous-systèmes, chacun faisant l'objet d'études distinctes mais complémentaires :

- l'ossature verticale.

-les divers systèmes de planchers et de toits

-les escaliers

-les fondations.

Le rôle des composantes structurales est de recevoir les charges er surcharges, de les répartir uniformément dans l'ensemble de l'ossature et de les transmettre aux fondations.

Les fondations agissant comme interface entre le structure et le sol naturel; elles ont comme fonction de distribuer l'ensemble du chargement de l'ouvrage dans le sol d'infrastructure. **Si** leur dimensionnement est convenable, les contraintes générées dans le sol par le chargement ne provoqueront ni **tassements** importants ni **rupture** du sol par cisaillement.

I.3.2.Choix du type de Fondation : [10]

Le choix du type de fondation la plus appropriée est dicté par certains facteurs tels que :

- ✧ La nature de la structure;
- ✧ Les charges appliquées par la structure;
- ✧ Les caractéristiques du sol sous la fondation;
- ✧ Les coûts des fondations.

Cependant, afin de décider du type de fondation à utiliser, on doit d'abord explorer les couches du sol concernées, évaluer minutieusement les caractéristiques du sol sous la construction, puis évaluer par la suite la charge admissible que peut supporter le terrain.

C'est à ce moment-là qu'on peut se prononcer sur le choix du type de fondation ; Superficielle ou profonde.

On différencie les fondations superficielles et les fondations profondes en fonction de leur élancement (rapport entre la profondeur d'encastrement D et la largeur B de la fondation, (Figure I-20):

- fondations superficielles : D/B < 1.5,
- fondations semi-profondes : 1.5 < D/B < 5,
- fondations profondes : D/B > 5.

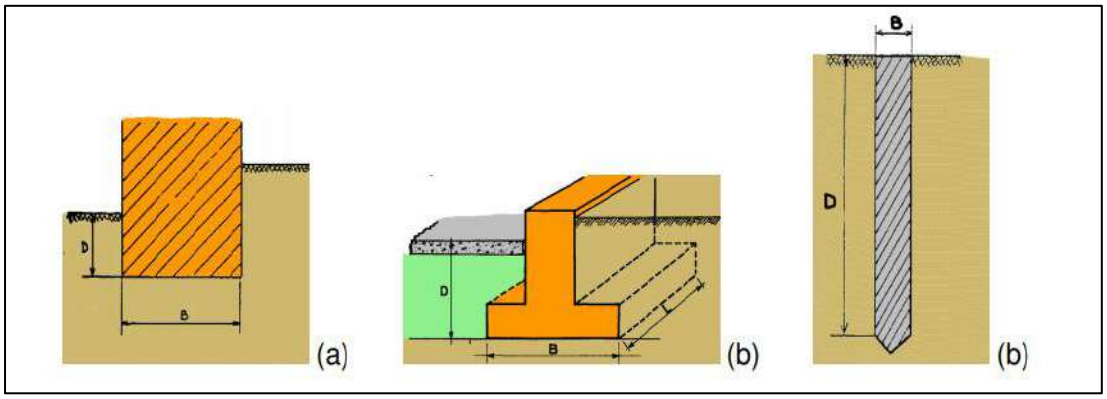


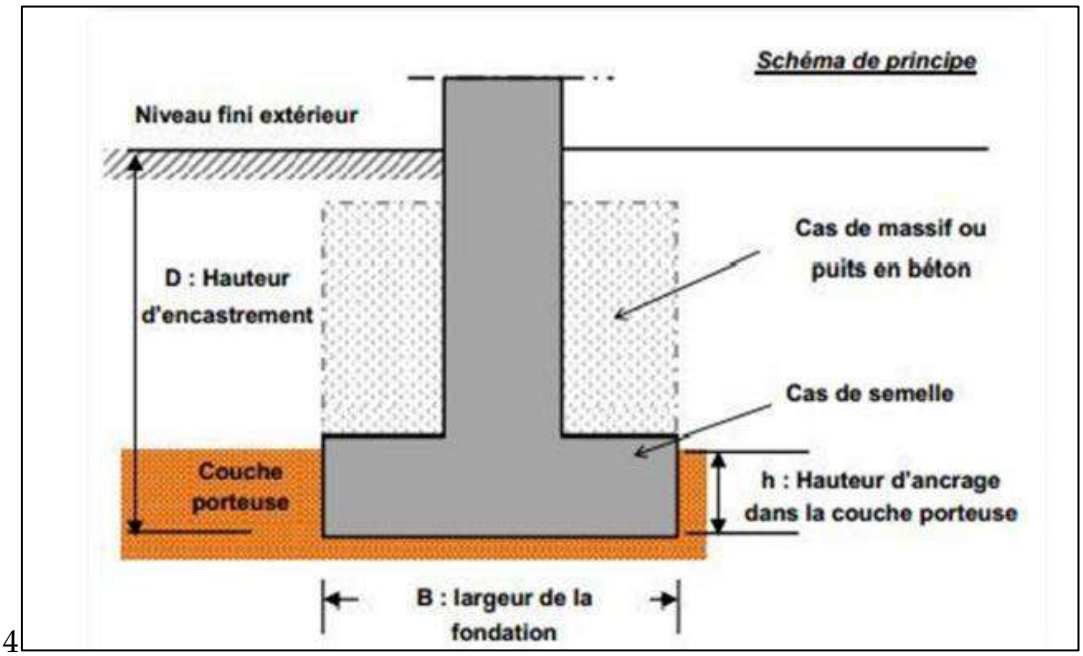
Figure I-20: (a) et (b) fondations superficielles, (c) pieux.

I.3.3.Fondations superficielles:

I.3.3.1 Généralités:

On désigne par fondation la partie enterrée d'un ouvrage, conçu pour transmettre au sol les charges provenant de la superstructure. Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum.

Cette profondeur minimum est toutefois indispensable pour mettre la fondation à l'abri du gel, dans ce cas, on réalise des fondations superficielles dont l'encastrement D < 4 ou 5 fois la largeur. **[11]**



4

Figure I-21: Schéma d'une semelle de fondation.

I.3.3.2 Types de fondations superficielles: [11]

La Figure I-22 présente les différents types de fondations superficielles, on distingue :

- **Les semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L (L / B > 10) ;
- **Les semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées (B / L = 1) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- **Les radiers** ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut 3 les radiers généraux.

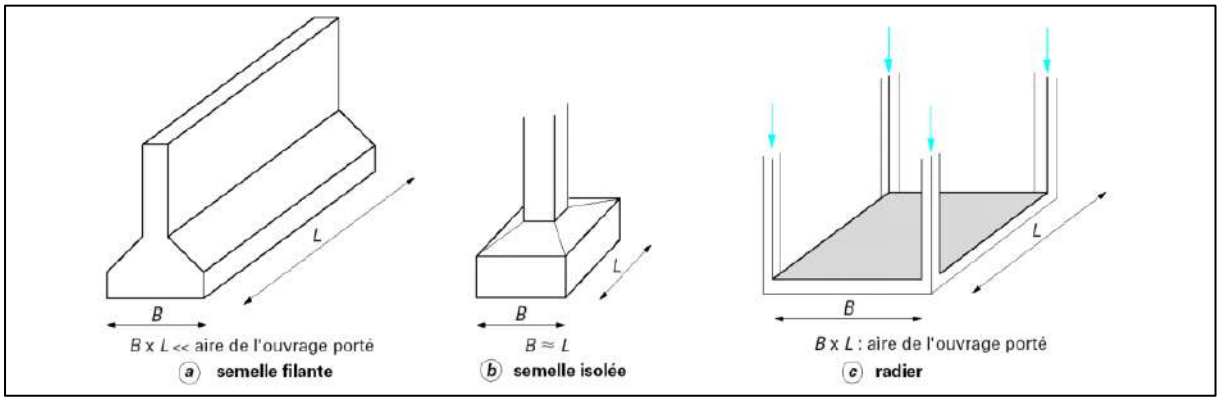


Figure I-22: Types de fondations superficielles.

I.3.3.2.1.Les semelles filantes : [6]

Généralement, elles sont en béton armé, au pied d'un mur ou sous une file de points porteurs, avec interposition d'un béton de propreté de (5 à 10 cm), pour éviter le contact des armatures avec le terrain, la semelle fonctionne comme étant une console inversée (Figure I-23).

Lorsque les charges appliquées aux semelles par les éléments verticaux de structure, murs ou points porteurs isolés, sont transmises au sol par des bielles obliques.

Suivant sa hauteur, elle est considérée comme rigide ou flexible (Figure I-23).

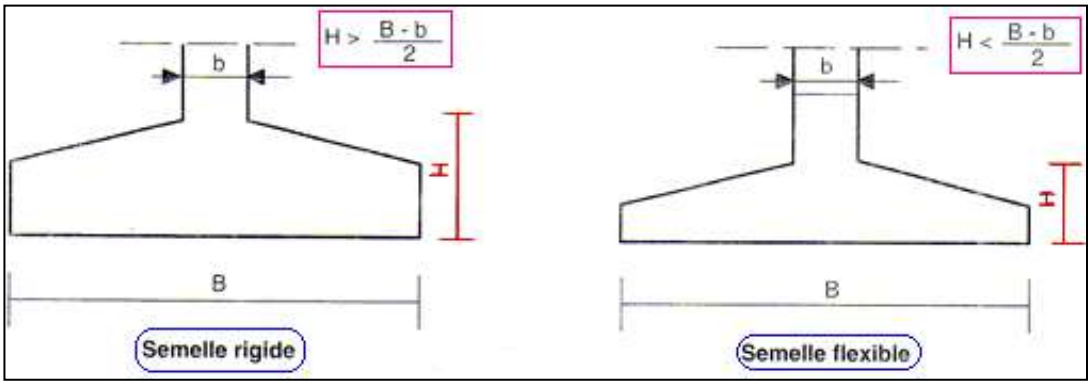


Figure I-23: semelle rigide et flexible **[6].**

Si la condition (H > (B-b)) est remplie, la semelle est considérée comme rigide ; l'effort tranchant n'apporte pas de contraintes excessives dans le béton.

Si cette condition n'est pas remplie, la semelle est considérée comme flexible ; il est alors nécessaire de prévoir des armatures résistant aux efforts tranchants **[6].**

I.3.3.2.2.Les semelles isolées : [9]

Les semelles isolées sont habituellement de forme carrée, rectangulaire ou circulaire. Elles Supportent les charges transmisses par les poteaux et exercent leurs tassements indépendamment les une des autres (Figure I-24).

La différence de tassement entre les semelles porte le nom de tassement différentiel. Lorsqu'il est important, ce tassement nuit au comportement structural et général des bâtiments, car il induit des torsions supplémentaires aux poteaux et aux poutres, gauchit les cadres d'ouvertures et fissure les revêtements.

Pour éviter le tassement différentiel, plusieurs poteaux alignés peuvent être appuyés sur une semelle contenue ou semelle filante.

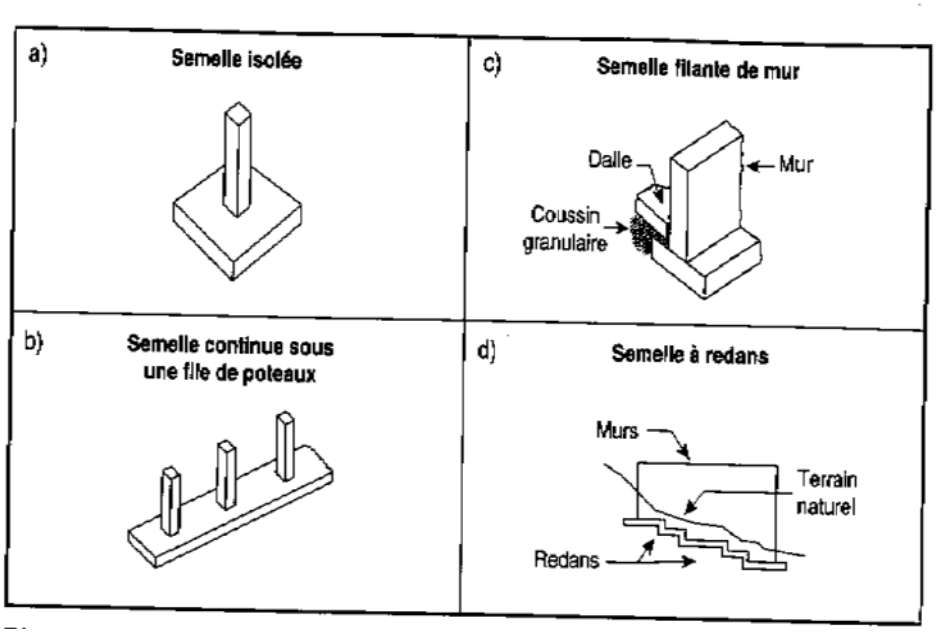


Figure I-24 : Types des semelles. **[9]**

I.3.3.2.3.Les radiers : [11]

Lorsque la recherche de l'accord entre la descente de charge et la contrainte admissible conduit à augmenter la largeur des semelles filantes sous murs, on arrive au cas extrême ou il y a recouvrement entre les zones d'action des semelles et, à la limite, où les semelles se touchent. Cela revient alors à mettre en œuvre une grande semelle occupant la totalité de la

surface de la construction.

Cette configuration conduit au schéma du radier. Dans ce cas, la totalité de la surface au sol du bâtiment est sollicitée pour répartir les efforts apportés par les murs.

Il existe quatre types de radiers :

- ✧ la dalle plate ;
- ✧ la dalle nervurée ;
- ✧ la dalle voûtée ;
- ✧ le radier champignon.

I.3.4.Problèmes posés par un projet de fondation superficielle :

❖ **Méthode de calcul** : [11]

Un projet de fondation nécessite en premier lieu un calcul de mécanique des sols qui consiste à un :

a) Calcul à la rupture concernant le massif du sol sous la fondation qui utilise la théorie de la plasticité parfaite en introduisant un coefficient de sécurité F= 3. On notera qu'il y a lieu de se préoccuper du comportement à court terme et à long terme.
b) Calcul des tassements sous les fondations.

I.3.5.Problèmes généraux liés à l'étude d'un projet de fondation :

Il est impératif de connaître des renseignements très précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant les terrains de fondation, pour cela des sondages en nombres suffisants et à différentes profondeurs doivent être exécutés. [11]

I.3.6.Comportement d'une fondation superficielle :

➢ **Courbe typique obtenue lors d'un chargement d'une fondation Superficielle :**

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure ci-dessous (Figure I-29) qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée « B » et la profondeur où est située sa base est « D ».

Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et relevons les tassements « s » obtenus en fonction de la charge appliquée « Q ». [11]

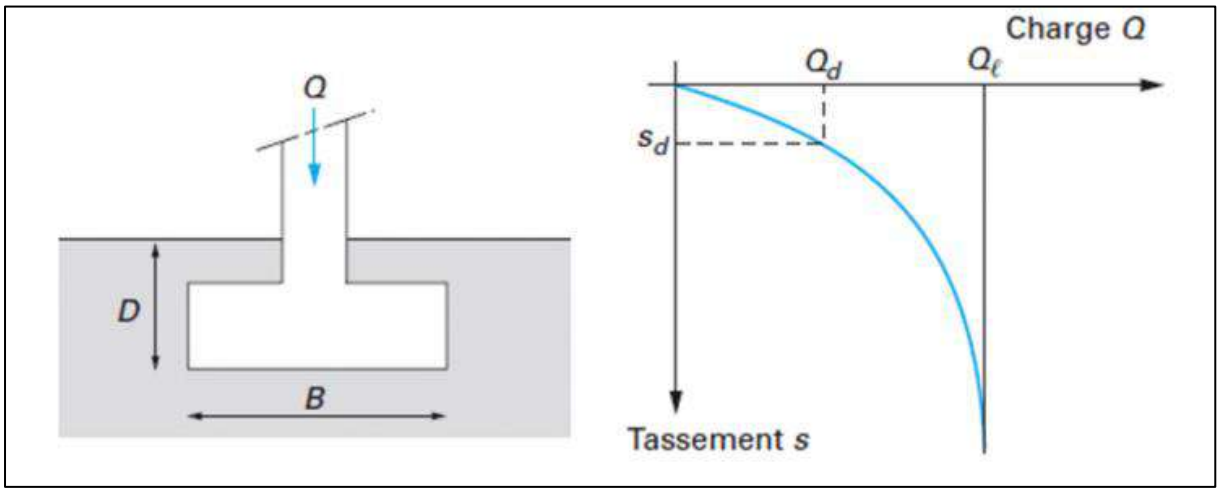


Figure I-25: Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle.[18]

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge « Q » appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge « QL », il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge « QL » est **la capacité portante de la fondation** (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime). [18]

- **<u>Comportement à la rupture</u>** :

Lors du chargement d'une fondation superficielle le sol se comporte comme le montre (Figure I-26):

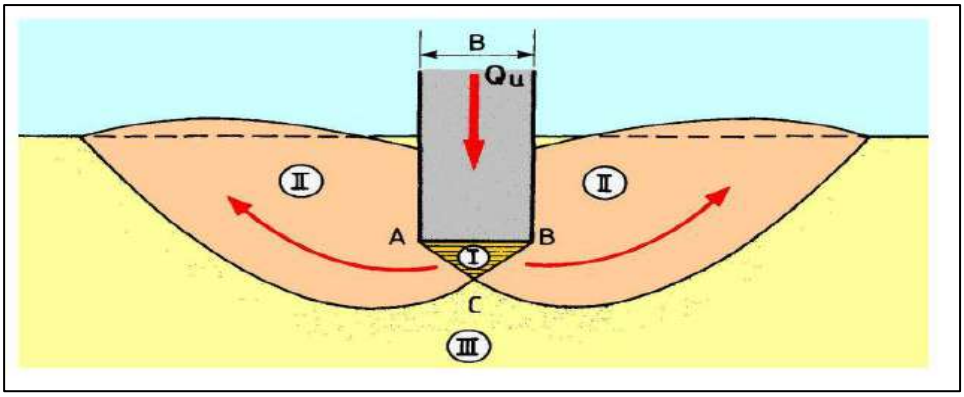


Figure I-26: Schéma de rupture d'une fondation superficielle. [18]

On définit :

- **Zone I** : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface.
- **Zone II** : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Déplacements et cisaillement importants ⟶ rupture généralisée.
- **Zone III** : Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.

I.3.7.Calcul de la capacité portante :

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle : les méthodes à partir des résultats des **essais de laboratoire**, c'est-à-dire à partir de la cohésion «C » et de l'angle de frottement «φ » (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats des **essais in situ**, c'est-à-dire à partir de la pression limite « pl » du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe « qc » du pénétromètre statique SPT.

a)Capacité partante d'une semelle filante soumise à une charge verticale Centrée reposant sur un massif semi infinie et homogène horizontale :

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de TERZAGH (Figure I-31): [12]

$$q_L = \frac{1}{2}\,\gamma_1 B\, N_\gamma(\varphi) + \gamma_2 D\, N_q(\varphi) + C\, N_c(\varphi)$$

Avec :

q_L contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)

γ_1 poids volumique du sol sous la base de la fondation

γ_2 poids volumique du sol de remblaiement de la fondation

C cohésion du sol sous la base de la fondation,

$N_\gamma(\varphi), N_q(\varphi)$ et $N_c(\varphi)$ facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne **Φ** du sol sous la base de la fondation, même pour un sol Possédant une cohésion **C**.[12]

Les différents termes sont les suivants :

- Le premier terme ($\frac{1}{2}\,\boldsymbol{\gamma_1 B\, N_\gamma(\varphi)}$) est le « **terme de surface** » (ou de pesanteur).

C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement

- Le deuxième terme ($\boldsymbol{C\, N_c(\varphi)}$) est « **le terme de cohésion** ». C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant
- Le troisième terme ($\boldsymbol{\gamma_2 D\, N_q(\varphi)}$) est le « **terme de surcharge** » ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement («$\boldsymbol{\gamma_2}$» est le poids volumique du sol au dessus du niveau de la base). [18]

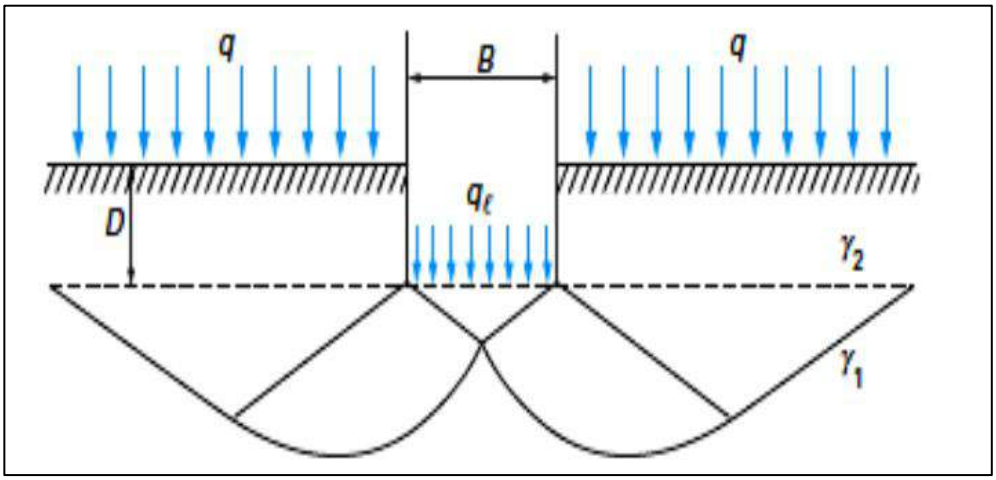


Figure I-27: Schéma de rupture d'une fondation superficielle. [18]

Le principe de superposition consiste à superposer trois états (Figure I-28) :

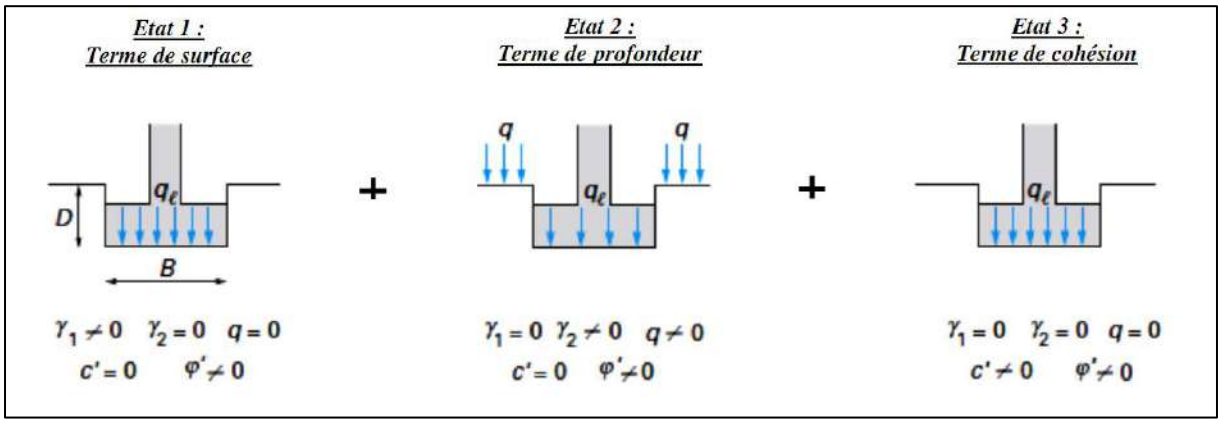


Figure I-28: Capacité portante. Méthode de superposition de TERZAGHI (méthode « c-φ »). [18]

- ✧ **Etat 1** : Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle → entraîne une résistance « **Qγ** »
- ✧ **Etat 2** : Action des terres situées au-dessus du niveau des fondations et supposées agir comme une surcharge → entraîne une résistance « **Qp** »
- ✧ **Etat 3** : Action de la cohésion → entraîne une résistance « **Qc** ». [18]

b) Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ :

L'essai pressiométrique permet de déterminer complètement une fondation tant du point de vue de sa capacité portante que de celui de ses tassements sous les charges de service. La détermination des tassements fera l'objet d'un chapitre particulier. **[13]**
Cette méthode a était développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture(capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule:

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

Avec :

- q_0 Pression horizontale des terres au repos au moment de l'essai (donc calculée à partir du terrain naturel).
- K_p Facteur de portance.
- P_{le}^* Pression limite équivalente.
- q_l Pression limite.

b.1) Pression limite nette équivalente P_{le}^* :

Dans le cas d'un terrain homogène sous la fondation jusqu'à une profondeur d'au moins **1,5 B** (suivre la représentation sur la Figure I-29) :

1. on établit une approximation linéaire représentative des valeurs de P_l^* pour la tranche de sol comprise entre la profondeur d'appui de la fondation et un niveau situé à une distance 1; 5B sous la fondation ;
2. la pression limite nette équivalente P_{le}^* le correspond à la pression limite donnée par l'approximation linéaire à une profondeur de $\frac{2}{3} B$ sous la fondation. **[14]**

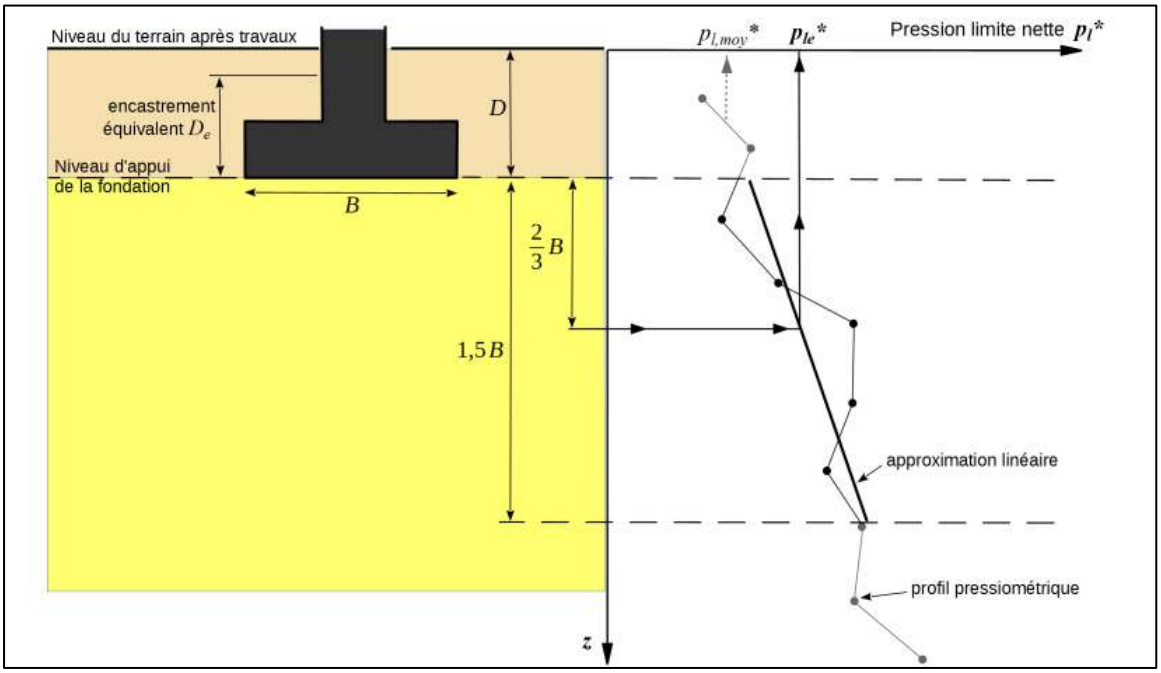


Figure I-29: Principe de calcul de la pression limite nette équivalente P_{le}^{*} **.[14]**

b.2) Facteur de portance K_p :

On peut déduire le facteur de portance d'abaques (Fig 1.30) en fonction du type de sol et du rapport entre l'encastrement équivalent et la largeur de la fondation : De/B

K_p Peut avoir un rôle minorateur ou majorateur mais on remarquera que sa valeur reste proche de l'unité. **[14]**

- Pour une fondation carrée ou filante, lire directement la valeur de kp sur l'abaque appropriée(Fig.1.30)
- pour une fondation rectangulaire, K_p est déduit des valeurs K_p; carrée et K_p filante lues sur les abaques pour une semelle respectivement carrée et filante :

$$K_p = K_{p,filante}\left(1 - \frac{B}{L}\right) + K_{p,carrée}\left(\frac{B}{L}\right)$$

b.3) Encastrement équivalent D_e: **[14]**

L'encastrement équivalent $\mathbf{D_e}$ conduit à minorer l'encastrement réel **D** pour tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols au-dessus du niveau de fondation sont généralement plus faibles que celles du sol porteur (voir Fig. I-29).

D_e: est déduit du profil pressiométrique à partir de la relation :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^{*}} \int_0^D P_l^{*}(z)\, dz$$

En **pratique** cette relation revient :

1. à déterminer la valeur moyenne de P_l^* entre la surface du terrain et le profondeur d'encastrement **D**, notons cette valeur $P_{l,moy}^*$ (voir Fig. I-29).
2. et à en déduire D_e :

$$D_e = \frac{P_{l,moy}^*}{P_{le}^*} \; D$$

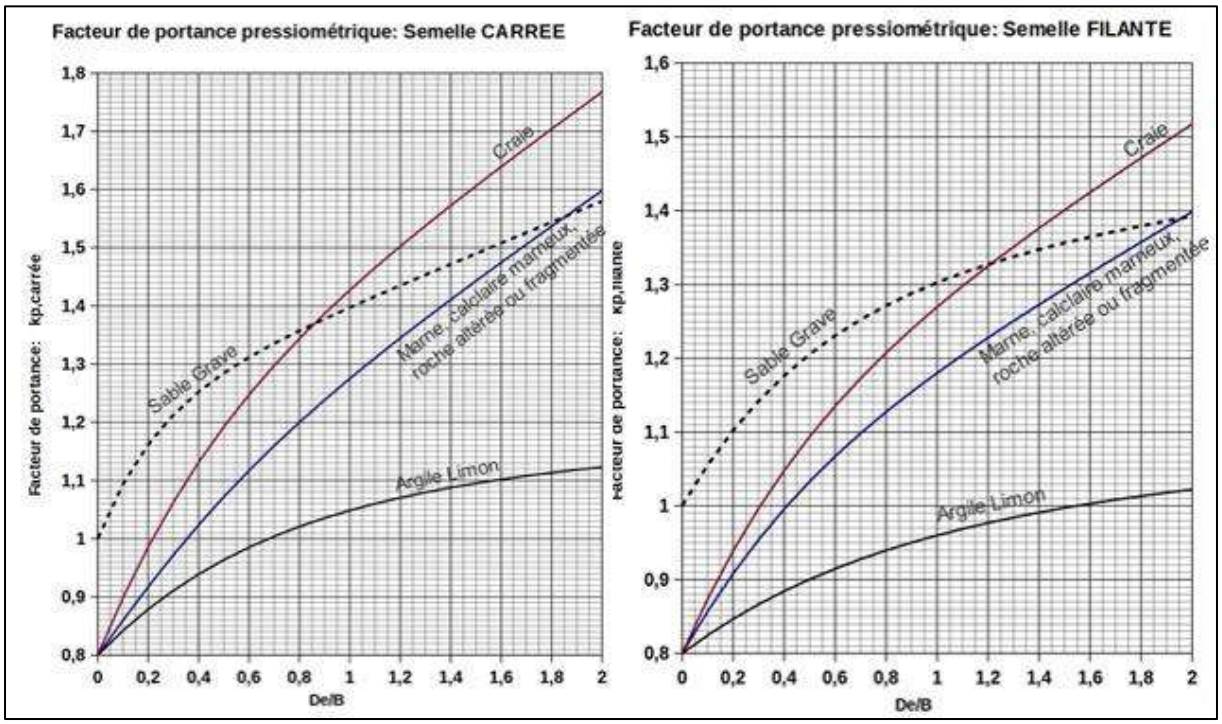


Figure I-30: Facteur de portance k_P dans la cas d'une fondation superficielle calculée au pressiomètre . **[14]**

I.4.Tassement et Compressibilité du Sol

I.4.1.Introduction :

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entrainent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements. Dans la plupart des cas la surface du sol est horizontale et les charges appliquées sont verticales; les tassements sont donc les déplacements prépondérants.
Si les tassements uniformes peuvent été gênants lorsqu'ils sont trop importants, les tassements différentiels sont redoutable car ils peuvent créer des désordres graves : basculement, voire renversement des constructions,, augmentation importante des efforts dans les structures hyperstatiques.
Le tassement est dû à la compressibilité du sol c'est-à-dire au fait qu'il peut diminuer de volume**. [15]**
Il existe trois classes de méthodes de calcul pour les tassements des massifs de sols :

- ✓ les calculs de type œdométrique, généralement appliqués pour les remblais, les radiers et les charges de grandes dimensions par rapport à l'épaisseur des sols déformables, en particulier les sols argileux saturés et compressibles ;
- ✓ les calculs de type pressiométrique, utilisés de façon fréquente en France pour évaluer le tassement des fondations superficielles, notamment pour les sols grenus (sables et graves, souvent difficiles à prélever et caractériser en laboratoire) ;
- ✓ les calculs globaux en élasticité ou élastoplasticité, mis en œuvre par la méthode des éléments finis **[16]**

En pratique, pour les sols fins doués de consolidation, le calcul du tassement instantané ne se fait pas directement, mais il est estimé comme une fonction du tassement calculé à partir de l'essai œdométrique conformément aux règles de burland qui sont utilisées en pratique pour estimer le tassement total d'une argile en fonction de son tassement œdométrique S oed (tassement sans déformations latérales). **[17]**

Pour une argile molle normalement consolidée, on peut prendre :

S_i= 10 % .S_{oed}

$S_c = S_{oed}$

S= 110 %.S_{oed}

Pour une argile surconsolidée, les tassements sont estimés comme suit :

S_i = (50-60)%.S_{oed}

S_c = (50-40)%.S_{oed}

S=S_{oed}

I.4.2.Les différents types de tassements :

I.4.2.1.Les tassements uniformes :

Ce sont des tassements absolus. En général ils ne sont pas préjudiciables. Les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires, tels que les conduites d'eau et le passage souterrain.

I.4.2.2.Les tassements différentiels:

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol, qui n'est pas uniforme. Il peut, de ce fait, provoquer des dislocations des maçonneries ; comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre, qui est la plupart du temps irrémédiable.

I.4.3 Contraintes dans les sols :

a) Contrainte total :[1]

Dans un massif de sol saturé, si on considère le sol de manière globale (sans distinguer la phase solide et la phase liquide), les contraintes correspondent alors aux **contraintes totales**.

Le tenseur des contraintes ainsi défini ne permet pas d'étudier complètement le comportement du sol (la compressibilité, le cisaillement, ...). En effet les deux phases du sol - grains solides et eau - n'obéissent pas à la même loi de comportement.

b) Contrainte réelle -principe de superposition :

Dans le domaine élastique linéaire, l'effet produit par l'action simultanée de plusieurs forces est égal à la somme de ceux produits par chacune des forces agissant séparément.

La contrainte réelle s'exerçant à la profondeur **Z** sur une facette horizontale, σ_Z est égale à la somme de la contrainte naturelle σ_{V0}, due au poids du sol sus-jacent et de la contrainte due aux surcharges $\Delta\sigma_z$:

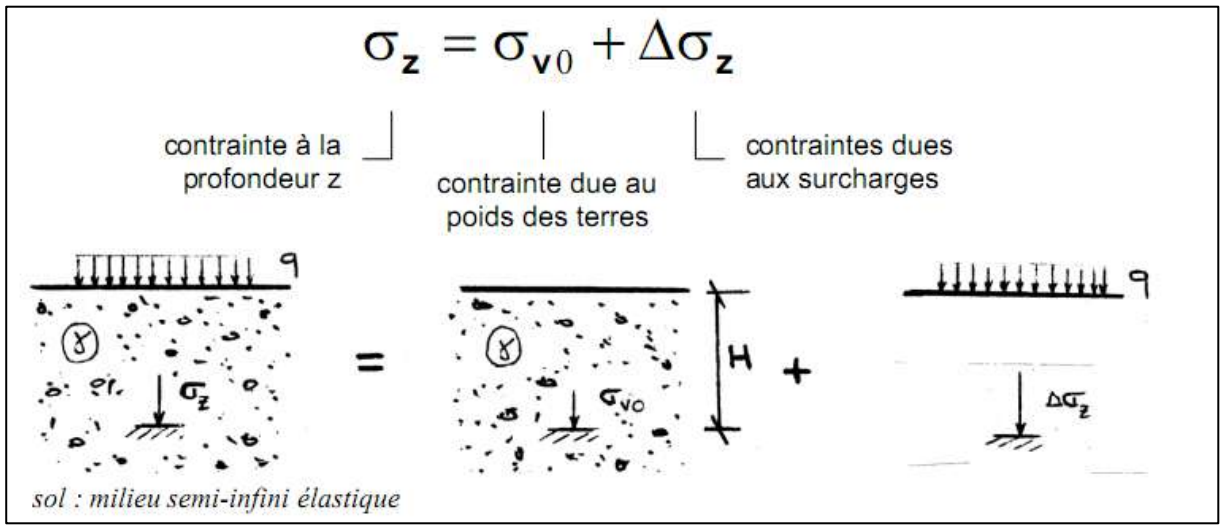


Figure I-31: Principe de superposition.

c) contrainte naturelle ou géostatique :

Pour connaitre la contrainte verticale totale en un point, lorsque les couches de sol ne sont pas de même nature ou présentent des taux d'humidité différents, on utilise la formule suivante:

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i z_i$$

Ou n : nombre de couches de différentes natures

Z_i: épaisseur des couches.

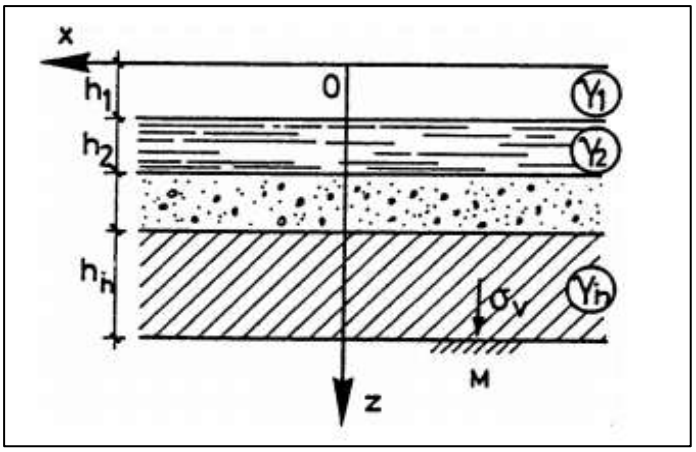


Figure I-32: Sol stratifié à surface horizontal.[1]

La contrainte total est engendrée par le poids d'une profondeur z de sol saturé plus le poids d'une hauteur d'eau h_w :

$$\sigma_v = \gamma_{sat} Z + \gamma_w h_w$$

Contrainte effective

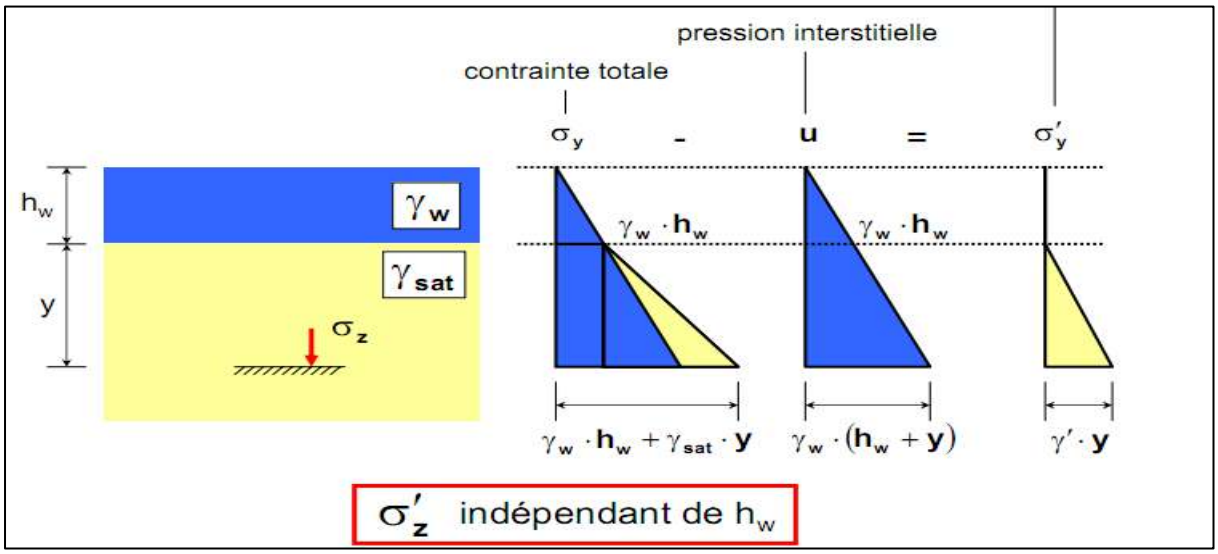


Figure I-33: Sol stratifié à surface horizontal.

d) Contrainte effective - postulat de TERZAGH:

✓ Calcul des suppléments de contraintes :

Le calcul des suppléments de contraintes apportés par le chargement à différents niveaux dans le sol s'effectue en utilisant les résultats de la théorie de l'élasticité, pour un massif semi-infini, élastique linéaire, homogène et isotrope

(Solution de Boussinesq). [16]

D'une façon générale, la contrainte Δσv (z), , s'exerçant sur une facette horizontale, résultant de l'action d'une charge verticale uniformément répartie d'intensité q est donnée par la relation :

$\Delta\sigma v\ (z) = I_\sigma\ \ q$

Avec :

q : la pression uniforme appliquée à la surface du sol.

I_σ : est le coefficient d'influence de la surcharge p tel que :

$$I_\sigma = \frac{mn + (1 + m^2 + n^2)}{2\pi\ (1 + n^2)(m^2 + n^2)\sqrt{1 + m^2 + n^2}} + \frac{1}{2\pi}\ arctg\left(\frac{m}{n\sqrt{1 + m^2 + n^2}}\right)$$

$m = \frac{L}{B}$:est l'élancement horizontal de la fondation et $n = \frac{z}{B}$ est la profondeur relative du point étudié

En cas ou le point se trouve en surface (z=0), on prend

Dans le cas d'une charge rectangulaire, I est un nombre sans dimension, inférieur à 1, appelé coefficient d'influence .il est donné sous l'un des sommets du rectangle. On peut combiner les valeurs des coefficients d'influence correspondant à plusieurs rectangles pour déterminer les contraintes à la verticale d'un point quelconque d'un massif de sol soumis à une charge uniformément répartie sur une surface rectangulaire [16] :

- ✓ La verticale passant par M traverse la zone chargé ou (intérieur au rectangle chargé):

$$I(M) = I^{I}(M) + I^{II}(M) + I^{III}(M) + I^{IV}(M)$$

- ✓ La verticale passant par M ne traverse pas la zone chargé ou (extérieur au rectangle chargé):

$$I(M) = I^{I}(M) + I^{II}(M) - I^{III}(M) - I^{IV}(M)$$

Avec :

$I = MM_2M_4M_6$

$II = MM_1M_8M_7$

$III = MM_2M_3M_7$

$IV = MM_1M_5M_6$

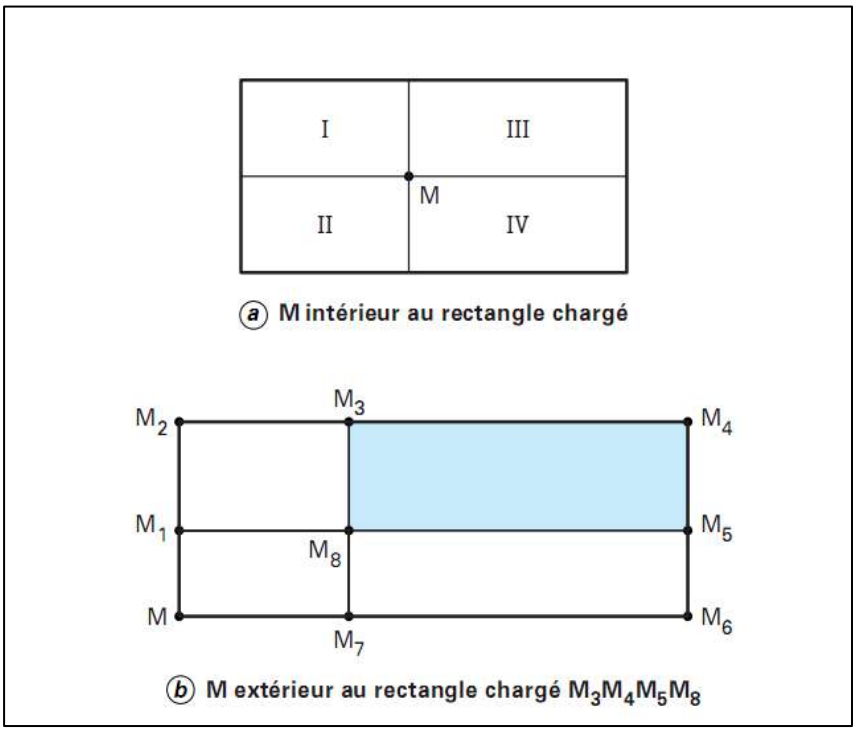


Figure I-34: Calcul du coefficient d'influence dans le cas d'un rectangle uniformément chargé.[16]

I.4.4 .Calcul du tassement sous une fondation superficielle :

I.4.4.1Calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique:

Le tassement total final d'un sol, $S_{t\infty}$, a donc trois composantes:

$$S_{t\infty} = S_i + S_p + S_s$$

Avec :

S_i tassement immédiat

S_p tassement de consolidation primaire

S_s tassement de consolidation secondaire.

- **Calcul du tassement de consolidation primaire S_p :**

Le calcul du tassement de consolidation primaire se base en général sur les résultats de l'essai de compressibilité œdométrique.

Le tassement calculé correspond à la fin de consolidation primaire et le raisonnement doit se faire par conséquent en contraintes effectives.

On peut, d'une part, calculer la contrainte naturelle σ'_{v0} qui s'exerce à la profondeur z et, d'autre part, déterminer à l'œdomètre la pression de

préconsolidation σ'_c . Selon les valeurs respectives σ'_{v0} et de σ'_c trois cas peuvent se présenter.

- Lorsque $\sigma'_{v0} = \sigma'_c$

  le sol est dit **normalement consolidé**.

  C'est-à-dire dans le passé, ce sol a été tassé uniquement sous son propre poids et celui des terres de couverture. Si on est construire sur ce type de sol, toute la surcharge entraîne un tassement dépendant de C_c.

  il est donné par la relation :

$$S_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0(i)} \left(C_c \,.\log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \right)$$

- Lorsque $\sigma'_{v0} < \sigma'_c$

  1. Dans le cas : $\sigma'_v > \sigma'_c$ $(\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)$.

  le sol est dit **surconsolidée**, le tassement est donné par la relation :

$$S_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0(i)} \left(C_s \,.\log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} + C_c \,.\log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right)$$

  2. En cas où : $\sigma'v < \sigma'_c$ $(\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)$.

  le tassement est donné par la relation :

$$S_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0(i)} \left(C_s \,.\log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \right)$$

- Lorsque $\sigma'_{v0} > \sigma'_c$

  le sol est dit **sous-consolidé**, Le processus de la consolidation primaire n'est pas terminé, ces sols sont en cours de consolidation sous leur propre poids : remblais récents mal ou non compactés, vases, tourbes, etc...

  Avec :

  H : Épaisseur de la couche de sol compressible,

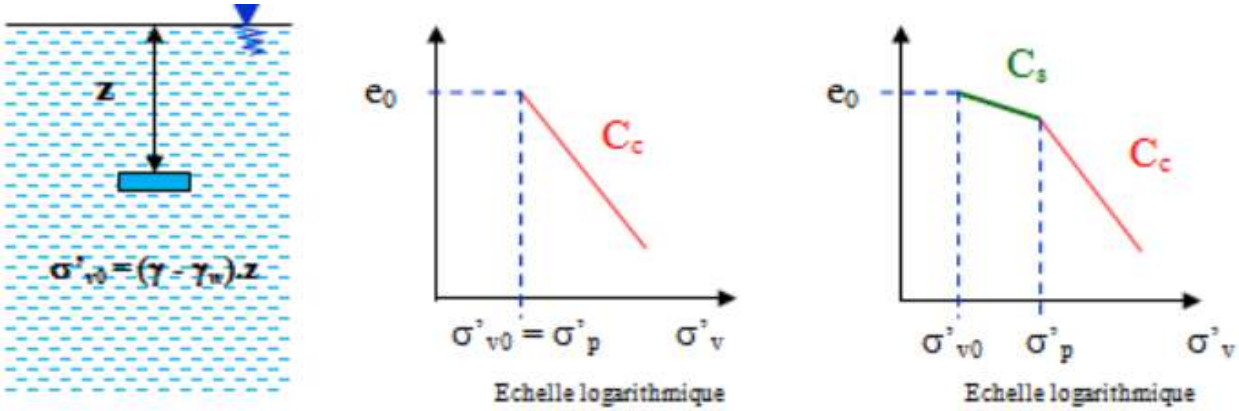
  C_c : Indice de compression,

  e_0: Son indice des vides initial (avant consolidation),

σ'_{v0}: Contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche,

$\Delta\sigma_v$: Accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche.

σ'_c : Pression de préconsolidation



Contrainte effective initial sol normalement consolidée sol consolidée

Figure I.35 : Compressibilité du sol selon son état de consolidation en place.

I.4.4.2 Calcul des tassements par les résultats de l'essai in situ pressiométrique:

La méthode pressiométrique est utilisée principalement pour le calcul des tassements des fondations superficielle. Louis Ménard (1961) fut le premier à proposer une méthode basée sur le module de déformation pressiométrique du sol pour évaluer le tassement. [16]

Le tassement **s** d'une couche de sol chargée en surface par une fondation de diamètre ou de largeur **B** est défini comme la somme de deux termes :

$$S = S_D + S_C$$

Tassement de consolidation $\mathbf{S_c}$ dans la zone située directement sous la semelle ou les contraintes normales sont élevées, zone dénommée domaine sphérique :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} q\lambda_c B$$

Tassement Sd du à des deformations de cisaillement ces déformationsse font à volume constant, appelé domaine déviatorique :

$$S_d = \frac{2}{9E_d}\, qB_0(\lambda_d \frac{B}{B_0})^{\alpha}$$

Avec:

E_c et **E_d**: module pressiométrique moyens pondérés dans les domaines sphériques et déviatorique,

q : pression appliquée à la surface du sol, égaux à: $q = (q' - \sigma'_{v0})$

B_0 : largeur de référence =0.6 m,

B : largeur de semelle avec B ≥ 0.6 m,

$\boldsymbol{\alpha}$:coefficient rhéologique.

$\boldsymbol{\sigma'_{v0}}$: Contrainte verticale effective au niveau (z) de la fondation

$$\sigma'_{v0} = \gamma . h_w + \gamma' (z - h_w) = q'_0$$

λ_c et **λ_d** coefficients de forme en fonction du rapport L/B de la semelle.

L/B	cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau I-1 : Valeur de $\lambda_d$et λ_c[16].

Si le sol homogènes :

Ec=Ed=Em

Em : module pressiométrique du sol homogène

Si le Sol modérément hétérogène :

Le sol sous la semelle est découpé en tranches élémentaires fictives d'épaisseur égale à B/2 et numérotées 1 à 16.

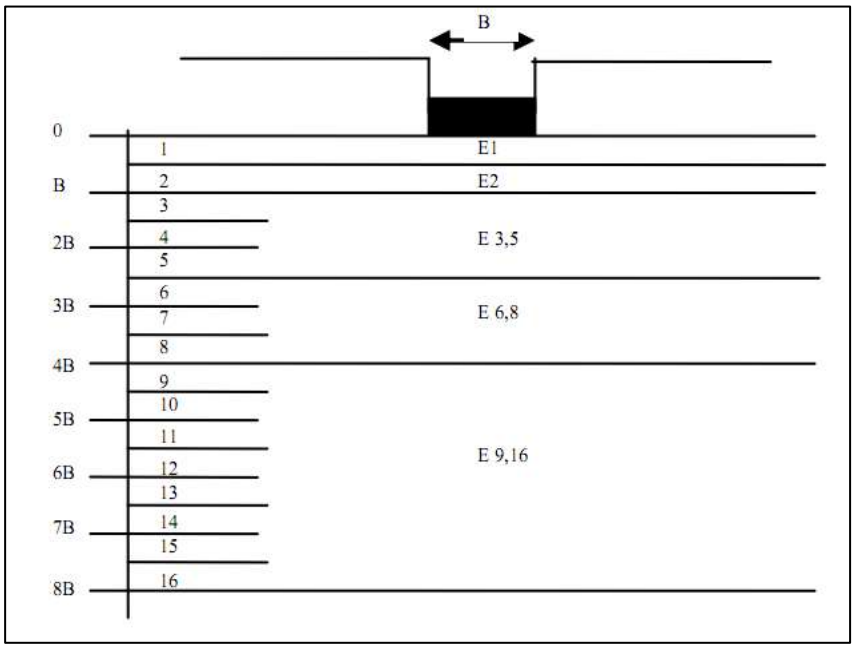


Figure I.36: Tassement des sols hétérogènes (pressiomètre Ménard).[16]

$$E_c = E_1 \qquad \frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0{,}85E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2{,}5E_{6.8}} + \frac{1}{2{,}5E_{9.16}}$$

Les modules $E_{i.j}$ (par exemple $E_{6.8}$) sont eux-mêmes obtenus en considérant la moyenne harmonique des différents modules pressiométrique mesurés à l'intérieur des tranches élémentaires i à j.

Type	tourbe	Argile		Limon		sable		Sable et gravier	
	α	E/pl	α	E/pl	α	E/pl	α	E/pl	α
Surconsolidée ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	½	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4
Sous consolidé-altéré et remanié ou lâche	-	7 à 8	½	5 à 8	1/3	5 à 7	1/3	-	-

Tableau I-2 : Valeur de α [16]

II-1 : Introduction :

Le but pratique de l'étude géotechnique est de permettre l'adaptation spécifique de l'ouvrage au site, afin de limiter les risques « naturels » et induits, autant que faire se peut; il consiste à informer le maître d'ouvrage et les constructeurs de la nature et des comportements du site afin qu'ils puissent définir et justifier les solutions techniques qu'ils devront concevoir, adopter et mettre en œuvre pour réaliser leur aménagement et/ou leur ouvrage en toute sécurité et à moindre coût.

L'intérêt d'une étude géotechnique doit bien entendu être défini par rapport au projet; on demande à la géotechnique d'en définir le cadre, de contrôler sa faisabilité, éventuellement de proposer des variantes, de valider les dispositions retenues, d'éviter les risques, d'évaluer les coûts…, de préparer sa réalisation et la suivre. Son intérêt scientifique demeure accessoire mais ne doit pas être négligé, car il est toujours possible d'y trouver des éléments utiles à la progression de la connaissance.

Durant la vie de l'ouvrage enfin, la somme des renseignements géotechniques recueillis lors de l'étude et de la réalisation permet de mieux entretenir l'ouvrage et éventuellement de le réparer pour prévenir les accidents ou une ruine prématurée.

Ainsi, à tous les niveaux de la conception, de l'étude et de la réalisation d'un projet, une étude géotechnique bien conduite accroît toujours, et souvent de façon déterminante, la rentabilité, la pérennité et la sécurité de l'ouvrage.

L'utilisation d'essais de reconnaissance des sols en place est particulièrement développée dans le monde. Ce type d'essai permet en effet de s'affranchir des difficultés de prélèvent, de transport et de conservation des échantillons de sols. Parmi ces essais in-situ, l'essai pressiométrique est aujourd'hui couramment utilisé, On verra toutefois par la suite que cet essai ne peut être dissocié des essais classiquement réalisés en laboratoire.

II-2 : Implantation des sites étudiés sur la carte d'ALGERIE :

Les sites étudiés dans notre recherche sont la plupart situes au nord d'Algérie

Ils sont de nombre de 14 sites comme indiquer sur la figure ci-dessous.



Figure II-1 : Implantation des sites

❖ Les données objet de collecte :

γ_h : Le poids volumique humide du sol.

γ_d : Le poids volumique sec du sol.

s_r : Degré de saturation.

w : La teneur en eu naturelle.

c_s : Indice de recompression.

c_c : Indice de compressibilité.

σ_c : Contrainte de préconsolidation.

Cu : Cohésion non drainé.

φu : Angle de frottement non drainé.

C' : Cohésion effective.

φ' : Angle de frottement effectif.

E_m : Module pressiométrique.

P_l : Pression limite du sol.

L'exactitude de ces données dépend des rapports géotechniques obtenus.

Ces rapports contiennent généralement :

- **Des sondages de reconnaissance :**

Dans le cadre de la réalisation d'études géotechniques, il est nécessaire de réaliser des reconnaissances de sol, pour cela plusieurs sondages de reconnaissance ont été réalisé sur les sites investigués dans le but est de définir la nature des couches constituent le terrain, déterminer leurs épaisseur et leurs caractéristiques physiques et mécaniques soit in situ au bien au laboratoire.

- **Des sondages pressiométriques :**

Plusieurs sondages pressiométriques ont été aussi effectués sur les sites concernés afin de suivre avec précision les variations de la résistance du terrain en fonction de la profondeur. Ces essais ont été réalisé a chaque palier de 1 .00 m dans des forages préalablement exécutés. Ils permettent en conséquent d'étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation du forage, et celle

des grands déplacements en déduisant la pression limite correspondant à la rupture du forage.

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

Les résultats se présentent dans un procès-verbal d'essai qui comporte tout les informations necessaires (figure II-2)

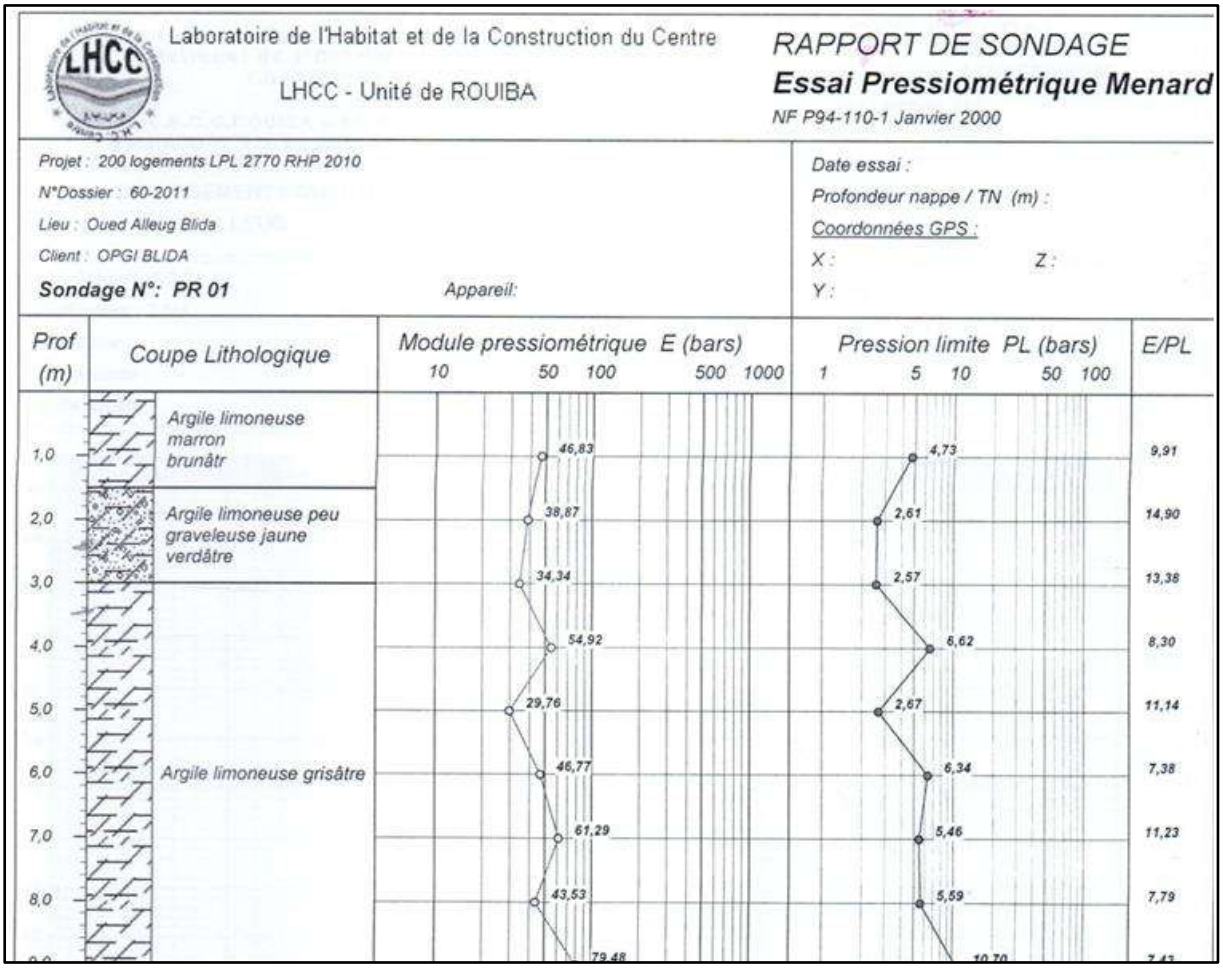


figure II-2 : procés-verbale d'essai pressiomètre

- **Essai de pénétration dynamique :**

Plusieurs essais PDL sont réalisés sur le site investigué permet, les résultats de cet essai sont illustrés par des pénétrogrammes donnant la variation de la résistance en point dynamique en bars, en fonction de la profondeur en mètre.

Dans le cadre de notre étude, on a choisis les points d'un sondage carotté et le sondage pressiométrique les plus proche possible d'après le plan d'implantation dans le rapport géotechnique (figure II-3), mais Dans le cas où le SC et le sondage PMT semblent éloignés (figure II-4) on utilisant les essais PDL situés au milieu d'eux pour exprimer un certain degré d'homogénéité de sol en plan.

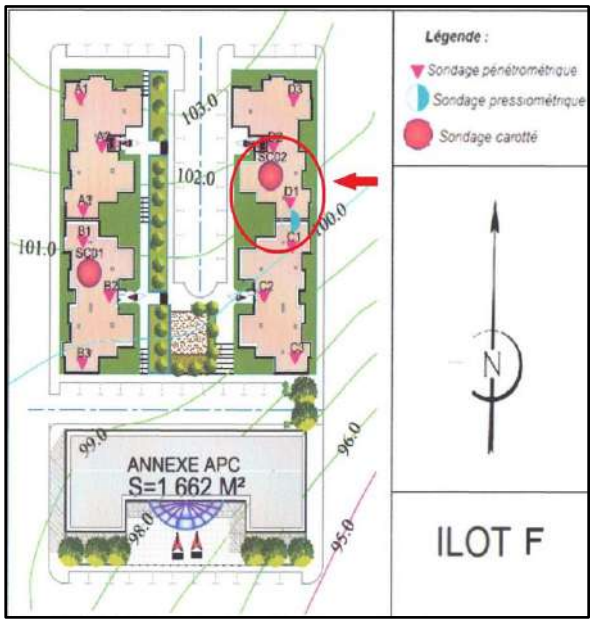


figure II-3 :sondage carotté et sondage PMT proche

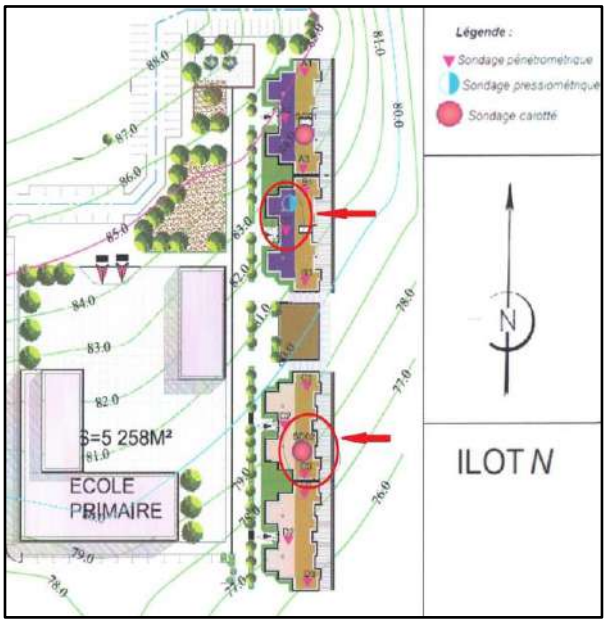
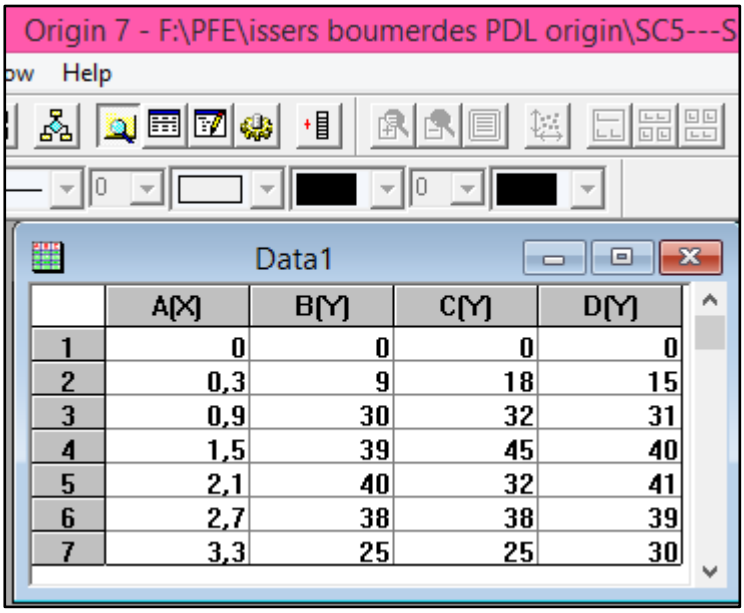


figure II-4 :sondage carotté et ondage PMT éloignés

Et on utilise le logiciel **ORIGINPRO7.0**, on a procédé comme suit :

-pour chaque essai PDL nous avons extrait les coordonnées (X, Y) de diagrammes et les inclus dans le tableau de logiciel (figure II-4)



	A(X)	B(Y)	C(Y)	D(Y)
1	0	0	0	0
2	0,3	9	18	15
3	0,9	30	32	31
4	1,5	39	45	40
5	2,1	40	32	41
6	2,7	38	38	39
7	3,3	25	25	30

figure II-5 : valeurs des essais PDL

-après l'exucution au niveau de logiciel, nous obtenons les courbes représenté dans la dans la figure II-6

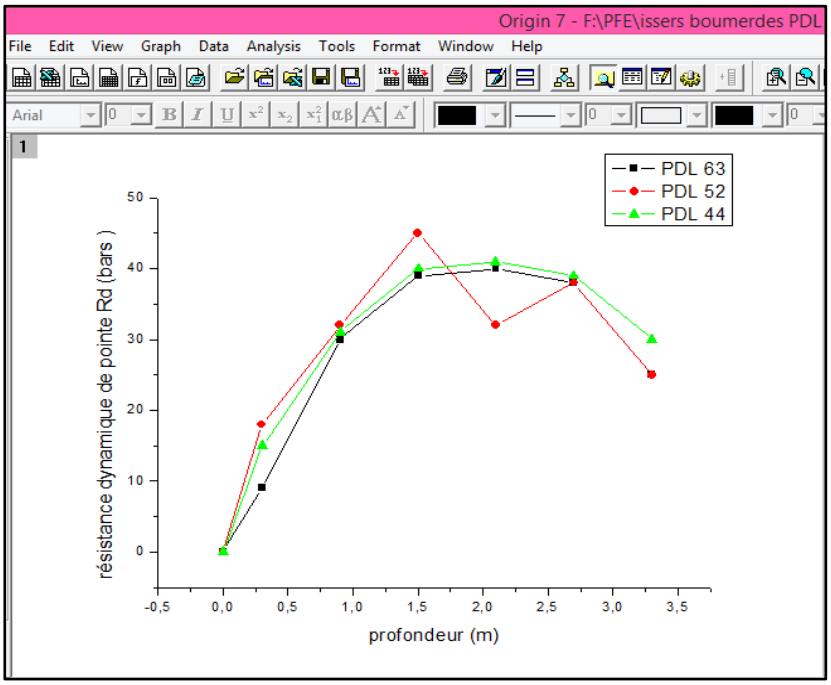


figure II-6 : courbes des essais PDL (résistance dynamique de pointe Rd en fonction de la profondeur)

-l'analyse de ces courbes consiste à s'assurer qu'elles sont assez identique .Sur cette base, nous pouvons décider de prendre ou non les deux points SC et PMT.

II-3: Base de donnée :

II-3-1: Détermination des caractéristiques physiques du sol :

Certains rapports finaux d'étude du sol, ne contient pas les propriétés physiques du sol à certaines profondeurs.

Pour cela on a pris l'initiative d'interpolation et extrapolation, qui consiste à estimer les valeurs physique (γ_h,γ_d, s_r , w) inconnue dans les tranches d'une des deux variables étudiées (Figure II-7), et en utilisant le logiciel ORIGINPRO 7.0.

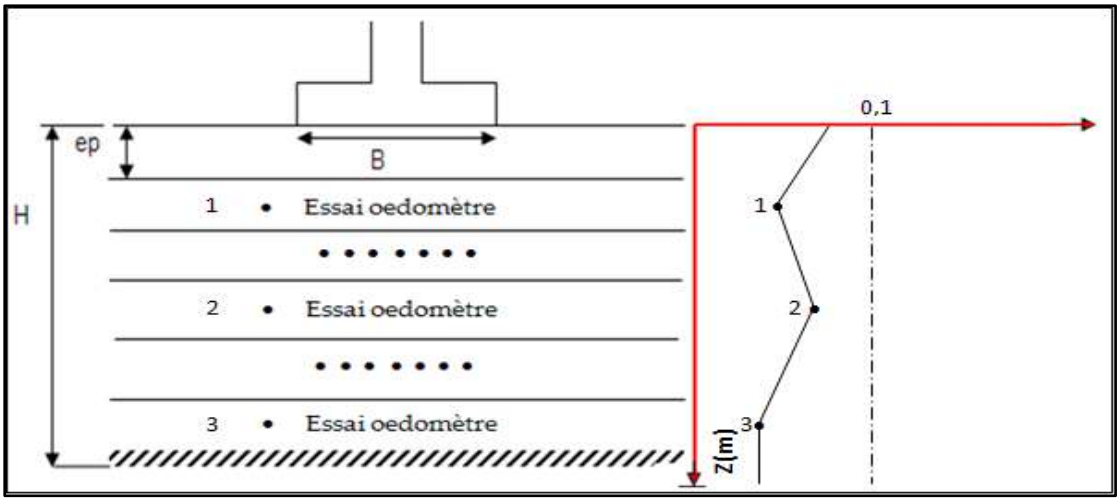


Figure II-7: Principe de l'interpolation et d'extrapolation.

Exemple :

- On à fait entrer les valeurs de la propriété physique de γ_h connue comme indiqué dans **(**Figure II-8) après exécution nous obtient un graphe comme montrer sur la (Figure II-9).

Origin 7 - UNTITLED - [Data1]

File Edit View Plot Column Analysis

	Z(X)	gamah(Y)
1	3,75	19,9
2	3,95	19,9
3	4	20,7
4	4,2	20,7
5		

Figure II-8 : les valeurs e la propriété physique deγ_h.

- Pour définir la valeur à la profondeur souhaitée, placez-la au-dessus du graphique pour afficher automatiquement les valeurs.

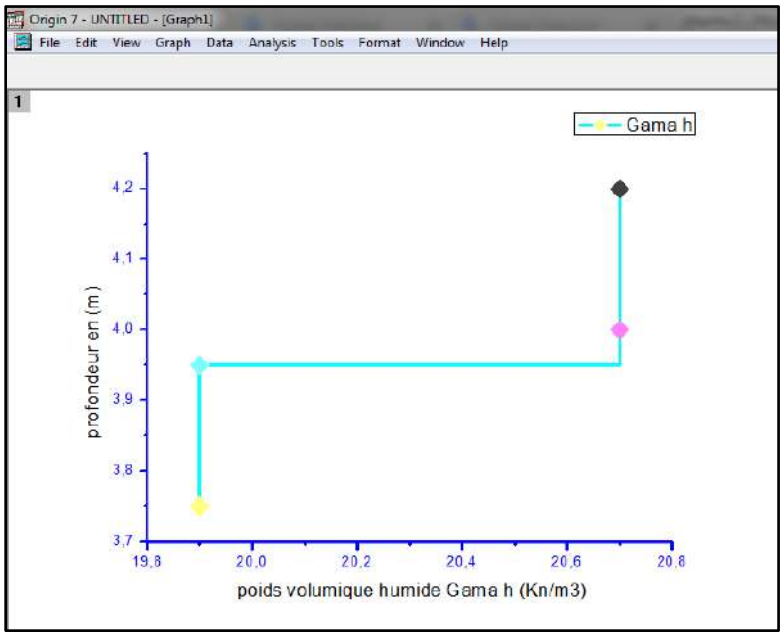


Figure II-9: exemple d'interpolation de poids volumique humideγ_h.

On adopte la même procédure pour les autres paramètres.

- détermination des autres caractéristiques physiques du sol par des relations géotechnique :

- Poids volumique saturé : $\boldsymbol{\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + (\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1) * \gamma_w}{\frac{\gamma_s}{\gamma_d}}}$
- Poids volumique déjugé : $\boldsymbol{\gamma_p = \gamma_{sat} - \gamma_w}$
- Poids volumique humide : $\boldsymbol{\gamma_h = \gamma_d . \frac{1+W}{100}}$
- Indice de vide : $\boldsymbol{e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1}$
- Contrainte verticale initiale : $\boldsymbol{\sigma_{v0} = \gamma_{sat}\, Z}$
- Contrainte effective : $\boldsymbol{\sigma'_{v0} = \gamma_p\, Z}$

-La contrainte de préconsolidation σ_c quant à elle, est une donnée qui est directement prise du rapport à partir de la courbe de compressibilité obtenu par un essai œdométrique.

II-4 : données pressiométrique :

- Détermination des valeurs du pl et Em dans des profondeurs inconnues et en utilisant le logiciel ORIGINPRO 7.0 comme la même manière que les paramètres physique inconnue.

II-5 : Interprétation des résultats :

Le prélèvement des échantillons a été réalisé avec 30 sondages carottés, Ces échantillons ont été soumis à des essais physico-mécaniques à savoir :
mesure des densités, mesure des teneurs en eau, degré de saturation et l'essai de cisaillement à la boite de Casagrande.

D'après les mesures résultant des différents essais enregistrés, nous pouvons dire que nous sommes en présence des argiles saturées très élevé tels que $70 \leq s_r \leq 100\%$; peu plastiques à des argiles très plastiques d'après les limites d'Atterberg,

Et on peut constater que le sol est humide avec des densités humides qui varie de $10.6 \leq \boldsymbol{\gamma_h} \leq 24.85$ KN/m^3.

Avec des teneurs en eau faibles à moyenne $6 \leq W \leq 34.79\%$, et une densité faible à moyenne respectivement $8.72 \leq \boldsymbol{\gamma_d} \leq \mathbf{2}1.61$ KN/m^3

Les résultats des essais œdométrique $0.07 \leq \boldsymbol{C_c} \leq 0.53$ montrent que ces argiles sont faiblement compressibles à compressibles .

III-1- Intérêt des corrélations:

Dans la géotechnique, les ingénieurs sont confrontés à la nature du sol qui est rarement homogène, Cette hétérogénéité rend la détermination des paramètres physiques mécaniques, de déformation et de perméabilité en chaque point difficile et coûteuse, C'est dans ce contexte que le recours aux corrélations est utile afin de compléter une information manquante ou même de vérifier des résultats expérimentaux effectués au laboratoire ou sur site, 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.

Les corrélations des paramètres géotechniques sont utilisées en mécanique des sols par plusieurs auteurs à savoir (Hough (1957) Dascal et Dysli & Steiner (2013) Moulin (1989)….. etc.)

L'essai œdométrique, essai fondamental, est une application directe de la théorie de la consolidation, il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages.

Par ailleurs et a partir des paramètres mécanique et physiques importants sont déterminé par des essais de laboratoires.

Dans ce chapitre on va présenter l'importance des corrélations pour le géotechnicien ainsi que la présentation de plusieurs relations corrélés appliquées sur différents paramètres et types de sols.

III-2-Rappel sur les statistiques :

Coefficient de corrélation linéaire :

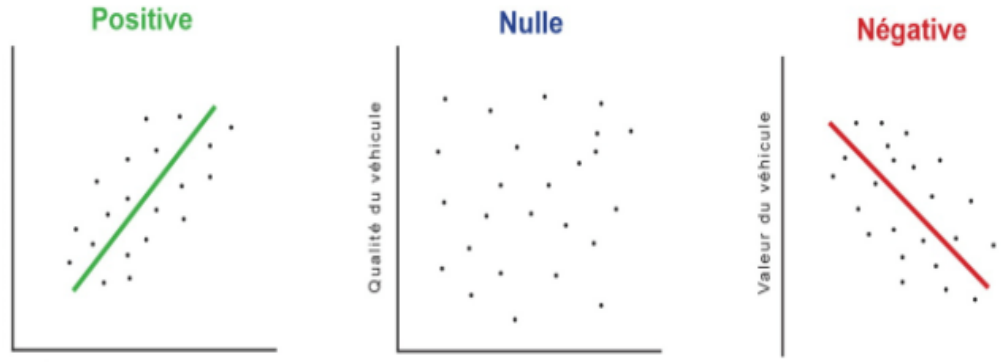
Le coefficient de corrélation est compris entre -1≤ R≤+1.Le signe du coefficient indique le sens de la liaison, ainsi une valeur positif indique que les deux variables ont tendance à varier dans le même sens positif .Au contraire une valeur négatif indique que les deux variable ont tendance à varier en sens opposés.

- Pour R=+1 corrélation positive parfaite.
- Pour R=0 Les deux variables sont indépendantes.
- Pour R=-1 corrélation négative parfaite.

L'interprétation des valeurs du coefficient de corrélation est donnée comme suit :

- Si R=0 : corrélation nulle
- Si -0.4<R<+0.4 : corrélation très faible
- Si +0.4< R<0.6 corrélation faible
- Si 0.6 < R< 0.75 corrélations moyenne
- Si 0.75 < R< 1 corrélation forte.

La figure I.1 donne une illustration des 3 rapports de corrélation :



Commentaires :

- ✓ Le nuage d'un cas positive : il semble très facile de faire passer une droite dans la direction du nuage de points et celle-ci sera ascendante ; il existe donc une liaison linéaire positive forte entre les deux variables, ce qui est confirmé par le coefficient de corrélation linéaire

- ✓ Le nuage d'un cas nulle: il semble très difficile de couvrir le nuage de points par une droite, il n'existe pratiquement pas une liaison linéaire entre les deux variables et le coefficient de corrélation est proche 0.
- ✓ Le nuage d'un cas négatif : dans ce cas le phénomène est encore plus net, donc la liaison est plus forte, mais cette fois ci elle est « descendante ».

III-3-Elaborations des équations de corrélations :

Les corrélations entre les paramètres étudiés suivant (Cc, Cs, e0, W) qui ont permis d'obtenir des mesures que nous avons exploitées, ces mesures ont été triées suivant la même lithologie et nous ont permis d'établir des bases de données talque Y=f(X) à partir des quelles nous avons en utilisant l'Excel développé des équations de corrélation par progression linéaire de la forme Y=aX+b avec (A et B des constantes), et R le coefficient de corrélations.

III-4-Corrélation entre les différents paramètres géotechniques :

Il existe plusieurs corrélations qui relient les différents paramètres du sol les uns en fonction des autres, nous pouvons citer :

III-4-1-Corrélations entre Cc et e0 :

Cette corrélation est un peu 'contre-nature ' car l'indice de compression Cc contient e0 dans sa définition. Cette corrélation est cependant très souvent utilisée dans la littérature, et c'est pour cette raison que nous la présentons.

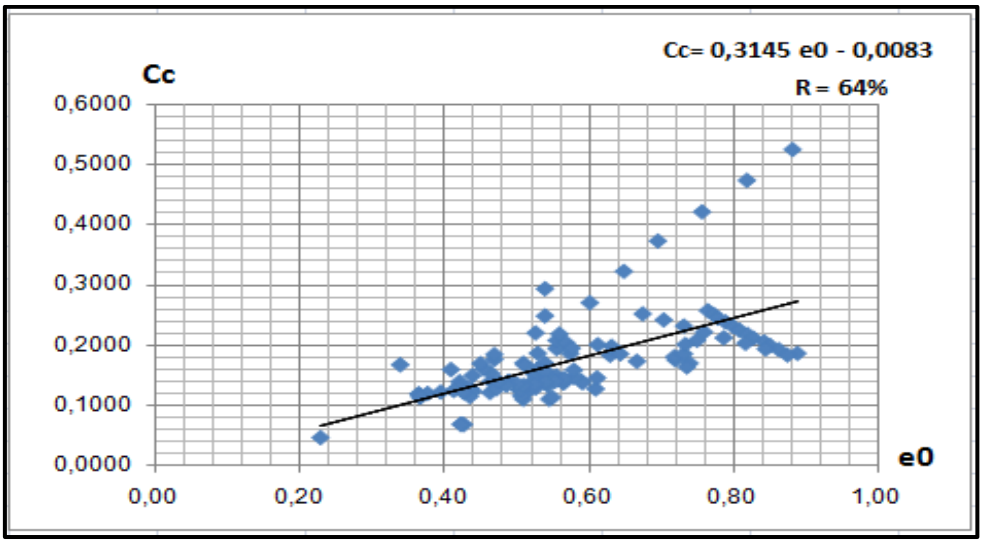


Figure III-1 : Corrélation entre Cc et e0.

III-4-2-Corrélations entre Cc et w :

Comme la précédente, cette corrélation est souvent utilisée dans la littérature.

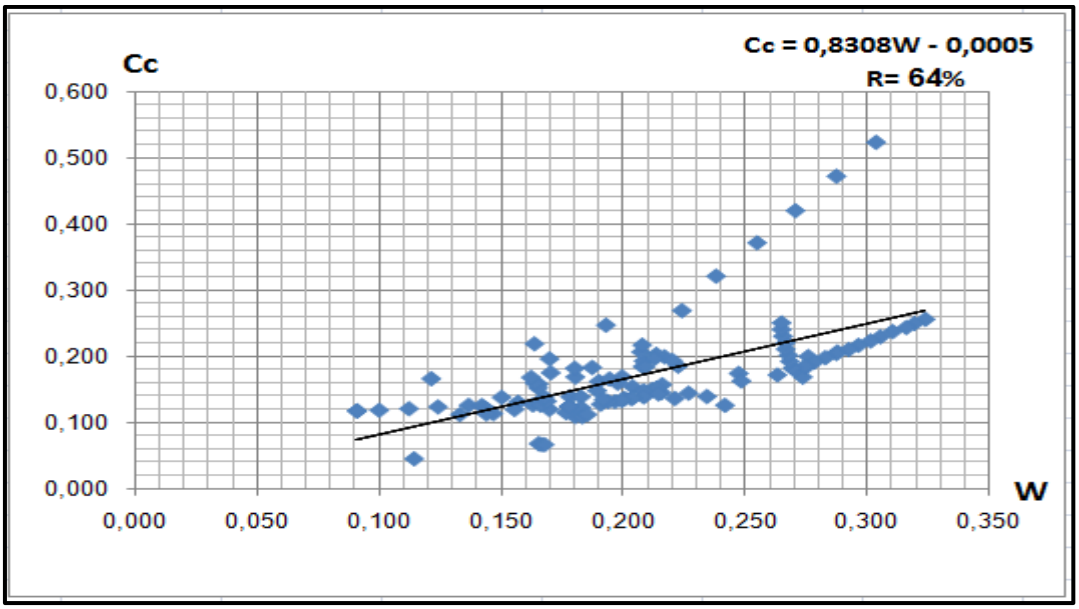


Figure III-2 : Corrélation entre Cc et W.

III-4-3-Corrélations entre Cc et Cs:

On prend toutes les valeurs de Cc et Cs assembles dans la base de donné, on les représente sous forme graphique de type nuage du point sachant que x sont les valeurs de Cc et y sont les valeurs de Cs, puis on procède a l'ajustement linéaire.

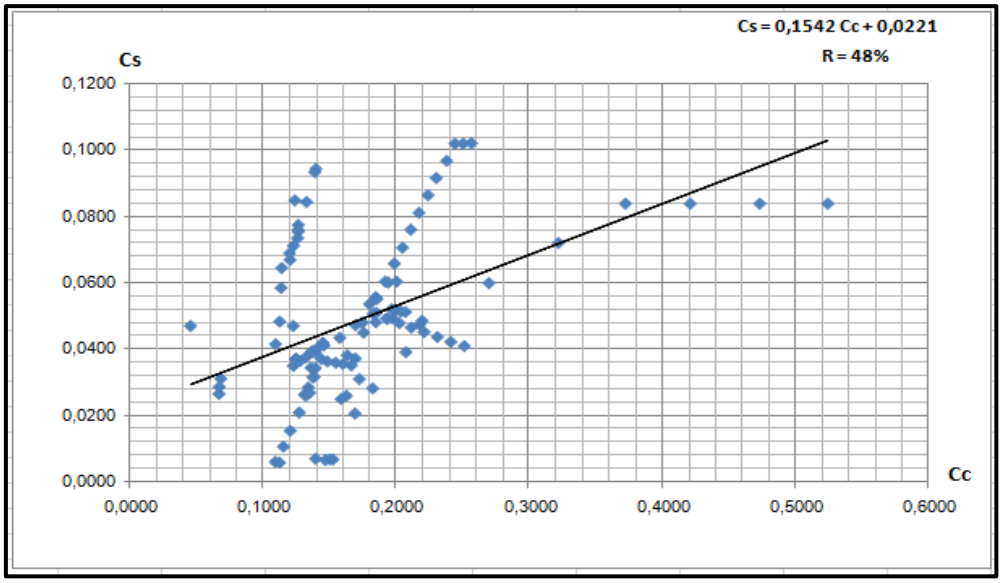


Figure III-3 : Corrélation entre Cc et Cs.

III-4-4-Corrélation entre Cc / (1 + e0) et e0 :

En suivant la même procédure de Cc et Cs pour la corrélation entre

Cc / (1 + e0) et e0 sachant que x sont les valeurs de e0 et y sont les valeurs de Cc / (1 + e0).

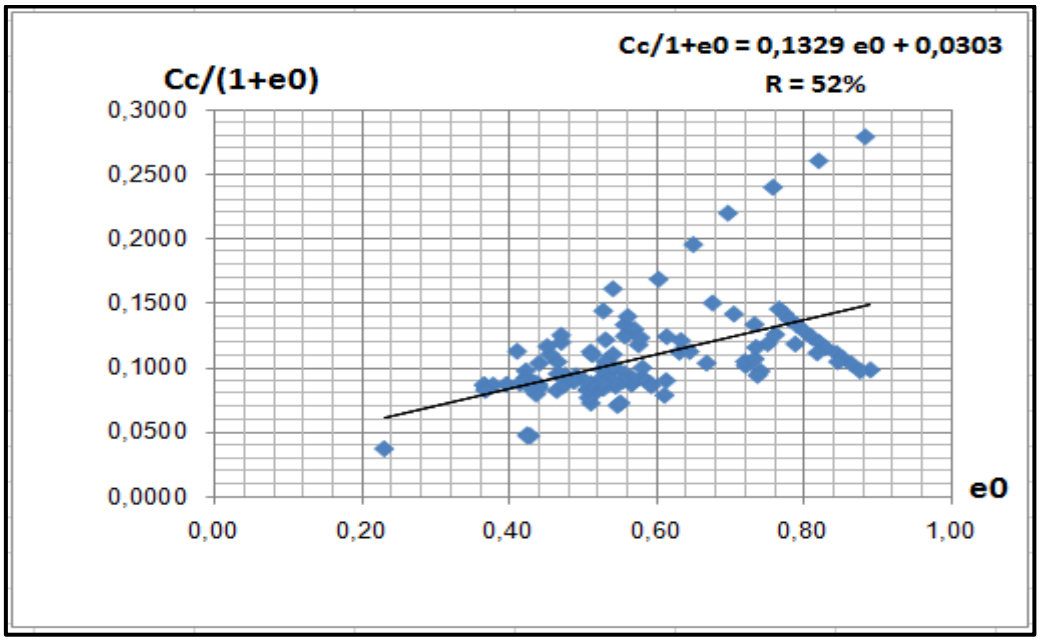


Figure III-4 : Corrélation entre Cc / (1 + e0) et e0.

III-4-5-Corrélation entre OCR et (Cu/ σ'V0) :

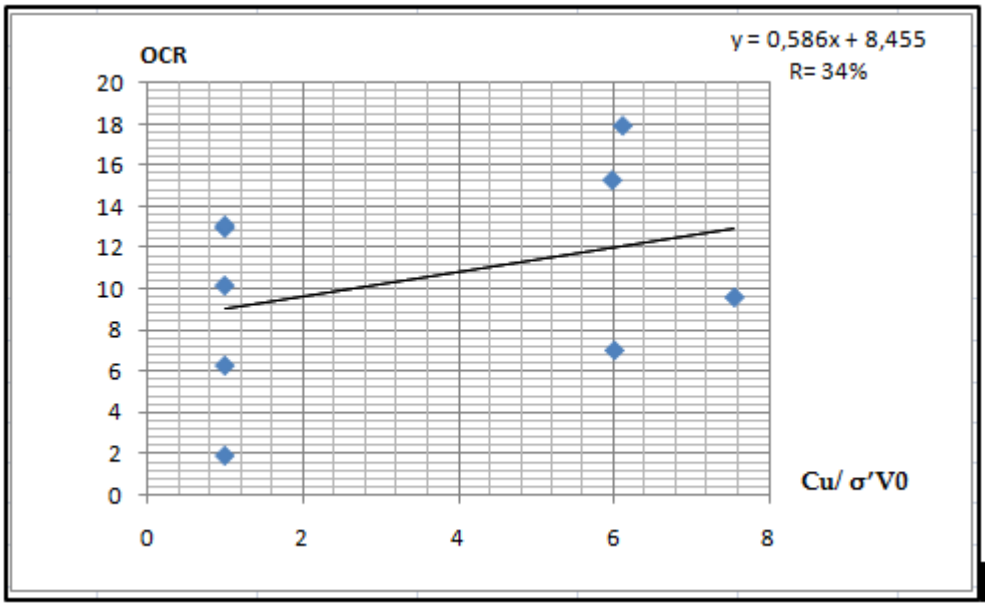


Figure III-5 : Corrélation entre OCR et Cu/ σ'V0 .

III-4-6- Corrélation entre Cc et γd :

A partir de la base de données mise au point dans le chapitre II, on a rassemblé tous les résultats trouvés de Cc et γd pour tous les sites.

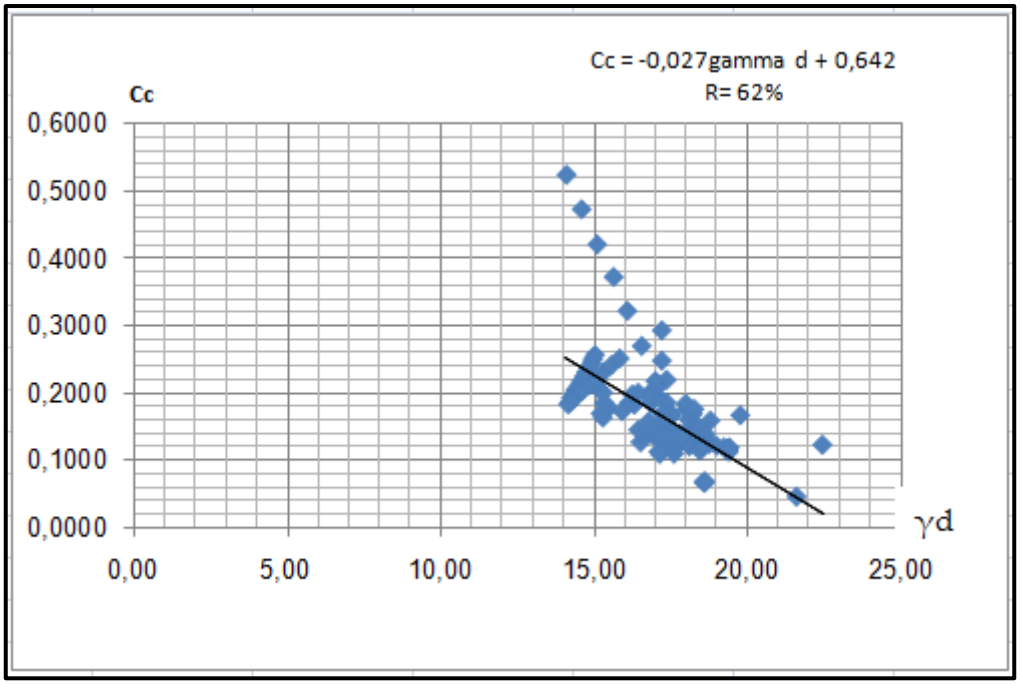


Figure III-6 : Corrélation entre Cc et γd .

III-4-7-Corrélation entre CR et Cc :

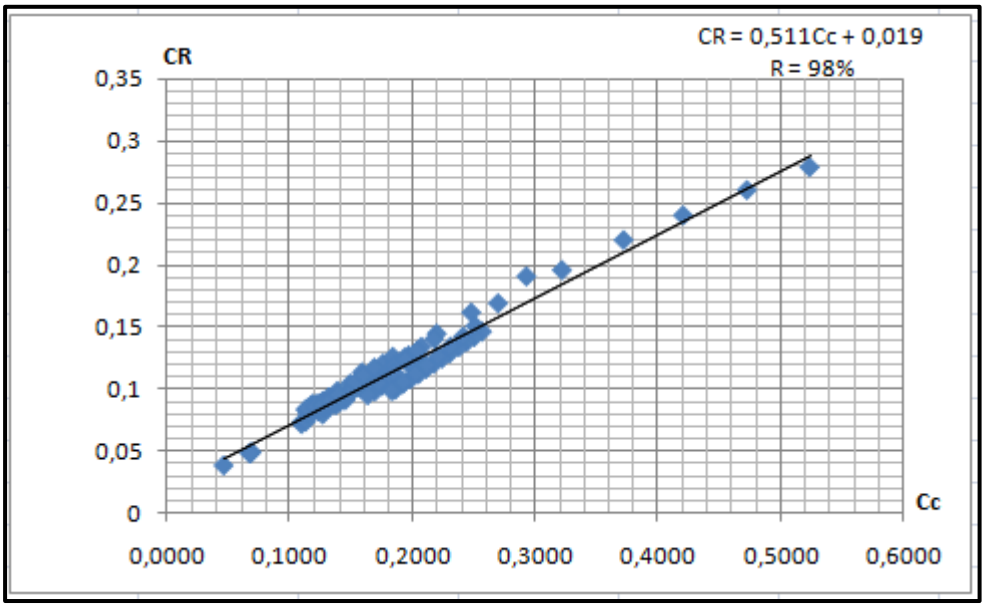


Figure III-7 : Corrélation entre CR et Cc .

IV-1- Introduction :

Le tassement du sol est sa déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids. Ce tassement peut avoir des conséquences non négligeables sur la stabilité des structures supportées par le sol.

Une branche importante de la géotechnique est constituée par l'étude des formations des structures, et parmi elles, la détermination des tassements. Cette connaissance des tassements doit être la plus complète possible pour le bon comportement ultérieur de l'ouvrage.

Au milieu sec la déformation est casée immédiate par contre dans un milieu parfaitement saturé, au début c'est l'eau qui reprend tout l'effort (surcharge) ;

On rencontre le tassement instantané dans les sols pulvérulents ; le tassement de consolidation est le tassement de fluage dans les sols fins et saturés.

Dans le tassement deux catégories sont à prendre en compte :

-tassement absolu qui est un déplacement uniforme de l'ensemble d'une structure vers le bas (toutes les fondations sous un ouvrage tassent de la même quantité).

-tassement différentiel qui se traduit par la différence de déplacement entre deux points d'une même structure.

Le but principal de ce chapitre est le calcul du tassement de consolidation sous une fondation superficielle en adoptant à la méthode oedométrique qu'on a considéré comme étant une méthode de référence qui est la plus utilisé en MDS.

Les résultats de corrélation trouves dans le chapitre III entre l'essai oedomètre et pressiométrique sont intégrés dans les expressions du tassement oedométrique pour calculer le nouveau tassement qu'on désigne par tassement pressiométrique S_c^{PMT}.

IV-2-Calcule de tassement :

On a procédé au calcule de deux tassement, le premier est le tassement œdométrique noté S_c^{oed}, Le deuxième tassement est toujours un tassement œdométrique dans le quel on va remplacer les paramètres œdométrique par les paramètres pressiométriques.

Le calcul du tassement de consolidation primaire se base en général sur les résultats de l'essai de compressibilité œdométrique. La méthode d'intégration du tassement par tranches est souvent utilisée .la valeur de la contrainte au milieu de la tranche sera la valeur moyenne représentative de $\sigma_v^{'}$ dans toute la tanche. Le découpage continue jusqu'à ce que $\Delta\sigma_v$ devient négligeable (chapitre 1).
Le calcul du tassement diffère selon que ($\sigma_v^{'} = \sigma_{v0i}^{'} + \Delta\sigma_v$) est supérieure ou inferieure à σ_c

Dans le cas où $\sigma_v^{'} < \sigma_c$

$$S_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0(i)} \left(C_s \cdot \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} \right)$$

Dans le cas où $\sigma_v^{'} > \sigma_c$

$$S_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0(i)} \left(C_s \cdot \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} + C_c \cdot \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right)$$

Le tassement œdométrique total :

$$Sc^{oed} = Sc(1) + \ldots\ldots + Sc(N)$$

Et pour le tassement pressiométrique on utilisés les corrélations trouver dans le chapitre 3 entre les deux essais (en laboratoire et in-situ).

Le calcul du module œdométrique est calculé par la formule suivante :

Et La déformation verticale ε est calculée du tassement mesuré Sc^{PMT} comme suit :

$$M = \frac{\Delta\sigma_v}{\varepsilon}$$

Avec : $\varepsilon = \frac{\Delta H}{h}$ et Δh : représente Sc^{PMT}

Donc : $Sc^{PMT} = \frac{\Delta\sigma_v * h}{M}$

La courbe reliant le rapport M / M0 à l'évolution relative des contraintes Δσv '/ σv0' donne deux droites de deux équations dans les deux cas ($\sigma'_v < \sigma_c$; $\sigma'_v > \sigma_c$).

Donc on a trouvé dans le chapitre 3 :

$$\sigma'_v < \sigma_c : \frac{M}{M0} = a\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} + b \text{ Donc : M =M0 (a } \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \text{ +b).}$$

$$\sigma'_v > \sigma_c : \frac{M}{M0} = c\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} + d \text{ Donc : M =M0 (c } \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \text{ +d).}$$

Le module Mo et la contrainte de préconsolidation σ_c sont relier par corrélation à la module pressiométrique Em et la pression limite PL (M0=$\alpha\ Em$; σ_c =$\beta\ Pl$), nous remplaçons ces valeurs dans la formule précédente on trouve :

$$\sigma'_v < \beta\ Pl \text{ : M = } \alpha\ Em \text{ (a } \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \text{ +b).}$$

$$\sigma'_v > \beta\ Pl \text{ : M = } \alpha\ Em \text{ (c } \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \text{ +d).}$$

En remplaçant la valeur de M dans l'expression du tassement $Sc^{PMT}=\frac{\Delta\sigma_V * h}{M}$

On trouve cette formule pour une tranche i

$$\sigma'_v < \beta\ Pl : Sc^{PMT} = \frac{\Delta\sigma_V * h}{\alpha\ Em\ (a\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} + b)}$$

$$\sigma'_v > \beta\ Pl \text{ : } Sc^{PMT} = \frac{\Delta\sigma_V * h}{\alpha\ Em\ (a\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} + b)}$$

IV-3-Confrontation avec les résultats de la littérature :

De nombreux auteurs ont proposé, après des études statistiques de résultats de laboratoire ou in-situ, plusieurs relations empiriques entre les paramètres mécaniques et d'autres paramètres physiques plus faciles à obtenir.

IV-3-1. Corrélation entre Cc et e0 :

D'après les corrélations faite par « Cozzolino (1961) relative à argiles de Brésil et celle de Nishida (1956) relative à des argiles diverses et celles de Hough (1957) relatives à des limons et argiles non organiques et à des sols fins organiques, »montré dans le tableau 01 ci-dessous ;

Nous pouvons conclure que l'équation de Hough (1957) est relativement proche de L'équation de sol algérien qu'on a trouvé sous forme : «**Cc= 0, 314 e0 - 0,008** ».

Le coefficient R de corrélation entre ces deux variables étudiés est : « R= 0.65 » donc cette corrélation est moyenne d'après la statistique

Références	Corrélation
Cozzolino (1961)	Cc = 0.43 (e0 - 0.25)
Nishida (1956)	Cc = 0.54 (e0 - 0.35)
Hough (1957)	Cc = 0.35 (e0 - 0.5)

Tableau IV **01 : Certaines des corrélations empiriques pour Cc en fonction de e0**

IV-3-2. Corrélation entre Cc et w :

La corrélation fonction de la teneur en eau de sol algérien qu'on a trouvé sous forme : « **Cc = 0,830 W - 0, 0005** » est différente de celles trouvées dans la littérature et qu'elles été proposer par « Dascal, Laroque et Terzaghi, Peck et Azzouz et al et Herrero » (tableau IV 02),

Le coefficient R de corrélation entre ces deux variables étudiés est : « R= 0.64 » donc cette corrélation est moyenne d'après la statistique.

Références	Corrélation
Dascal, Laroque (1973)	Cc = 0.042 w - 1.314
Terzaghi, Peck (1967)	Cc = 0.009 w - 0.090
Azzouz et al. (1976)	Cc = 0.010 w - 0.050
Herrero (1983)	Cc = 0.010 w - 0.075

Tableau IV 02 : Certaines des corrélations empiriques pour Cc en fonction de W

IV-3-3. Corrélation entre Cs et cc :

Toutes les corrélations donnant l'indice de gonflement en fonction de différentes caractéristiques du sol sont faibles. La seule qui donne de bons résultats est celle qui l'exprime par rapport à l'indice de compression. La relation approximative la plus connue est « Cs = Cc/10 » proposé par 'Dysli & Steiner, 2013', cette dernière semble être divergente par rapport à celle trouvé dans le sol algérien Sous forme « Cs = 0,1542 Cc + 0,0221 »

Le coefficient R de corrélation entre ces deux variables étudiés est : « R= 0.48 » donc cette corrélation est faible d'après la statistique

IV-3-4. Corrélation entre Cc / (1 + e0) et e0:

L'équation de corrélation obtenue de sol algérien sous la forme « CR = 0.132 $e_0^2 + 0.0303e_0 + 0.030$ », est complètement différents de les suggestions atteintes par « Leroueil, Tavenas (1983) et Moulin (1989) » (tableau IV-3).

Dans la littérature, ce type de corrélation n'est cependant pas très fréquent.

Le coefficient R de corrélation entre ces deux variables étudiés est : « R= 0.52 » donc cette corrélation est faible d'après la statistique

Corrélation	**Références**
CR = 0.65 e_0^2+ 0.15 e0 – 0.5	Leroueil, Tavenas (1983)
CR= 0.15 e_0^2+ 0.125 e0 – 0.025.	Moulin (1989**)**

Tableau IV 3 : Certaines des corrélations empiriques pour CR.

Avec : CR = ($\frac{Cc}{1+e0}$)

IV-3 -5. Corrélation entre OCR et (Cu/ σ'V0) :

L'OCR est très important car il permet d'apprécier le degré de surconsolidation des sols.

L'équation de corrélation résultante de sol algérien est « **OCR = 0,5862 (Cu/ σ'V0) + 8,4554** », on constate qu'elle est différente par rapport au résultat obtenu dans la

littérature « **OCR= 4,31 (CU / σ'V0**) » proposé par « Mayne et Mitchel (1988) » et qui concerne des argiles (probablement aussi des limons argileux) de consistance molle à moyenne

Le coefficient R de corrélation entre ces deux variables étudiés est : « R= 0.34 » donc cette corrélation est très faible d'après la statistique

IV-3-6. Corrélation entre Cc et γd :

D'après notre ajustement on a : « Cc = -0.0277 γd + 0.64 » et on le comparant avec les résultats des chercheurs « (G.L. Yoon, B.T. Kim) (2004) sur les terres côtières de Corée et par Lav & Ansal (2001) sur les sols de turque » (tableau 04) ; on se trouve que les deux équations semble différentes.

Le coefficient R de corrélation entre ces deux variables étudiés est : « R= 0.62 » donc cette corrélation est moyenne d'après la statistique

Corrélation	**Références**
Cc =2.4 –1.6 γd	G.L. Yoon, B.T. Kim (2004)
Cc = 1.15 – 0.66γd	G.L. Yoon, B.T. Kim (2004)
Cc = 0.618 – 0.975γd	Lav & Ansal (2001)

Tableau IV-04: Certaines des corrélations empiriques pour Cc en fonction γd.

IV-3-7. Corrélation entre CR et Cc :

L'équation obtenue est « CR = 0,5114 Cc + 0,0195 » on comparant avec la formule trouvé dans la littérature qu'elle été proposée par « Lo et Lovell (1982) » et qu'elle est exprimée comme : « CR = 0.139 Cc – 0.00327 » on se trouve une différence entre les deux.

Le coefficient R de corrélation entre ces deux variables étudiés est : « R= 0.98 » donc cette corrélation est forte d'après la statistique

Pour la réussite d'un projet de fondation, un ensemble important de mesures doit suivre tels que la reconnaissance des sols in situ et au laboratoire.

L'objectif principal de notre travail est de faire une contribution au calcul du tassement des fondations superficielles par l'analyse des données pressiométrique et oedométrique obtenu suite au traitement de différents rapports géotechnique réaliser dans la région nord Algérien.

Les corrélations faites entre des paramètres oedométrique et mécanique dans le but d'essayer de voir la possibilité d'existence de relation entre ces derniers.

Par la suit on a trouvé des résultats faibles à relativement acceptable avec les résultats trouvé par les chercheurs, ces résultats ont permis de constater que la corrélation est moyenne pour les mesures effectuées on comparant avec les formules établies par Dzwilewsk, Richards (1974) Azzouz et al (1976), Koppula ((1981), USACE (1990), Leroueil, Tavenas (1983) et Moulin (1989), en tenant compte du critère nature géologique de la formule.

Au terme de cette étude, on ne prétend pas trouver une relation finale mais son Intérêt principale réside sur le fait qu'elle sera prendre en compte pour autre étude ultérieur de ce genre pour enfin avoir des données statistiques représentatives afin d'affiner l'étude sur le choix des méthodes en l'adaptant au contexte de notre pays.

Ainsi, pour terminer, nous tenons à formuler des perspectives dans le souci de parfaire et de compléter ce travail :

- La poursuite de l'étude pour d'autres cas à travers des projets de fin d'étude afin d'affiner l'étude sur le choix des méthodes en l'adaptant au contexte de notre pays ;
- L'implication des entreprises qui sont spécialisées dans les études géotechniques pour le recueil de données statistiques.

Référence Bibliographique

[1] LERAU J (2005-2006)"Geotechnique1cours, chapitre 1" institut national des sciences appliquées de Toulouse.

[2] HAMIDOUCHE O et CHAOU S (2004) " Etude de renforcement du sol sous un bac pétrolier par CB, micro pieux – Bejaia, Construction Civile et Industrielle" Université Abderrahmane Mira, Bejaia.

[3] RAINI I (2017) " Etude géotechnique de la stabilité des sols pour la mise en place D'une chaussée, mémoire de fin d'étude ", Université Sidi Mohammed Ben Abdallah, Maroc.

[4]ARVOR Géotechnique (2011) " essai de cisaillement à la boite ", Norme NF P94-071-1 janvier 2011.

[5] ARVOR Géotechnique (2011) " essai œdométrique ", Norme NF P 94-090-1 janvier 2011.

[6]OTSMANE L (2011) "contribution au calcul du tassement des fondations superficielles pour les sols fins ", centre Universitaire Dr Yahia Fares de Médéa, Médéa.

[7] KHANOUCHE K et AOUDJANE R (2012) " Etude du comportement du remblai d'accès sur sols compressibles renforcés par colonnes ballastées", Abderrahmane Mira Bejaia.

[8] BOUAFIA Ali (2011) "conception et calcul des ouvrages géotechnique "pages bleues, Alger.

[9] Denis T et Vincent R(2014)"mécanique des sols: théorie et pratique 2e éd ", éditeur module, canada.

[10] BENKACI S et OUBRAHAM L (2015) " Calcul des fondations et étude de la stabilité de site d'implantation de la station d'épuration de Sidi Aïch, wilaya Bejaia " Université Abderrahmane mira, bejaïa.

[11] ZEMMOURI M et BELAKROUF W (2017) " calcul des fondations et évaluation des tassements d'un sol potentiellement gonflant abriant un ensemble immobilier " université de boumerdes, Alger

[12] Cours du fondation.

[13] Calcul de la capacité portante des fondations a partir des essais in situ.

[14] Géotechnique pour les techniciens.

[15]LERAU J (2005-2006) "Geotechnique1 cours, chapitre 3 " institut national des sciences appliquées de Toulouse.

[16] Jean Pierre M (2000) "déformabilité des sols tassements et consolidation" , (technique de l'ingénieur, c214-2)

[17] BOUAFIA Ali (2009) "calcul pratique des fondations et des soutènements "office des publication universitaire.

[18] BOUROKBA MRABENT S (2016) " Calcul pratique des fondations, polycopié" Université Mohamed boudiaf, Oran.

[19] ARABET L (2010) " modelisation numerique du tassement et De la consolidation des sols sous l'œdomètre" Université 20 Août 1955, Skikda.

[20] HOLTZ R. D et KOVACS W.D (1990); «Introduction à la géotechnique», Edition de l'école polytechnique de Montréal.

[21] CHAER SARA et HARRAK IBRAHIM ; «reconnaissance géotechnique in-situ»,

[22] «Essai in-situ» Chapitre 3 cours mécanique des sols II.

[23] http://www.enclair.net/Energie/reconnaisance-geotechnique.htm#haut

[24]https://www.etudier.com/dissertations/ReconnaissanceDesSolsPdf/476475.hl

[25] A. Parriaux «Cours de géologie de l'environnement (reconnaissance in-situ)».

[26] URIEN P., CHARLES N., GALIN R., GUILLON D (février 2017) ; «sondage miniers», tome 11 collection « la mine de France

[27]MOUSLIM.M et ARROUSSI.A (2018) "Etude d'une prospection géotechnique des sondages. Utilisation du logiciel SOLTESTS", Université Ahmed Draia. Adrar

[28]Essais géotechniques Partie II : Essais in-situ.

[29] Reconnaissance et essais géotechniques « Essai au pressiomètre Ménard »(2019) Norme Marocaine NM ISO 22476-4 IC 13.1.083

[30] Reconnaissance et essais géotechniques « Essai au pressiomètre Ménard »(janvier 2000) Norme française NF P 94-110-1

[31]MAHAMADOU IDRISSA (2008) " Recherche de corrélations entre essais au pressiomètre et au pénétromètre dynamique de type B", Université d'Artois

[32]S.T.S Bâtiment LABORATOIRE « reconnaissance de sol au pénétromètre dynamique » CESSA. TP15.

[33]DYSLI Michel (2001) "recherche bibliographique et synthèse des corrélations entre les caractéristiques des sols".

[34]McCabe, Sheil, Long, Buggy and Farrell (2013)"Empirical correlations for the compression index of Irish soft soils, roceedings of the Institution of Civil Engineers.

[35]MERAKEB (2018),"Etude des correlations entre les parametres physiques et mecaniques des sols de site de tamda",Mémoire de fin d'études. Tizi - Ouzou

[36]VASANWALA. ET SOLANKI(2017) "REGIONAL NORMALIZED EMPIRICAL CORRELATIONS FOR THE COMPRESSION INDEX (Cc) OF SOIL ".

[37]WINDA J.DJOENAILI (1985) " a compendium of soil properties and correlations " livre.