



République Algérienne Démocratique et Populaire



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Ghardaïa

N° d'enregistrement

/...../...../...../...../.....

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département Hydraulique et Génie Civile

Mémoire Pour l'obtention du diplôme de Master

Domaine : ST

Filière : Génie Civile

Spécialité : Structures

Titre :

**EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES
FONDATIONS SUPERFICIELLES ET PROFONDES
A PARTIR DES ESSAIS IN SITU**

Par :

CHITOURA Mohammed El Amine & MOULAY LAKHDAR Mohamed Amine

Devant le jury composé de :

DAHEUR H.Guesmia

Univ Ghardaïa

Président

AZZOUZ Fatima Zohra

Univ Ghardaïa

Examineur

AMIEUR Abdenacer

LTP.SUD

Encadrant

Année universitaire : 2023/2024

Résumé

Les fondations sont les éléments essentiels pour assurer la stabilité de la construction, ils doivent être conçus de manière à ce que le sol ne soit pas exposé à un affaissement par cisaillement ou effondrement. L'estimation de la capacité portante des fondations dépende essentiellement des caractéristiques du sol qui supporte les sollicitations transmises par la structure.

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations, ils tiennent en compte les caractéristiques du sol de fondation et la géométrie des fondations.

Les caractéristiques du sol sont déterminées soit par des essais de laboratoire ou par des essais in situ, le présent travail présente quelques méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations basées sur les résultats des essais in situ tel que le Pressiomètre, le pénétromètre statique et le pénétromètre dynamique.

Mots clés : Fondations, capacité portante, essais in situ, pressiomètre, pénétromètre, statique, dynamique.

Abstract

Foundations are essential elements to ensure the stability of construction. They must be designed so that the soil is not exposed to settlement due to shear or collapse. The estimation of the bearing capacity of foundations depends primarily on the characteristics of the soil that supports the loads transmitted by the structure.

There are several methods to evaluate the bearing capacity of foundations, which take into account the characteristics of the foundation soil and the geometry of the foundations.

The characteristics of the soil are determined either by laboratory tests or in-situ tests. This work presents some methods for evaluating the bearing capacity of foundations based on the results of in-situ tests such as the pressure meter, static penetrometer, and dynamic penetrometer.

Keywords: Foundations, bearing capacity, tests in-situ, pressure meter, penetrometer, static, dynamic

ملخص

الأساسات هي العناصر الأساسية لضمان استقرار البناء، ويجب تصميمها بحيث لا تتعرض التربة لهبوط ناتج عن القص أو الانهيار. تعتمد تقديرات قدرة التحمل للأساسات بشكل رئيسي على خصائص التربة التي تتحمل الأحمال المنقولة من الهيكل.

هناك عدة طرق لتقييم قدرة التحمل للأساسات، تأخذ في الاعتبار خصائص تربة الأساس وهندسة الأساسات.

يتم تحديد خصائص التربة إما عن طريق اختبارات مختبرية أو اختبارات ميدانية. يعرض هذا العمل بعض طرق تقييم قدرة التحمل للأساسات بناءً على نتائج الاختبارات الميدانية مثل جهاز الضغط، والمختبر الثابت، والمختبر الديناميكي.

الكلمات المفتاحية: أساسات، قدرة التحمل، أحمال، اختبارات ميدانية، جهاز الضغط، المختبر الثابت، المختبر الديناميكي.

إهداء

الحمد لله الذي أروى بني آدم في تركيبة عقله فأعطاه بذلك القدرة

على جعل وسيلته الكفاح وغايته النجاح

قال تعالى: "وقضى ربك أن لا تعبدوا إلا إياه وبالوالدين إحسانا"

على ضوء هذه الآية

إلى التي رفع الله مقامها وجعل الجنة تحت أقدامها أولى الناس بصحبتى إلى نبع الجنان

الصافي ذلك القلب الكبير وتلك النعمة الغالية الطاهرة صاحبة الفضل في تعلمي

إلى ملائكتي في الحياة إلى معنّى الحب والحنان إلى بسمّة الحياة وسر الوجود إلى من كان

دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي إلى أغلى الحبايب أمي الحبيبة

إلى من أحمل اسمه إلى أبي حفظه الله

إلى الذين كانوا لي مصباحاً ينير سواد ليلي وشموعاً توضح منعطفات سبيلي إلى أخي وأخواتي

وأساتذتي المحترمين

إلى القلوب الطاهرة الرقيقة والنفوس الصافية إلى كل الأصدقاء الأوفياء ورفقاء السنين

إلى كل من يعرفني من القريب أو البعيد

وبالختام إلى رمز الفداء إلى العظيمة فلسطين وإلى من زكو بدمائهم أرض هذا الوطن الحبيب

إلى الأبلغ منا جميعاً إلى شهداء ومرايطي فلسطين "أنتم البوصلة والعنوان الأول والأخير"

هيثورة محمد الأمين

إهداء

إلى من حثه الله على خدمتهما وطاقتهما قدر المستطاع إلى الوالدين الكريمين إلى أسرتي

العزيزة التي لا طالما عانيت معي لأتمم هذا العمل.

إلى " الوالدة الحنونة " التي ربته وسهرت على راحتي قبل راحتها، إلى من دافعت عني في

صغري قبل كبري، يا من يفيض وجدانها لفرحي ويموت لألمي ويحبها ويعيش لسعادتي، إلى من

ينفق قلبي لرؤيتها وتذبل جفوني بكاء لغضبها وتحن الروح لفراقها سألتها دعاء فأعطتني كتاب

ادعية، طلبت قطرة حبة فأهدتني بحرا

إلى من كلفه الله بالمهبة والوقار الى مشعلتي الذي به اهتديت ومظلتني التي بها احتفيت

وقدوتي التي لها انحنيت أبوي الغالي

إلى محل فخر واعتزازي إلى سندي في الحياة أخوتي وإلى اخواتي العزيزات الى إلى من سرنا

سويا ونحن نشق الطريق معا نحو الإبداع الى أصدقائي

إلى كل من وسعهم ذاكرتي ولم تسعهم مذكرتي

مولاي لخضر محمد الأمين

Remerciement

Louange à Dieu et merci à Dieu Tout-Puissant pour toutes ses bénédictions et sa générosité qui nous ont aidés, réunis et guidés nos pas pour achever cette humble œuvre

Dans de tels moments, la luciole s'arrête pour réfléchir avant d'écrire les lettres pour les combiner en mots.

Et il ne nous reste plus grand-chose à la fin.

D'après des souvenirs et des photos de nous avec des camarades qui étaient à côté de nous

Nous avons le devoir de les remercier alors que nous faisons notre premier pas dans la vie.

En particulier, nous exprimons nos sincères remerciements et notre gratitude à tous les éminents professeurs et à tous ceux qui se sont tenus sur les podiums et ont donné le résultat de leur pensée pour éclairer notre chemin de bonté, afin qu'ils aient toute notre appréciation et notre respect

Et à tous ceux qui nous ont accompagnés dans notre parcours académique, professeurs

Et tout le personnel de la Faculté des Sciences et Techniques de l'Université de Ghardaïa

Nous ne pouvons pas non plus manquer de remercier ceux qui ont été crédités de la rédaction de notre note de service.



Tableau des Matières

Tableau des matières

Table des matières:

RESUME	I
ABSTRACT	II
ملخص	III
إهداء	IV
إهداء	V
REMERCIEMENT	VI
LISTE DES TABLEAUX :	14
LISTE DES FIGURES :	16
LISTE DES ANNEXES :	19
LISTE DES ABREVIATIONS :	21
INTRODUCTION GENERALE.....	A

CHAPITRE01 : GENERALITES SUR LES FONDATION

1. DEFINITION :	3
2. ROLES DES FONDATIONS :	3
2.1. Rôles principaux	3
2.1.1. Charges verticales :	3
2.1.2. Charge horizontale :	3
2.2. Rôle secondaire :	5
3. TYPES DE FONDATIONS :	5
4. CHOISIR LE TYPE DE FONDATION :	6

Tableau des matières

5. LES FONDATIONS SUPERFICIELLES :	7
5.1. Semelle continues ou filante :	7
5.2. Semelle flexible :	8
5.2.1. Avantages	8
5.2.2. Inconvénients	8
5.3. Semelle rigide	8
5.3.1. Avantages	8
5.3.2. Inconvénients	8
5.4. Semelle isolée :	8
5.5. Le radier :	9
5.5.1. Pourquoi réaliser un radier :	10
6. FONDATIONS PROFONDES :	10
6.1. Types des fondations profondes :	10
6.1.1. Les pieux :	11
6.1.2. Barrettes	11
6.1.3. Puits	12
6.1.4. Micropieux	12
7. FONDATIONS SEMI-PROFONDES :	12
7.1. Définition :	12
8. LES PROBLEME DES FONDATIONS	12
8.1. INTRODUCTION :	12
8.2. SECURITE :	12
8.3. IMPACTS FINANCIERS :	13
8.4. FACTEURS ENVIRONNEMENTAUX ET EXTERNES :	14
8.5. TYPES DE PROBLEMES DE FONDATION :	15
8.6. OPTIONS DE REPARATION :	16
9. EN CONCLUSION :	16
 CHAPITRE 02 : PRESENTATION DES ESSAIS GEOTECHNIQUES IN SITU	
1. INTRODUCTION :	18

Tableau des matières

2. ESSAI PRESSIOMETRIQUE :	19
2.1. Introduction :	19
2.2. Définition :	19
2.3. Historiques :	20
2.4. Objet de l'essai :	20
2.5. Principe de l'essai :	21
2.6. Déroulement de l'essai :	21
2.7. Les différents types de pressiomètre :	21
2.7.1. Le pressiomètre avec forage préalable (PFP) (pressiomètre de LOUIS MENARD):	22
2.7.2. Le pressiomètre autoforeur (PAF) :	23
2.7.3. Les pressiomètres foncés (PMF) :	25
2.7.4. Le pressiomètre de fluage longue durée (DIFLUPRESS) :	25
2.8. Matériel de l'essai :	26
2.8.1. Contrôleur pression-volume CPV	26
2.8.2. Sondes :	28
2.8.3. Tubulures :	29
2.9. Résultats de l'essai :	30
2.9.1. Phase de compactage : $P < P_0$:	30
2.9.2. Phase pseudo-élastique $0 < P < P_f$:	30
2.9.3. Phase plastique $P_f < P < P_l$:	31
2.10. Présentation des résultats de l'essai :	32
2.11. Exploitation des résultats de l'essai :	32
3 L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE :	34
3.1. Définition :	34
3.2. Historique :	34
3.2.1. Principe de l'essai :	34
3.2.2. Description :	34
3.2.3. Puissance des appareils :	35
3.2.4. Mode de mesure du frottement latéral :	35
3.2.5. Système de mesure :	36
3.2.6. Vitesse d'enfoncement :	37
3.3. Présentation des résultats :	37
4. L'ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE	45

Tableau des matières

4.1. Introduction :	45
4.2. Le domaine d'utilisation :	46
4.3. Le principe de l'essai :	46
5. ESSAI STANDARD PENETRATION TEST « SPT »	54
5.1. Définition :	54
5.2. Historique :	54
5.3. Domaine d'application :	55
5.4. Principe de l'essai :	55
5.5. Appareillage :	55
5.5.1. Equipement de forage et tenue de la paroi :	55
5.5.2. Dispositif de battage :	55
5.5.3. Instrument de mesure :	56
5.6. Réalisation de l'essai :	56
5.7. Exploitation des mesures :	57
5.7.1. Enfoncement d'amorçage N0 :	57
5.7.2. Enfoncement d'essai N1 et N2 :	58
5.7.3. Paramètre N :	58
5.8. Interprétation des résultats.....	58
5.8.1. Correction 1 : terme de profondeur.....	58
5.8.2. Correction 2 : présence de la nappe.....	59
5.9. Limitation de l'essai :	59
6. Conclusion.....	61

CHAPITRE 03 : CALCUL DES FONDATIONS

1. INTRODUCTION :	63
2. LES FONDATIONS SUPERFICIELLES :	63
2.1. Considérations Générales :	63
2.2. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE :	64
2.2.2. A PARTIR DES ESSAIS DE PENETROMETRE STATIQUE:.....	68
2.2.3. A PARTIR DE L'ESSAI DE PENETROMETRE DYNAMIQUE :	69
2.2.4. APARTIR DE L'ESSAI SPT (Standard Pénétration Test)	69
2.3. CALCUL DU TASSEMENT :	70
2.3.1. A partir l'essai du pressiomètre Menard :	70

Tableau des matières

2.3.2. A Partir des essais pénétrométriques (statiques, SPT) :	74
3. LES FONDATIONS PROFONDES :	75
3.1. Introduction :	75
3.2. Considération générale :	75
3.3. Calcul la capacité portante :	75
3.3.1. A partir de l'essai pressiométrique	75
3.3.2. A partir de l'essai pénétrométrique statique :	82
3.3.3. A partir de l'Essai SPT (Standard Pénétration Test)	84
3.3.4. A partir l'essai Pénétromètre dynamique :	85
4. Conclusion.....	86

CHAPITRE 04 : CAS PRATIQUE -RESULTAT DES ESSAIS-

1. INTRODUCTION :	88
2. PRESENTATION DU PROJET :	88
3. FONDATION SUPERFICIELLE :	88
3.1. Calcul Capacité portant :	88
3.1.1. Par l'essai pressiométrique :	88
3.1.2. A partir de l'essai Pénétromètre dynamique	92
3.2. Calcul des tassements :	93
3.2.1. A partir l'essai du pressiomètre Menard	93
3.2.2.A partir des essais pénétrométrique (statique, SPT).....	95
4. FONDATION PROFONDE :	95
4.1. Calcul de la Capacité Portante :	95
4.1.1. Par la méthode pressiométrique.....	95
CONCLUSION GENERALE :	100
LISTE DES REFERENCES	103
ANNEXES.....	106



Liste des Tableaux

Liste des Tableaux

Liste des Tableaux :

Tableau 1 : Valeur de β suivant la nature du sol (Baguelin et al. 1978 (23)).....	24
Tableau 2: Très sûr consolidés ou cimenté [9].....	Error! Bookmark not defined.
Tableau 3: Très sur consolidés ou cimenté [9].....	43
Tableau 4: Caractéristiques normalisées des appaeils DPT [9]	50
Tableau 5: valeurs approchées de l'angle de frottement pour différentes valeurs de N [9} ...	58
Tableau 6: Valeurs du facteur de portance k_p [9]	65
Tableau 7: classification des sols et des roches d'après le Fascicule 62 – Titre V du CCTG [9}	66
Tableau 8: Coefficient Rhéologique [9}	72
Tableau 9 : Coefficient rhéologique α [9}	72
Tableau 10: Valeurs du facteur de portance k_p	79
Tableau 11: réducteurs ρ_p et ρ_s pour les profilés métalliques ouverts à la base (9)	81
Tableau 12: valeur de k_c (9).....	83
Tableau 13: calcul de α et $q_{sl\ max}$ (9)	84
Tableau 14: Sondage pressiométrique n°01	Error! Bookmark not defined.
Tableau 15: Sondage pressiométrique n°02 :	90
Tableau 16: Tableau Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993).....	91
Tableau 17: résultats contrainte ultime	91
Tableau 18: Tableau récapulatif des résultats de Pénétromètre dynamique, PD20	92
Tableau 19: Coefficients de forme λ_c et λ_d	93
Tableau 20 : Coefficient rhéologique α	94
Tableau 21 : résultat de tassement.....	95
Tableau 22: SP01.....	96
Tableau 1: SP02.....	97



Liste des Figures

Liste des Figures

Liste des Figures :

Figure 1: la structure porteuse transmet toutes ces charges au sol par l'intermédiaire des fondations (1).....	4
Figure 2: la structure porteuse transmet toutes ces charges au sol par l'intermédiaire des fondations [1].....	4
Figure 3: Classification des Fondation [2]	6
Figure 4: Semelle Continue [3]	7
Figure 5: Semelle Filante [3].....	7
Figure 6: Semelle Isolée [3].....	9
Figure 7: un radier [3].....	10
Figure 8: un pieu [4]	11
Figure 9: Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard [5]	23
Figure 10: Pressiomètre autoforeur - Interprétation de la courbe pressiométrique [6]	24
Figure 11: contrôleur pression volume [auteurs].....	27
Figure 12: Sonde [auteurs]	28
Figure 13: Tubulures [auteurs]	29
Figure 14: Courbe pressiométrique Ménard type - exemple pour calculer les paramètres [7]	30
Figure 15: Résultats corrigés d'une courbe pressiométrique [5]	31
Figure 16: Forage pressiométrique [13]	33
Figure 17: principe de pénétromètre statique [8].....	36
Figure 18: Le principe de l'essai de pénétration de Terzaghi [8]	37
Figure 19: Schéma du pénétromètre statique [8].....	38
Figure 20:: Le premier cône Néerlandais 1932 (Sanglerat, 1972) [8]	38
Figure 21: Cônes de pénétromètre mécanique [8].....	39
Figure 22: Exemple de résultats d'essai de pénétration statique [8].....	40
Figure 23: Estimation de la nature des sols d'après qc et Rf [8}	41
Figure 24: Graphe du comportement du sol d'après l'essai du CPT (Robertson et al., 1986 mises à jour par Robertson 2010) [9]	41
Figure 25: Graphe du comportement du sol d'après l'essai du CPT.....	43
Figure 26: Schéma des principaux constituants d'un pénétromètre dynamique [9]	47
Figure 27: Exemple de présentation des résultats de pénétromètre [10].....	51
Figure 28: Principe du Panda [11]	52
Figure 29: Schématisation des états limites ultimes selon l'Eurocode 7 (traduit de Harris & Bond, 2008) [12]	64
Figure 30 facteur de portance pressiométrique pour une semelle carrée [15].....	67

Liste des Figures

Figure 31: facteur de portance pressiométrique pour une semelle filante [15}	67
Figure 32: Principe de Calcul de la Résistance de Cone Equivalant.....	68
Figure 33: Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation [14]	74
Figure 34: Définition de l'encastrement equivalent [14]	76
Figure 35 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre [14]	77
Figure 36: Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu [14]	78
Figure 37: Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé [14]	80
Figure 38: Section A et périmètre P à considérer pour les pieux tubulaires et les Profilés métalliques ouverts à la base [14].....	81
Figure 39: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art [14].....	82



Listes des Annexes

Liste des Annexes

Liste des Annexes :

Annexe 1 : Diapographie de forage de chantier RN 23 PK298+000 de Oued Medsous SP01	106
Annexe 2 : Diapographie de forage de chantier RN 23 PK298+000 de Oued Medsous SP02	107



Liste des Abréviations

Liste des Abréviation

LISTE DES ABREVIATIONS :

CPV	Contrôleur Pression Volume
PFP	Le pressiomètre avec forage préalable
PAF	Le pressiomètre auto foreur
PMF	Le pressiomètre foncé
Pf	La pression de fluage
PL	La pression limite
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
σ_{hs}	Pression horizontale des terres au repos
Pa	Pression atmosphérique
SPT	L'essai standard pénétration test
Ple*	Pression limite nette équivalente
ELS	Etats limites de service
ELU	Etats limites ultimes
mř	La masse cumulée en Kg



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Les fondations sont des éléments essentiels dans un projet de construction car la durabilité de la structure dépend de leur qualité. Les fondations supportent toutes les charges - permanentes, temporaires et opérationnelles - et les transfèrent au sol. Il est donc crucial qu'elles soient calculées et exécutées avec soin.

Cela confère aux fondations un rôle majeur, en faisant d'elles un point critique dans la construction. Par conséquent, il est important de minimiser les risques autant que possible. Ces risques ne proviennent pas seulement de la structure soutenue, mais aussi de l'environnement environnant, en particulier du sol. En effet, le sol est un matériau comme un autre, mais il est souvent très hétérogène et partiellement inconnu en raison de ses caractéristiques naturelles. Cependant, la nature et la résistance mécanique du sol peuvent faire une grande différence dans la construction. Cela souligne l'importance de comprendre la nature du sol de fondation. Cette compréhension est obtenue grâce à des tests en laboratoire ou sur le terrain, qui détermineront ses caractéristiques et contribueront significativement au choix final du type de fondation. En effet, ancrer les fondations dans un sol stable, avec des risques minimisés à court, moyen et long terme pour les changements physiques, est préférable.

Dans notre mémoire nous allons présenter quelques méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations et sont basées sur les résultats des tests géotechniques réalisés sur le sol en place (essais in situ).

Nous avons consacré notre travail sur les essais les plus utilisés en Algérie, notamment ; les essais Pressiométrique, les essais aux pénétromètre dynamique (CPT), l'essai au pénétromètre dynamique (PDL) et aussi les essais de pénétration standard (SPT).

Nous avons présenté le mode de réalisation de chaque essai, les équipements utilisés et les résultats obtenus, dans un autre contexte, nous avons présenté les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations en utilisant les résultats des essais suscités.

Pour une meilleure compréhension des méthodes de calcul présentées nous avons présenté des exemples pratiques de quelque projets étudiés au niveau du Laboratoire des Travaux Publics du Sud (L.T.P.Sud) .

En fin une conclusion général a été tirée, présentant l'intérêt de la mémoire.



**CHAPITRE01 : GENERALITES
SUR LES FONDATION**

1. DEFINITION :

Les fondations d'un bâtiment représentent l'élément fondamental qui permet de transmettre et de répartir les charges exercées par la structure sur le sol. Leur conception varie en fonction de la nature du terrain et de sa capacité à supporter le poids de la construction. Faisant partie intégrante du gros-œuvre, les travaux de fondation sont cruciaux pour la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, car ils assurent la résistance de la structure face aux contraintes externes et aux conditions climatiques. En cas de conception inadéquate, des problèmes tels que des fissures, des infiltrations d'eau ou même l'affaissement de l'édifice peuvent survenir, compromettant ainsi la sécurité et l'utilité du bâtiment

2. ROLES DES FONDATIONS :

2.1. Rôles principaux :

2.1.1.Charges verticales :

- Comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs.
- Comme les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le poids de la neige.

2.1.2.Charge horizontale :

- Comme des charges permanentes telles que la poussée des terres,
- Comme les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent.

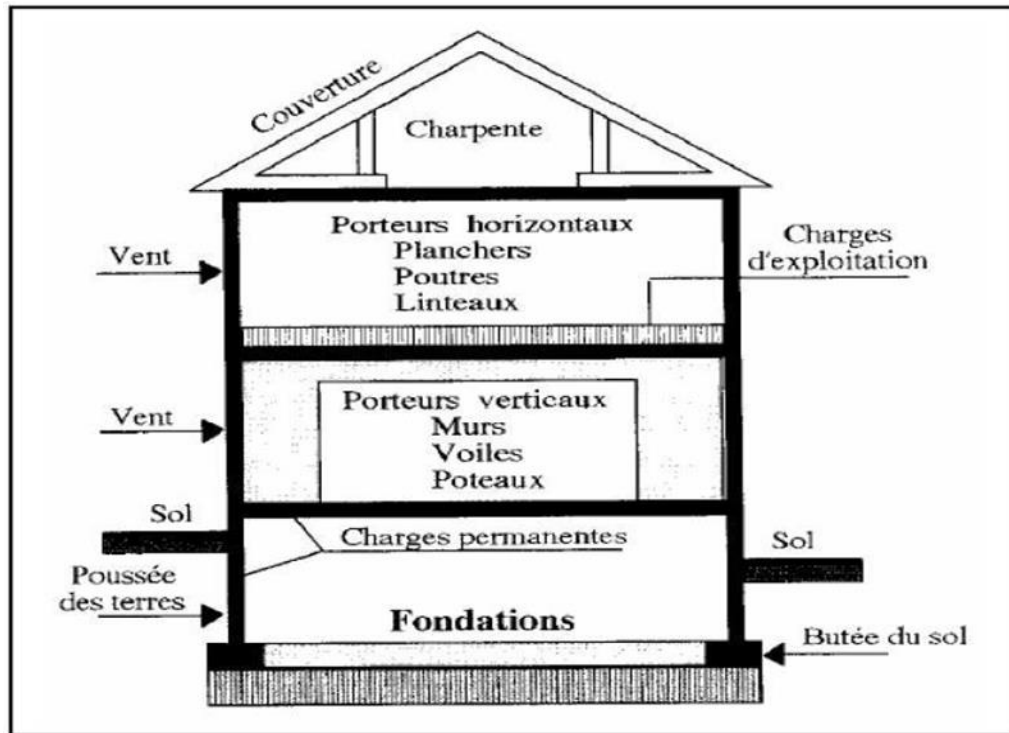


Figure 1.1: la structure porteuse transmet toutes ces charges au sol par l'intermédiaire des fondations (1)



Figure 2.1: la structure porteuse transmet toutes ces charges au sol par l'intermédiaire des fondations [1]

2.2. Rôle secondaire :

- La fondation doit résister elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.
- L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.
- Pas de glissement horizontal : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales (poussées du vent, des terres...) de pousser l'ouvrage horizontalement.
- Pas de basculement : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
- Pas de déplacement vertical : Le sol doit être suffisamment résistant pour éviter l'enfoncement du bâtiment de manière uniforme ou dissymétrique (tassements différentiels entre deux parties solidaires de l'ouvrage) et le bâtiment doit être suffisamment lourd pour éviter les soulèvements dus à l'action de l'eau contenue dans le sol (poussée d'Archimède).
- Une fondation doit être durable. Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.

3. TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations superficielles : Elles sont indiquées lorsque le sol permet une bonne stabilisation. Ce sont des fondations de faible profondeur Une fondation est dite superficielle si $D < 1,5 B$

Les fondations profondes (fondations sur pieux) : Elles sont utilisées lorsque le sol résistant est très profond ou que l'ouvrage est d'une structure importante. Le creusement des fondations est alors à plus de 6 mètres Si $D > 6B$ la fondation est dite profonde

Les fondations semi-profondes : La structure est la même que pour des fondations profondes, mais le creusement ne descend pas au-delà de 6 mètres Si $1,5B < D < 6B$ la fondation est semi profonde.

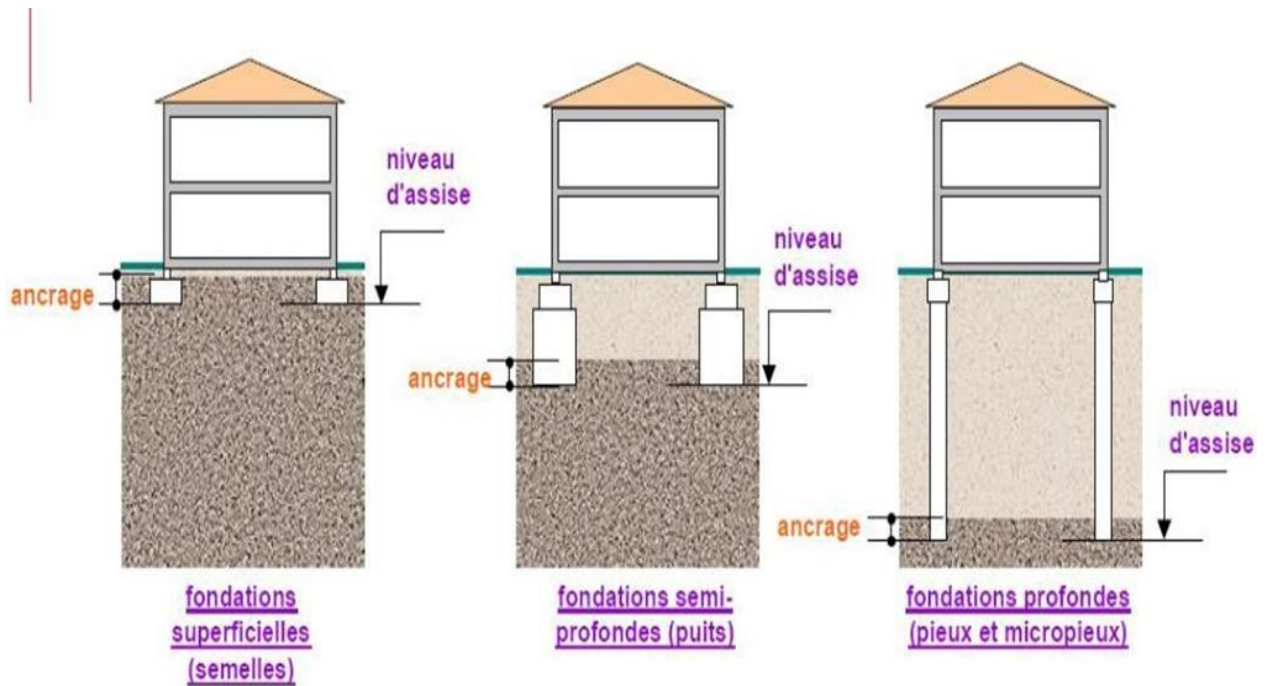


Figure 3.1: Classification des Fondation [2]

4. CHOISIR LE TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation approprié est effectué en fonction des facteurs suivants :

- ✓ Exigences structurelles : cela inclut le type, la fonction et l'utilisation prévue du bâtiment, ainsi que ses dimensions principales et sa sensibilité aux différents types d'affaissement.
- ✓ Charges structurelles : il est nécessaire de prendre en compte les valeurs des charges vivantes et mortes, ainsi que les types et valeurs des autres charges, et comment elles sont réparties et transférées au sol.
- ✓ État du sol : il est important de tenir compte de la résistance, de la compressibilité et des propriétés expansives ou collapsibles du sol, ainsi que de la manière dont les charges sont transférées dans celui-ci. Il convient également de considérer la présence de couches de remblai, leur volume, ainsi que l'impact de la présence de produits chimiques dans le sol. (3)

5. LES FONDATIONS SUPERFICIELLES :

La fondation superficielle, aussi appelée fondation directe, transmet directement les efforts sur les couches proches de la surface. Elle est utilisée sur un terrain de bonne qualité, ce qui signifie que le sol doit posséder une bonne capacité portante. C'est le type de fondation le plus courant pour les habitations.

Les différents types de semelles SUPERFICIELLES sont :

5.1. Semelle continues ou filante :

Habituellement, elle est utilisée sous un mur continu (voile) avec une armature de chaînage et une armature transversale qui servent à équilibrer la flexion de la semelle par rapport au soubassement.

On peut distinguer 2 types de semelles continues :

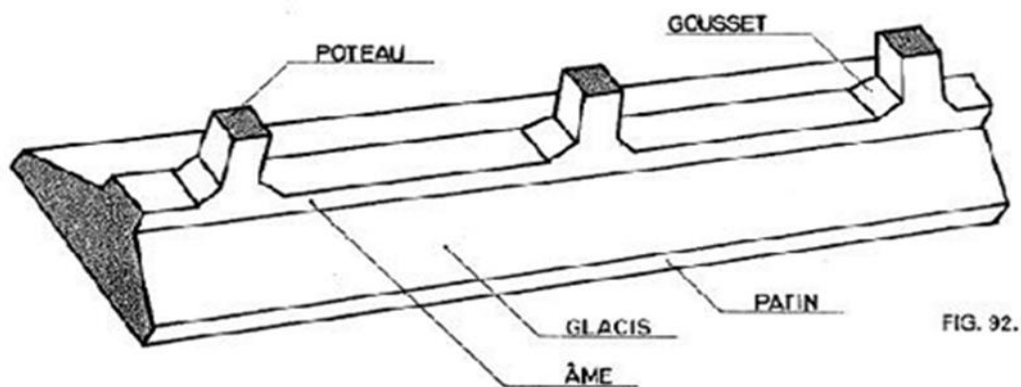


Figure 4.1: Semelle Continue [3]

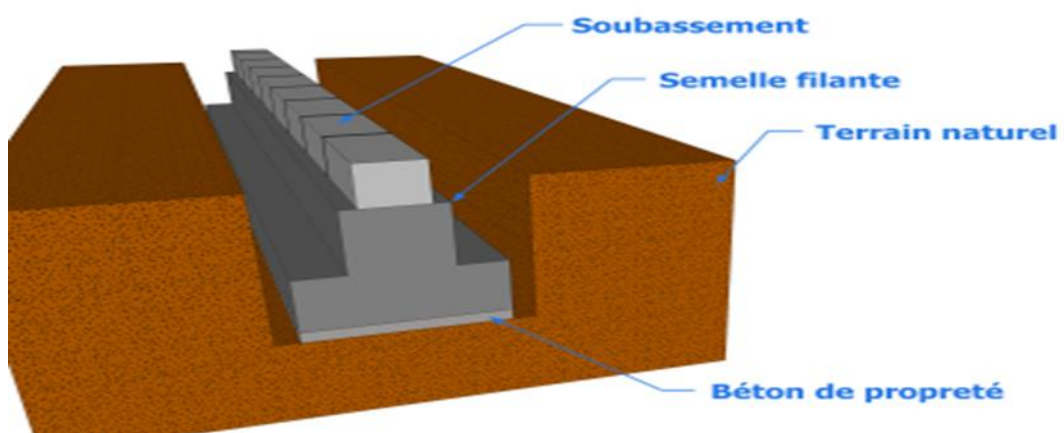


Figure 5.1: Semelle Filante [3]

5.2. Semelle flexible :**2.1. Avantages :**

- Moins encombrante.
- Le cube de béton sera réduit.
- Elle présentera une meilleure résistance.

5.2.2. Inconvénients:

- Elle nécessite beaucoup plus d'aciers.
- Son exécution est plus compliquée.
- La pression maximale se présentera sur le sol supérieur.

5.3. Semelle rigide :**5.3.1. Avantages :**

- On utilise un béton de faible dosage
- Son exécution est plus simple
- Aucune majoration de dépression du sol

5.3.2. Inconvénients :

- Elle est plus encombrante.
- Le cube de béton utilisé est important.

5.4. Semelle isolée :

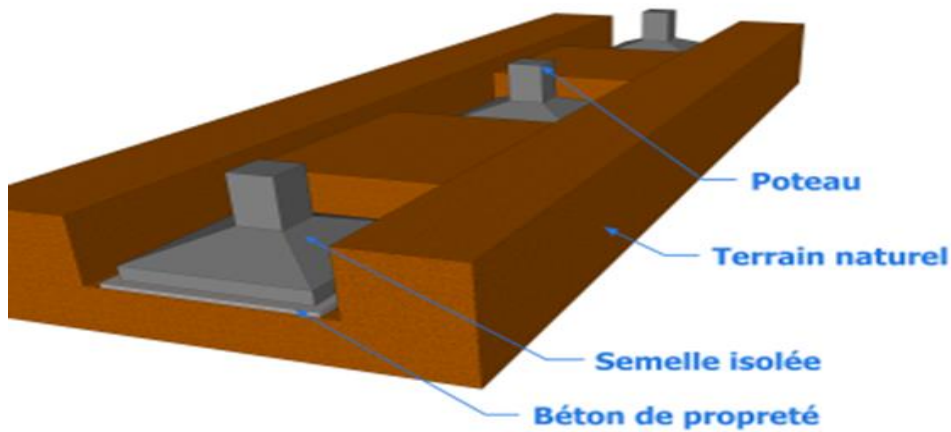


Figure 6.1: Semelle isolée [3]

Généralement, elle est utilisée sous les poteaux isolés, les poteaux de rive, les poteaux d'angle ou les poteaux intérieurs. Elle se présente sous une forme géométrique proche du carré ou du rond. Leurs armatures sont assez basses afin de reprendre la flexion de la semelle par rapport à la charge apportée par le fût.

5.5. Le radier :

- Le radier est une dalle porteuse continue de béton armé coulée à même le sol, qui sert d'assise stable (fondation) à l'ensemble de la construction et également de plancher bas.
- Le radier est une fondation superficielle. En ce sens où il est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment.
- Le radier est conçu pour assurer la répartition des charges. La totalité de la surface au sol est donc sollicitée, contrairement à d'autres types de fondations telles que des semelles isolées ou bien des semelles filantes.
- Sa structure est simple. Le radier est assimilable à une dalle de béton armé de 20 à 35cm d'épaisseur.
- Le radier travaille de manière inversée à une dalle ou à un dallage classique. (3)

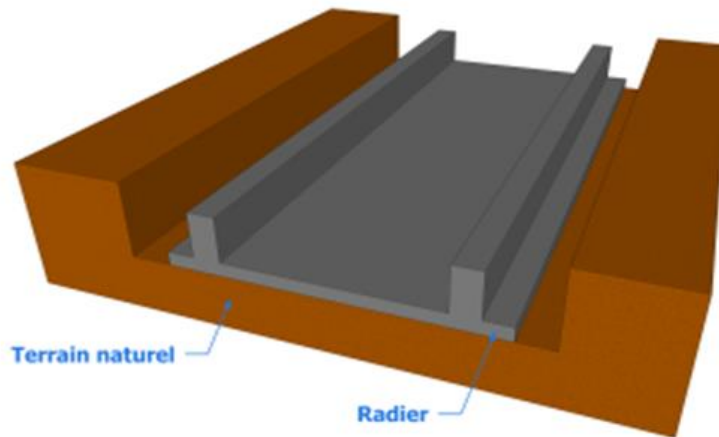


Figure 7.1: un radier [3]

5.5.1. Pourquoi réaliser un radier :

- De la faible capacité portante du sol.
- Des charges élevées du bâtiment (exemple : immeuble).
- Du rapprochement des poteaux.
- De la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant.

6. FONDATIONS PROFONDES :

La fondation profonde est une alternative utilisée en présence de sols meubles. Ce type de fondation est plus coûteux, mais présente l'intérêt d'être utilisable quelles que soient les contraintes du sol (zone sableuse, marais asséché, etc.). Enfin les fondations spéciales (cuvelage, fondation parasismique, etc.).

6.1. Types des fondations profondes :

De nombreux types de fondations profondes sont disponibles pour réaliser les fondations de structures de génie civil, telles que par exemple des fondations de piles ou de culées d'ouvrages d'art. Elles se présentent sous forme de :

- Pieux.
- Barrettes.
- Puits.

5.1.1.LES PIEUX :

Les pieux ont en général forés. On distingue plusieurs types, selon la technique utilisée pour les réaliser.

- Les pieux forés simples : ces pieux sont réalisés par mise en œuvre du béton de bas en haut à l'aide d'une colonne de bétonnage, après mise en place d'une cage d'armatures dans un forage exécuté préalablement sans soutènement des parois.
- Les pieux forés tubés : le maintien des parois est assuré par un tubage métallique provisoire.
- Les pieux forés boue : le maintien des parois est dans ce cas assuré, pendant le forage, par une boue thixotropique à base de bentonite (mélange d'eau et de bentonite). Après descente dans le forage d'une cage d'armature, l'excavation est remplie de béton à l'aide d'une colonne de bétonnage.
- Les pieux forés à la tarière creuse : l'exécution est réalisée à l'aide d'une tarière. Le béton est mis en place au fur et à mesure de l'extraction du sol par la tarière.

Note : Les pieux peuvent être aussi façonnés à l'avance sous forme d'éléments préfabriqués en béton armé, mis en place par battage ou par vibro-fonçage.

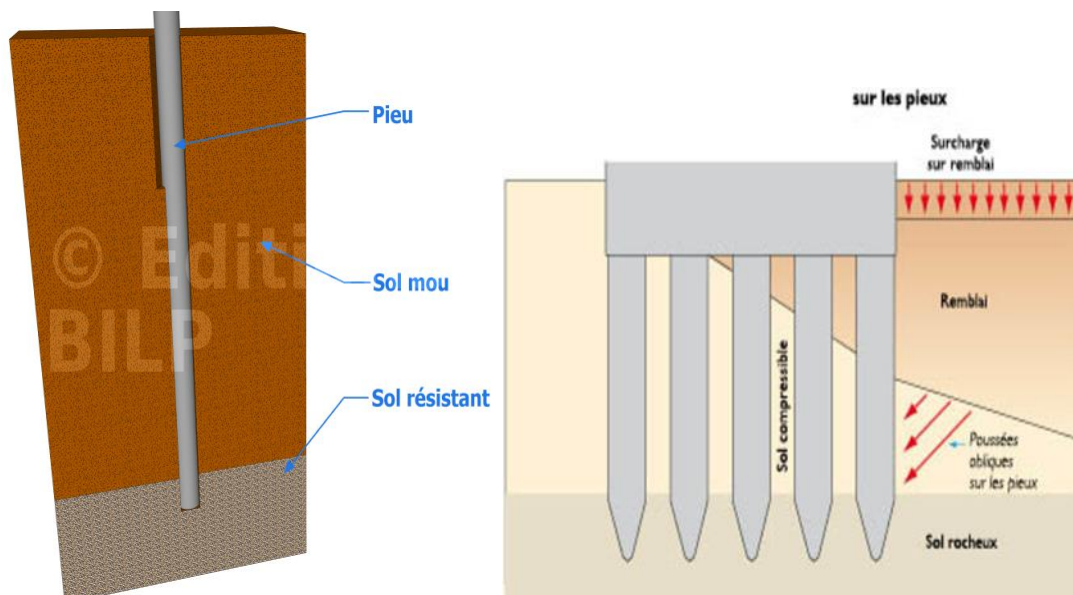


Figure 8.1: un pieu [4]

5.1.2.BARRETTES :

L'exécution des barrettes reprend le principe de celui des pieux forés boue, mais s'en distingue par l'utilisation d'un outil de forage de forme différente (benne à câble, benne hydraulique, ou « fraise »), qui confère à la fondation une section rectangulaire

5.1.3.PUITS :

Le creusement des puits est, en général, effectué par des moyens manuels ou de petits matériels d'excavation. Les parois sont soutenues, au fur et à mesure du creusement, par des blindages. Après creusement, la fondation est bétonnée à sec.

5.1.4.MICROPIEUX

Les micropieux sont des pieux de diamètre inférieur à 250 mm Le forage est, en général, équipé d'armatures et rempli d'un mortier ou d'un coulis de ciment par gravité, au moyen d'un tube plongeur ou par injection. Si la nature du sol le permet, des micropieux en béton façonnés à l'avance peuvent être mis en place par battage ou fonçage.

6. FONDATIONS SEMI-PROFONDES :

6.1.Définition :

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure, telle qu'un bâtiment, vers le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m. Elles prennent appui sur des puits. Ces puits sont des fondations de forme parallélépipédique ou cylindrique, de section supérieure à 80 cm et pouvant aller jusqu'à 1,50 m.

7. LES PROBLEME DES FONDATIONS

7.1.INTRODUCTION :

Les problèmes de fondation sont un problème courant rencontré par de nombreuses structures. Ils peuvent survenir en raison de plusieurs facteurs, allant des mauvaises conditions du sol aux pratiques de construction incorrectes. Même si certains problèmes de fondation semblent mineurs, ils peuvent avoir des conséquences graves s'ils ne sont pas résolus. Dans cette section du blog, nous expliquerons pourquoi les problèmes de fondation sont importants et ce que vous devez savoir à leur sujet :

7.2.SECURITE :

L'une des principales raisons de l'importance des problèmes de fondation est la sécurité. Une fondation endommagée peut représenter un danger important pour l'intégrité structurelle du bâtiment. Des fissures dans les murs ou les plafonds, des planchers inégaux et des portes qui ne se ferment pas correctement sont autant de signes de problèmes de fondation qui peuvent entraîner à l'avenir des problèmes plus importants. Si aucune mesure n'est prise, ces problèmes peuvent mettre en danger la sécurité de votre maison, de vous-même et de votre famille.

7.3.IMPACTS FINANCIERS :

Les problèmes de fondation peuvent également avoir des répercussions financières importantes. Les réparations nécessaires peuvent être coûteuses, tout comme les dommages causés par les réparations. D'autre part, les problèmes de fondation peuvent être une zone de négociation pour obtenir un prix plus bas lors de l'achat ou de la vente d'une propriété.

Certains des problèmes associés aux fondations et à la construction sont :

- ❖ Absence d'étude de site et de recherche sur le sol, ou étude insuffisante en termes de nombre, de profondeur et de type de pieux.
- ❖ Description incorrecte du sol du site, en négligeant la précision dans la détermination des propriétés du sol.
- ❖ Changements futurs dans les propriétés du sol et dans le niveau de la nappe phréatique.
- ❖ Absence d'analyse chimique du sol et des eaux souterraines.
- ❖ Creusement à une profondeur dépassant celle des fondations des structures voisines sans mener les études et les précautions nécessaires, ou en raison d'une différence de niveau de fondation ou du creusement à côté d'un bâtiment ancien.
- ❖ Utilisation inappropriée des méthodes de drainage des eaux souterraines ou de pompage des eaux souterraines d'un puits voisin, ou pour faire face à l'infiltration d'eau souterraine à partir d'une excavation adjacente.
- ❖ Présence de sources de vibrations excessives ou de passage de véhicules lourds à proximité d'un bâtiment existant.
- ❖ Déséquilibre des forces horizontales ou exposition de la couche de fondation

aux secousses sismiques.

- ❖ Surcharge du sol, du bâtiment ou d'une partie de celui-ci, ou à proximité immédiate du bâtiment.
- ❖ Affaissement total ou relatif inégal du sol.
- ❖ Utilisation de types de fondations inadaptés ou non conformes aux dimensions requises.
- ❖ Installation de différentes parties du même ouvrage sur des couches de sol différentes ou réalisées de manière incorrecte.
- ❖ Corrosion des armatures dans les fondations et les éléments proches du sol.
- ❖ Détérioration du béton ordinaire et armé exposé à l'eau souterraine.
- ❖ Infiltration d'eau dans les murs, les planchers et les sous-sols, entraînant un affaissement des planchers, des dommages aux installations électriques et téléphoniques, ainsi qu'une détérioration du plâtre et du marbre.

7.4. FACTEURS ENVIRONNEMENTAUX ET EXTERNES :

Les facteurs environnementaux et externes peuvent également contribuer aux problèmes de fondation. Par exemple :

- **Le type de sol** : les maisons construites sur un sol expansif, comme l'argile, peuvent être soumises à des mouvements de sol importants, ce qui peut entraîner une déviation et des fissures dans les fondations. D'autre part, les bâtiments construits sur un sol rocheux ou sablonneux peuvent être plus stables et moins sujets aux problèmes de fondation.
- **L'eau** : les constructions situées dans des zones à fortes précipitations ou à proximité de plans d'eau peuvent être plus exposées aux problèmes de fondation en raison de la quantité d'eau absorbée par le sol. De plus, un mauvais système de drainage peut entraîner une accumulation d'eau autour des fondations, ce qui peut entraîner un déplacement du sol et des fissures dans les fondations.
- **Les racines des arbres** : les arbres plantés à proximité d'un bâtiment peuvent causer des dommages importants aux fondations, en particulier s'ils sont plantés près du bâtiment. Pour éviter cela, vous pouvez installer une barrière

contre les racines des arbres. Une barrière contre les racines des arbres est une barrière physique qui empêche les racines des arbres de pousser près des fondations. Il existe différents types de barrières contre les racines des arbres et un concepteur de paysage professionnel peut vous aider à choisir l'option appropriée.

7.5.TYPES DE PROBLEMES DE FONDATION :

Ces facteurs peuvent entraîner des problèmes graves s'ils ne sont pas résolus. Nous aborderons différents types de problèmes de fondation :

- **Fissures dans les fondations** : Les fissures dans les fondations sont un problème courant pour les bâtiments. Ces fissures peuvent être causées par divers facteurs, notamment la subsidence, le mouvement du sol et les dommages causés par l'eau. Bien que les petites fissures puissent ne pas être préoccupantes, les grandes fissures peuvent indiquer un problème plus grave.
- **Fissures dans les murs** : Les fissures dans les murs sont l'un des signes les plus évidents d'un problème de fondation. Ces fissures peuvent être verticales ou horizontales et peuvent apparaître à différents endroits, y compris autour des portes et des fenêtres. Même si les petites fissures ne sont pas nécessairement un signe de problème grave, les grandes fissures ou celles qui continuent de s'agrandir avec le temps doivent être traitées immédiatement.
- **Subsidence** : La subsidence se produit lorsque le sol sous la fondation se déplace ou s'affaisse, entraînant un effondrement de la fondation. Cela peut entraîner des fissures dans la fondation et d'autres problèmes structurels. La subsidence peut être causée par plusieurs facteurs, notamment les mauvaises conditions du sol, la mauvaise conception des fondations et les dommages causés par l'eau.
- **Problèmes d'humidité** : Les problèmes d'humidité peuvent poser de graves problèmes aux fondations, car un excès d'humidité peut entraîner divers problèmes, notamment la croissance de la moisissure, la pourriture du bois et les dommages aux fondations. L'humidité peut pénétrer dans les fondations de diverses manières, notamment par un mauvais drainage, des tuyaux endommagés et des niveaux d'humidité élevés.

7.6. OPTIONS DE REPARATION :

Si vous découvrez des problèmes de fondation, il existe de nombreuses options de réparation disponibles. Les meilleures options dépendent de la gravité du problème et de sa cause. Certaines des options de réparation courantes comprennent :

- Remplissage des fissures de fondation avec de l'époxy ou du polyuréthane pour traiter les fissures de fondation. Cela peut aider à empêcher l'eau de s'infiltrer dans les fissures et de causer d'autres dommages. Cependant, si les fissures sont importantes, il peut être nécessaire de consulter un professionnel pour déterminer les meilleures mesures à prendre.
- Installation de piliers ou de supports sous la fondation pour faire face à la subsidence. Ces appareils peuvent aider à stabiliser la fondation et à prévenir toute autre subsidence. Cependant, il est important de consulter un professionnel pour déterminer les meilleures mesures à prendre, car le type de pilier ou de support utilisé dépend des conditions spécifiques du problème de fondation.
- Installation d'une barrière contre les racines des arbres peut aider à prévenir les dommages causés par les racines des arbres aux fondations. Une barrière contre les racines des arbres est une barrière physique qui empêche les racines des arbres de pousser près des fondations. Il existe différents types de barrières contre les racines des arbres et un concepteur de paysage professionnel peut vous aider à choisir l'option appropriée.

9. CONCLUSION :

Les problèmes de fondation sont un problème sérieux qui peut avoir des conséquences importantes sur la sécurité et la stabilité d'un bâtiment. Il est important de prendre des mesures pour identifier et résoudre les problèmes de fondation dès qu'ils se produisent afin d'éviter des dommages plus importants à l'avenir. Si vous rencontrez des problèmes de fondation, il est recommandé de faire appel à un professionnel qualifié pour évaluer la situation et recommander les meilleures solutions de réparation. (11)

**CHAPITRE 02 :
PRESENTATION DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES IN SITU**

1. Introduction :

Les essais in-situ sont des mesures physiques directement sur le terrain. Les données récupérées sur le terrain sont traitées par les ingénieurs.

Les essais sont principalement :

- L'essai pressiométriques (réalisé dans un sondage).
- L'essai pénétrométrique statique et dynamique (mesure directe de résistivité du sol par enfoncement d'une pointe) et l'essai SPT (standard pénétration test).
- Des essais de vérification de compacte de terrain (essai de plaque, pénétromètre léger type Panda).

2. ESSAI PRESSIOMETRIQUE :

2.1. Introduction :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement statique pratiqué dans le sol en place au cours duquel on mesure l'expansion de la paroi d'un forage à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable en fonction de la pression appliquée au sol par cette sonde.

L'interprétation de cet essai et l'exploitation des résultats est complexe. Deux grandes tendances sont apparues : dans l'une, on utilise les résultats primaires dans un système d'exploitation dérivé à la fois de la théorie et de l'observation [Ménard, 19, Ménard, 1963] pour dimensionner les fondations de différents types d'ouvrages, dans l'autre, à partir des mesures, on déduit les paramètres rhéologiques du sol soit analytiquement [Baguelin, 1972] soit par la technique des méthodes inverses [Cambin et al., 1989].

Une deuxième particularité concernant le pressiomètre est celle de l'influence de la mise en œuvre, même dans le cadre de l'essai normalisé. Les premières sondes pressiométriques ont été mises en place dans des forages réalisés à l'avance : le remaniement éventuel des parois de ce forage ainsi que le temps d'attente entre la réalisation du forage et celle de l'essai, qui tend à provoquer une légère relaxation des contraintes au bord de la cavité, peuvent modifier les résultats. Cette méthode reste toutefois majoritairement utilisée.

Pour réduire ces aléas est né le concept de pressiomètre autoforeur [Baguelin et al., 1973]. Il existe également des pressiomètres dont les sondes sont foncées dans le sol par battage [Amar, 1983] ou par vérinage (à l'aide par exemple d'un bâti de pénétromètre statique). Enfin, il existe des appareils pressiométriques destinés au rocher, généralement appelés dilatomètres en forage, dont la mise en œuvre et le dépouillement des résultats peut se faire de la même manière que pour le pressiomètre Ménard. Ce dernier ne fait pas l'objet de ce projet de fin d'études.

2.2. Définition :

L'essai pressiométrique 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. L'essai pressiométrique est le seul essai qui permet d'obtenir une relation contrainte-déformation du sol en place.

2.3. Historiques :

L'idée de l'essai d'expansion latérale du sol revient à l'Allemand Kögler vers les années 1930, dans le but de mesurer un module de déformation du sol. En raison des difficultés rencontrées à l'époque, l'appareil n'était pas opérationnel. De plus, l'inventeur n'a pas su en interpréter correctement les résultats et l'appareil a été immédiatement abandonné. C'est en 1957 qu'un jeune ingénieur français, Louis Ménard, a repris l'idée en la perfectionnant en ajoutant deux cellules de garde à la cellule de mesure centrale, au cylindre gonflable de Kögler, en évitant l'expansion de celle-ci vers le forage et rendant ainsi l'essai interprétable. L'appareil est devenu rapidement opérationnel en raison du progrès des cellules constituées de caoutchouc, admettant de grandes déformations et surtout l'invention des tubulures de plastique, semi-rigides rendant possible la réalisation d'essais en profondeur. Mais l'apport de Louis Ménard, surtout consiste à définir les caractéristiques pressiométriques des sols et à mettre au point des règles d'interprétation pour le dimensionnement des fondations, et depuis plusieurs générations de pressiomètre ont été développées.

2.4. Objet de l'essai :

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. Cet essai fait l'objet de la norme française NF P 94-110-1.

Les informations recueillies grâce au forage ainsi que les caractéristiques mécaniques obtenues lors des essais permettent :

- D'apprécier la succession des couches de sol et éventuellement leur nature ;
- De définir l'aptitude des terrains à recevoir certains types de constructions et d'orienter le.
- Choix des fondations d'ouvrages ;
- De dimensionner les fondations ;
- D'évaluer les déplacements des structures en fonction des sollicitations auxquelles elles sont
- Soumises.

2.5. Principe de l'essai :

Le procédé consiste à introduire dans le sol, une sonde cylindrique dilatable (figure 1). Cette sonde est reliée à un appareil de mesure pression-volume, appelé Contrôleur Pression Volume (CPV), situé à la surface du sol. L'essai permet d'obtenir une courbe "pression appliquée-volume injecté", représentative de la relation contrainte-déformation jusqu'à la rupture du sol en place. Pour cela on injecte de l'eau sous pression dans la sonde de mesure qui vient déformer le sol. Le volume injecté et la pression appliquée sont mesurés. Le volume d'eau injecté nous renseigne sur la déformation du sol, et la pression de l'eau nous renseigne sur la contrainte reprise par le sol

2.6. Déroulement de l'essai :

Le mode de mise en place de la sonde, est lié à la nature des sols, à leur état, à la présence ou non d'une nappe et descendre la sonde dans un trou de forage réalisé préalablement de diamètre d_t tel que d_t moins de $1.15d_s$ (d_s = diamètre extérieur maximal de la cellule centrale).

L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde V en fonction de la pression appliquée p . La pression p mesurée à l'indicateur de pression est augmentée progressivement par paliers de pression de pas Δp constants. Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant une durée Δt de 60 secondes. Le temps pour appliquer le pas de pression Δp doit être inférieur à 10 secondes. Une fois l'essai terminé, le déchargement se fait sans palier. Un essai d'expansion est conduit jusqu'à l'obtention de la pression limite. Si cette pression ne peut être atteinte, l'essai est considéré comme terminé s'il comporte un minimum de huit paliers et la pression de 5 MPa a été atteint dans la cellule centrale de la sonde. À chaque palier il faut noter la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde au moins aux temps $t=15$ s ; $t=30$ s ; $t=60$ s.

Deux sondages consécutifs ne doivent pas être réalisés à une distance inférieure à 0,75 m (23)

2.7. Les différents types de pressiomètre :

Plusieurs générations de pressiomètre ont vu le jour. Ils se classent en quatre grandes familles, se différenciant par leur méthode de mise en place. On distingue :

- ✓ Le pressiomètre avec forage préalable (PFP).
- ✓ Le pressiomètre autoforeur (PAF).
- ✓ Le pressiomètre foncé (PMF).
- ✓ Le pressiomètre de fluage longue durée (DIFLUPRESS).

2.7.1. LE PRESSIOMETRE AVEC FORAGE PREALABLE (PFP) :

Les pressiomètres avec forage préalable sont installés dans une cavité légèrement surdimensionnée. Ces appareils peuvent être mise en œuvre dans tous les types des sols et les roches tendres. L'exemple de ce type d'appareil, est le pressiomètre de LOUIS MENARD 'il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place, effectuée grâce à une sonde dilatable radialement introduite dans un forage réalisé avant. L'essai permet d'obtenir une courbe de variation de volume du sol en fonction de la pression appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place.

On détermine trois paramètres :

- Le module de déformation du sol (module de Ménard) EM.
- La pression de fluage Pf.
- La pression limite PL.

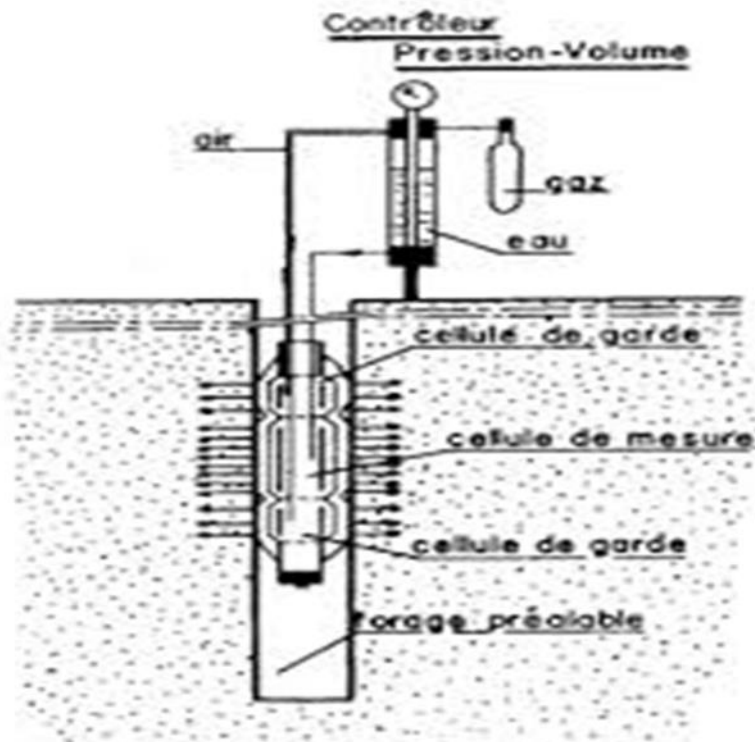


Figure 9.2: Schéma de principe de l'essai pressiométrique Ménard [5]

2.7.2. LE PRESSIOMETRE AUTOFOREUR (PAF) :

Les premiers pressiomètre autoforeur (PAF), ont été développés indépendamment au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en 1972 (Baguelin et al. 1972 ; Baguelin et al., 1978) et l'université de Cambridge en 1973 (Worth et Hugues, 1973 ; Hugues et al., 1977). Le but de ces appareils est de s'affranchir des problèmes liés au préforage, notamment au déchargement des parois de la cavité qui se poursuit entre la fin du forage et la mise en place de la sonde de mesure.

Les pressiomètres autoforeurs sont équipés d'un système de forage et sont donc mis en place directement, avec le minimum de remaniement du sol. Les courbes pressiométriques obtenues à partir du PAF ne présentent pas la phase de recompressions observée sur les courbes issues du pressiomètre Ménard (Figure 07). La pression de départ est donc la pression totale horizontale des terres au repos (P_0), et la concavité de la courbe est monotone. Le chargement peut se faire à pression ou à déformation contrôlée.

Pour une utilisation pratique de la courbe pressiométrique, Baguelin et al. (1978), ont été amenés à définir plusieurs modules : un module initial tangent G_{p0} , deux modules de cisaillement sécants G_{p2} et G_{p5} définis entre la pression P_0 et les pressions P_2 et P_5 (P_i est la

pression correspondant à la déformation $\Delta V/V_0 = i \%$). Le module d'Young est alors donné par l'expression de Lamé :

$$E = 2(1+\nu) G \quad (I.2)$$

Baguelin et al., ont également défini un coefficient d'identification des sols, noté β , qui caractérise l'allure des courbes $\Delta V/V_0 = f(P)$.

Le coefficient d'identification caractérisant le type de sol est défini en fonction des pressions P_0 , P_5 et P_{20} par la relation suivante.

$$\beta = P_{20} - P_5 / P_{20} - P_0$$

Le comportement du sol au cisaillement affecte la forme de la courbe pressiométrique, le coefficient β dépend donc de la nature du sol. Baguelin et al (1978). Donnent la classification présentée le tableau suivant :

Tableau 2 : Valeur de β suivant la nature du sol (Baguelin et al. 1978 (23))

	Argiles Sensibles	Argiles	Sables Compressibles	Sables Dilatants	Sables très dilatants
$\beta\%$	<25	[25,40]	[35,50]	[25,40]	>60

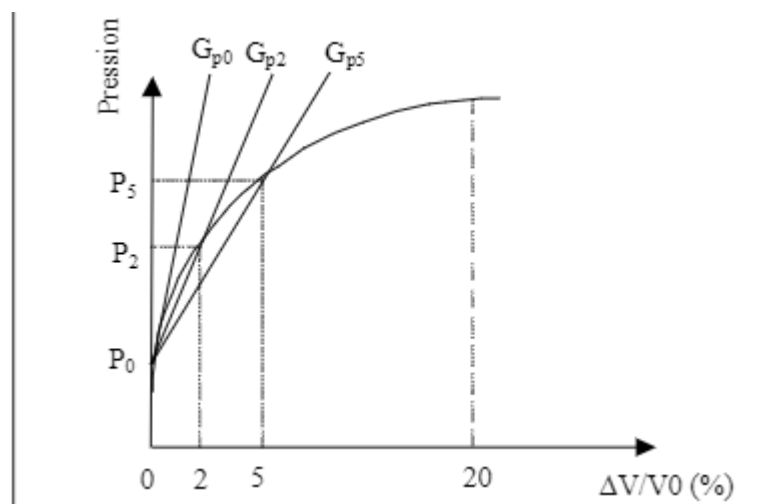


Figure 10.2: Pressiomètre autoforeur - Interprétation de la courbe pressiométrique [6]

Dans la catégorie des pressiomètres autoforeurs, certains ont été développés avec un système de mesure de la pression interstitielle au niveau de la sonde pressiométrique. Le premier pressiomètre ainsi équipé est issu des travaux de Baguelin (1973) au LCPC. Dès 1977, le pressiomètre autoforeur de Cambridge est équipé de capteurs de pression interstitielle placés sur la membrane de la sonde (Worth, 1977). En 1990, un pressiomètre autoforeur développé par l'IFP sous le nom WSBP destiné à la reconnaissance des sols en mer permet également d'avoir accès à la mesure de la pression interstitielle à la paroi de la cavité de forage au cours de l'essai.

2.7.3. LES PRESSIOMETRES FONCES (PMF) :

Les pressiomètres foncés sont mis en place par battage, ou vérinage dans le sol. Ils regroupent le pressio-pénétrromètre (LCPC-Ménard, 1978) et le pressiomètre Stress probe (1977) à sonde creuse. Ils étaient originellement conçus pour une utilisation en mer.

2.7.4. LE PRESSIOMETRE DE FLUAGE LONGUE DUREE (DIFLUPRESS) :

Le pressiomètre de fluage longue durée a été développé par EDF-GDF dans le but d'étudier les tassements à très long terme des fondations des centrales nucléaires (Leidwanger C., 1993). La sonde pressiométrique est similaire à celle des PAF. La différence entre ces deux types de pressiomètre provient du système de chargement qui permet dans le cas du DIFLUPRESS d'effectuer des essais à charge constante de très longue durée. Le système de mise en pression de la sonde est de type "Dashpot" : le piston est chargé par une série de poids permettant d'exercer une pression constante dans le temps, indépendamment de la déformation de la sonde.

C'est l'un des essais in situ les plus répandus dans le monde, étant relativement ancien et largement utilisé dans le domaine du génie civil. L'idée d'enfoncer des tiges dans le sol pour mesurer sa résistance remonte à loin. Elle a été développée par Collin en 1846, qui a utilisé une aiguille de type Vicat de 1 mm de diamètre et pesant 1 kg pour mesurer la cohésion de différents types d'argile de consistance variée.

Suite aux progrès réalisés dans le domaine de la géotechnique, plusieurs travaux ont été entrepris pour le développement de cette méthode d'investigation. Dans ce contexte, le développement de cet essai a débuté en 1932 aux Pays-Bas, aux laboratoires de mécanique des sols de Delft. Entre 1932 et 1937, P. Barentsen a mis au point le premier pénétrromètre

statique, qui s'est rapidement répandu en raison de son caractère pratique et de son interprétation facile.

De son côté, Terzaghi, en 1953, a fait appel aux expériences menées en 1929 aux États-Unis (à New York) pour la détermination de la résistance à la pénétration des sables en utilisant le pénétromètre statique. Son expérience visait à déterminer certaines caractéristiques d'un dépôt de sable glaciaire de 30 m d'épaisseur sur une roche.

2.8. Matériel de l'essai :

L'ensemble du matériel pressiométrique comprend :

2.8.1. Contrôleur pression-volume CPV

Il est rempli d'eau et connecté à la sonde de mesure par des tubulures coaxiales en rilsan. Il permet d'envoyer l'eau, jusqu'à une pression d'au moins 5 MPa, d'un gaz comprimé et de mesurer le volume injecté par un tube gradué aussi permet de régler avec précision la pression dans la sonde en vue de réaliser le chargement statique du sol en place, et de suivre l'évolution des paliers de chargement. (23)



Figure 09 - Contrôleur pression volume.

Figure 11 .2 :contrôleur pression volume [auteurs].

2.8.2. Sondes :

- a. La sonde pressiométrique : est introduite dans une cavité pré-forée, légèrement surdimensionnée, réalisée soit à la tarière à main, soit de manière mécanique suivant la nature de sol. Elle comporte trois cellules :
- b. Une cellule de mesure : (d'un diamètre compatible avec les diamètres des outils de forage usuels) constituée d'un tube métallique revêtu d'une membrane en caoutchouc gonflée avec de l'eau, exerçant une pression radiale sur les parois du forage.
- c. Deux cellules de garde de même conception, disposées aux extrémités de la cellule central et gonflées à l'air, tout au moins pour des essais effectués à des profondeurs $< 15\text{m}$. Pour des profondeurs supérieures, il est recommandé de gonfler également à l'eau les cellules de garde, de façon à annuler la différence de pression en cellule due à la pression hydraulique interne.
- d. L'intérêt des cellules de garde et d'assurer une répartition cylindrique uniforme des contraintes et des déformations au niveau de la cellule de mesure ainsi de neutraliser les perturbations d'extrémité.



Figure 12.2: Sonde [auteurs]

2.8.3. Tubulures :

Une tubulure de liaison : Le CPV et la sonde sont reliés par deux tubes plastiques semirigides coaxiaux servant à conduire l'eau et le gaz sous pression.

Le chargement se fait par paliers de pression durant 60 secondes. L'essai continue jusqu'à atteindre la pression limite. Pour un niveau de pression donnée, on lit au CPV le volume d'eau descendre dans la cellule de mesure, ce qui correspond à l'augmentation du volume de la cavité, la lecture se fait après 15,30 et 60 secondes de début de palier.



Figure 13.2: Tubulures [auteurs]

Pendant la réalisation de l'essai en augmentant la pression par paliers de pression égaux, les données de volume et de pression correspondant de la cellule de mesure sont notées pour construire la courbe pressiométrique ou courbe d'expansion. En abscisse est indiquée la pression et en ordonnée la variation de volume.

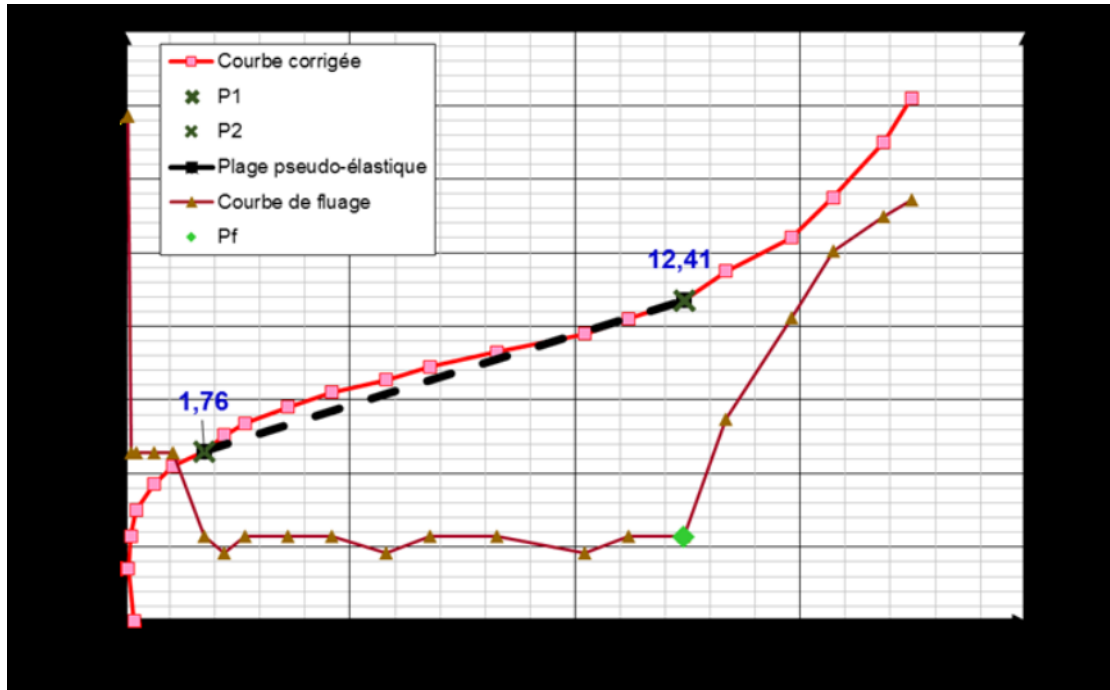


Figure 14.2: Courbe pressiométrique Ménard type - exemple pour calculer les paramètres [7]

2.9. Résultats de l'essai :

Les résultats se traduisent par une courbe pressiométrique qui présente l'allure des courbes de chargement. Elle se décompose en trois parties :

2.9.1. Phase de compactage : $P < P_0$:

Elle correspond à la mise en contact de la sonde sur les parois du forage. La mise en pression de la sonde recomprime le terrain, et la pression nulle au début de l'essai atteint P_0 pression latérale du sol au repos. Dans cette partie de la courbe, l'accroissement du volume de la sonde est plus grand que l'augmentation de la pression.

2.9.2. Phase pseudo-élastique $0 < P < P_f$:

Dans cette partie, la relation volume pression est linéaire (une partie quasi rectiligne). La pression continue d'augmenter pour atteindre une valeur P_f définie comme pression de fluage.

Elle peut être représentée par le « le module pressiométrique MENARD EM » défini par la formule :

Avec : K est un coefficient qui dépend du type de la sonde utilisée et de la valeur du volume moyen, V_m de la plage pseudo élastique.

2.9.3. Phase plastique $P_f < P < P_l$:

Pour une pression supérieure à P_f , la courbe devient de plus en plus redressée tendant vers une asymptote verticale d'abscisse P_l appelée « pression limite ». Elle correspond aux déformations plastiques du terrain. Et par convention elle est définie comme étant la pression nécessaire pour doubler le volume de la cavité.

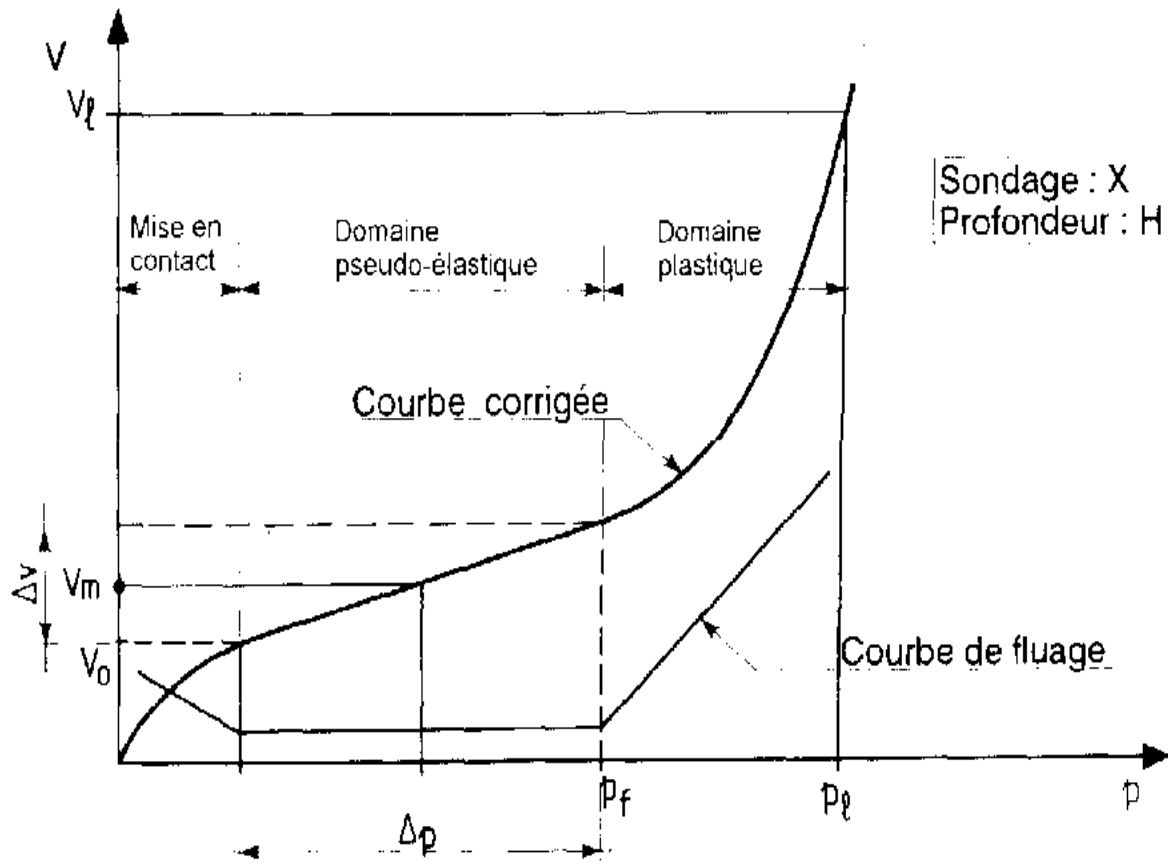


Figure 15.2: Résultats corrigés d'une courbe pressiométrique [5]

Remarque :

Le courbe de fluage traduit les variations de volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe prend la forme indiquée sur la Figure 08 et permet de définir la pression de fluage.

La courbe se compose de plusieurs niveaux où les variations de volume sont mesurées avec précision pendant une période de temps spécifiée pour chaque niveau de pression. La Figure 4.6 illustre comment le volume du pressiomètre change avec le temps sous l'effet d'une pression constante, ce qui aide à déterminer le point où le sol commence à se déformer progressivement, connu sous le nom de pression de fluage P_f

Cette pression représente le point où la déformation du sol devient continue sous une pression constante, et elle constitue une partie importante de l'évaluation de la réponse du sol au chargement et de l'estimation de la capacité portante dans les applications géotechniques.

2.10. Présentation des résultats de l'essai :

La **Figure 13** illustre la présentation des résultats d'un sondage pressiométrique. Chaque essai pressiométrique doit fournir les paramètres suivants :

- 1- Module pressiométrique MENARD EM
- 2- Pression limite nette P_l .
- 3- Pression de fluage nette P_f .
- 4- Pression horizontale des terres au repos σ_{hs}

2.11. Exploitation des résultats de l'essai :

Les résultats de l'essai pressiométrique peuvent être exploiter dans plusieurs calculs tels que :

- 1- La capacité portante des fondations superficielles.
- 2- La capacité portante des fondations profondes.
- 3- Le tassement des fondations superficielles
- 4- Déformations des fondations profondes. (23)

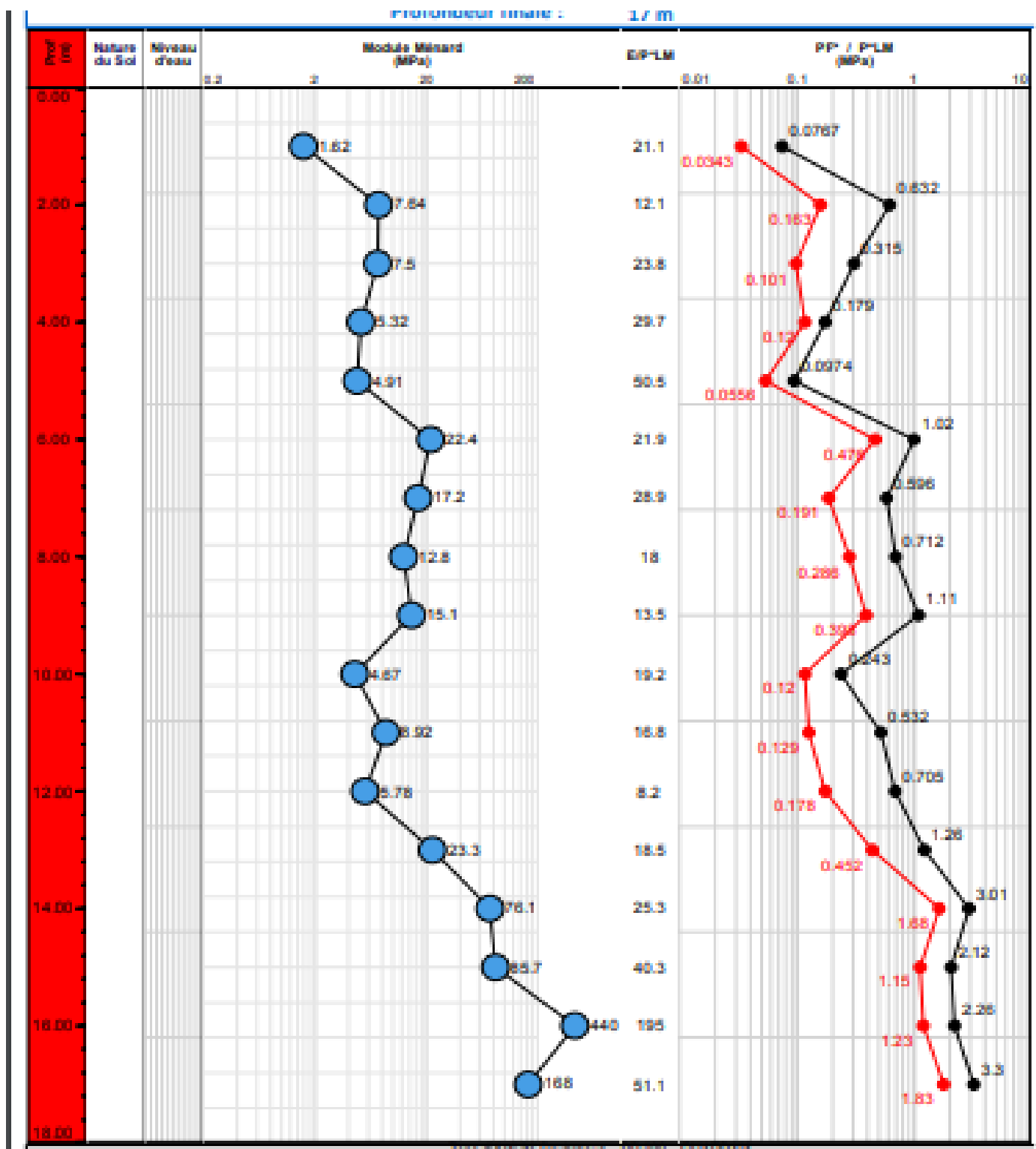


Figure 16.2: Forage pressiométrique [13]

3. L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE :

3.1. Définition :

L'essai de pénétration statique est l'un des essais in situ les plus répandus dans le monde, étant relativement ancien et largement utilisé dans le domaine du génie civil.

3.2. Historique :

L'idée d'enfoncer des tiges dans le sol pour mesurer sa résistance est très ancienne et remonte à Collin en 1846, qui a utilisé une aiguille de type Vicat de 1 mm de diamètre et pesant 1 kg pour mesurer la cohésion de différents types d'argile de consistance variée.

Suite aux progrès réalisés dans le domaine de la géotechnique, plusieurs travaux ont été entrepris pour le développement de cette méthode d'investigation. Dans ce cadre, le développement de cet essai a débuté en 1932 aux Pays-Bas, aux laboratoires de mécanique des sols de Delft. Entre 1932 et 1937, P. Barentsen a mis au point le premier pénétromètre statique qui s'est rapidement développé en raison de son caractère pratique et de son interprétation facile.

D'autre part, Terzaghi, en 1953, s'appuie sur des expériences datant de 1929 aux États-Unis (à New York) pour la détermination de la résistance à la pénétration des sables en utilisant le pénétromètre statique. Son expérience visait à déterminer certaines caractéristiques d'un dépôt de sable glaciaire de 30 m d'épaisseur sur une roche.

3.2.1. Principe de l'essai :

Le principe de l'essai est extrêmement simple. Il consiste à mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Si P est cette réaction et B le diamètre de la base du cône, on définit l'effort de pointe par la relation :

L'enfoncement du cône se fait de façon continue par l'intermédiaire d'un train de tige sur lequel s'exerce l'effort.

On appelle pointe du pénétromètre, l'élément d'extrémité du train de tige qui comprend les éléments actifs de détermination des efforts, en particulier le cône lui-même.

Il est bien évident que si le train de tige a le même diamètre que la pointe, et si celle-ci est fixe par rapport au train de tige, l'effort d'enfoncement mesure la fois la résistance en pointe et la résistance au frottement latéral.

3.2.2. Description :

Il existe de très nombreux appareils avec les dispositifs les plus variés. Nous nous

bornerons à préciser les éléments principaux qui doivent entrer en ligne de compte dans le choix d'un appareil et dans la fiabilité que l'on peut attribuer aux mesures réalisées.

3.2.3. Puissance des appareils :

On réalise actuellement des appareils dont la puissance varie pratiquement entre 25 et 250 kN de poussée. Les appareils les plus légers ont de fortes chances d'être bloqués rapidement dès qu'une couche d'une certaine résistance ou une inclusion dure locale sont rencontrées.

3.2.4. Mode de mesure du frottement latéral :

Il existe deux méthodes principales :

- Mesure du frottement latéral sur toute la hauteur du tube extérieur. Ce système est en passe d'être abandonné ;
- Mesure sur manchon. Le frottement latéral unitaire est mesuré sur un manchon de même diamètre que la pointe et situé juste au-dessus de celle-ci (Figure 14).

Les mesures réalisées sur un manchon donnent en général des valeurs plus fortes du frottement latéral que celles déterminées sur toute la hauteur. Ceci est attribué, d'une part, à une certaine ovalisation et agrandissement du forage dans la partie supérieure sous l'effet des déformations du train de tiges pendant le fonçage, d'autre part, au remaniement de plus en plus important des sols le long du forage au fur et à mesure du passage des tiges (phénomène de lissage). (23)

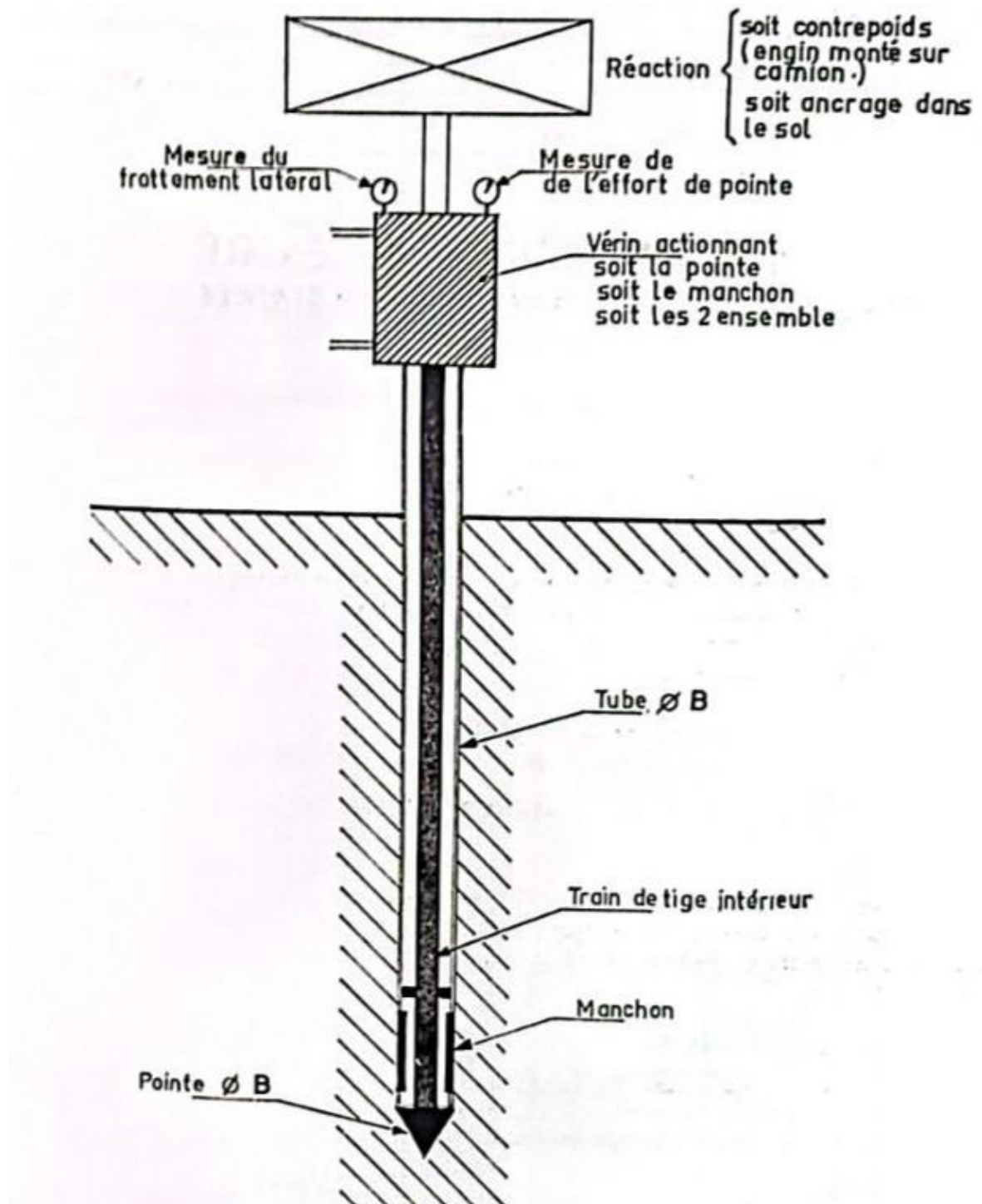


Figure 17.2: principe de pénétromètre statique [8]

3.2.5. Système de mesure :

Les mesures sont généralement enregistrées :

- Soit sur des manomètres,
- Soit sur des dynamomètres,

Les dynamomètres peuvent être équipés de jauges reliées à un pont de mesure. Dans certains cas, c'est la pointe et le manchon eux-mêmes qui sont équipés de jauges. Ces derniers appareils sont particulièrement précis.

Enfin, il est possible, avec certains appareils, d'enregistrer directement et en continu les mesures de résistance de pointe et de frottement latéral.

3.2.6. Vitesse d'enfoncement :

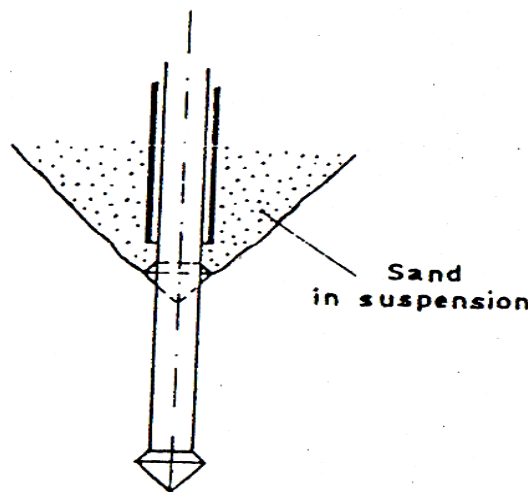
La vitesse d'enfoncement a une forte influence sur les résultats. Il convient donc de la préciser. Elle est maintenant normalisée et est de 2 cm/sec. A ce sujet, des recommandations tenant lieu de normes au niveau européen ont été approuvées et publiées dans les comptes rendus du Congrès International de Mécanique des sols et des fondations qui s'est tenu à Tokyo en 1977.

3.3. Présentation des résultats :

Les résultats sont représentés sur un diagramme qui donne, en fonction de la Profondeur :

- D'une part, la résistance unitaire de pointe q_e
- D'autre part : le frottement latéral total cumulé entre la surface du sol et la profondeur considérée s'il s'agit d'un appareil à mesure globale,

Le frottement latéral unitaire f , entre le manchon et le sol dans le cas



Contraire. (23)

Figure 18.2: Le principe de l'essai de pénétration de Terzaghi [8]

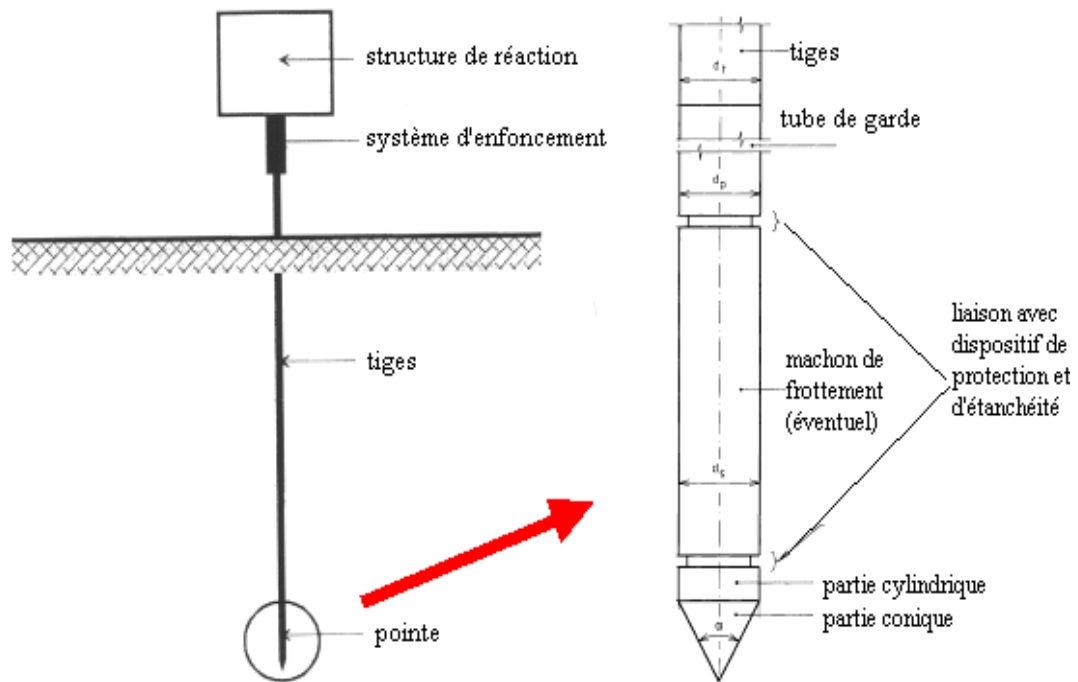


Figure 19.2: Schéma du pénétromètre statique [8]

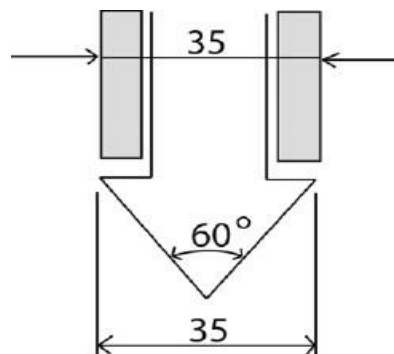


Figure 20.2: Le premier cône Néerlandais 1932 (Sanglerat, 1972)
[8]

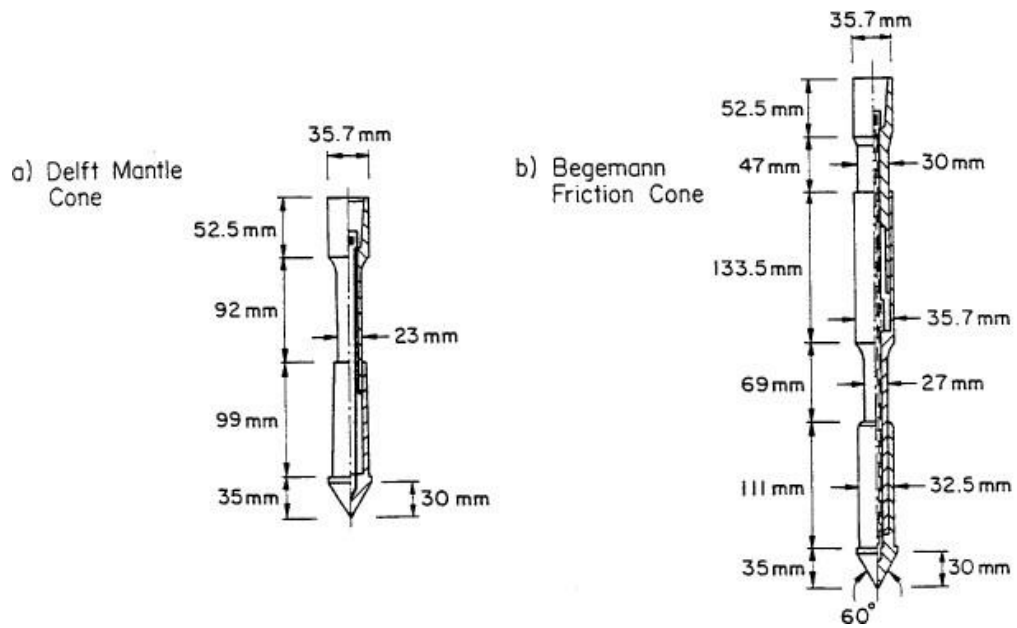


Figure 21.2: Cônes de pénétromètre mécanique [8]

Ces résultats sont calculés comme suit :

$$q = Q_c / A_c$$

Q_c : L'effort total sur le cône ; A_c : la surface de la base du cône

$$f = Q_s / A_s$$

Q_s : L'effort nécessaire pour enfoncer le manchon de frottement ; A_s : surface latérale

$$Q_s = Q_t - Q_c$$

Q_t : L'effort total de pénétration

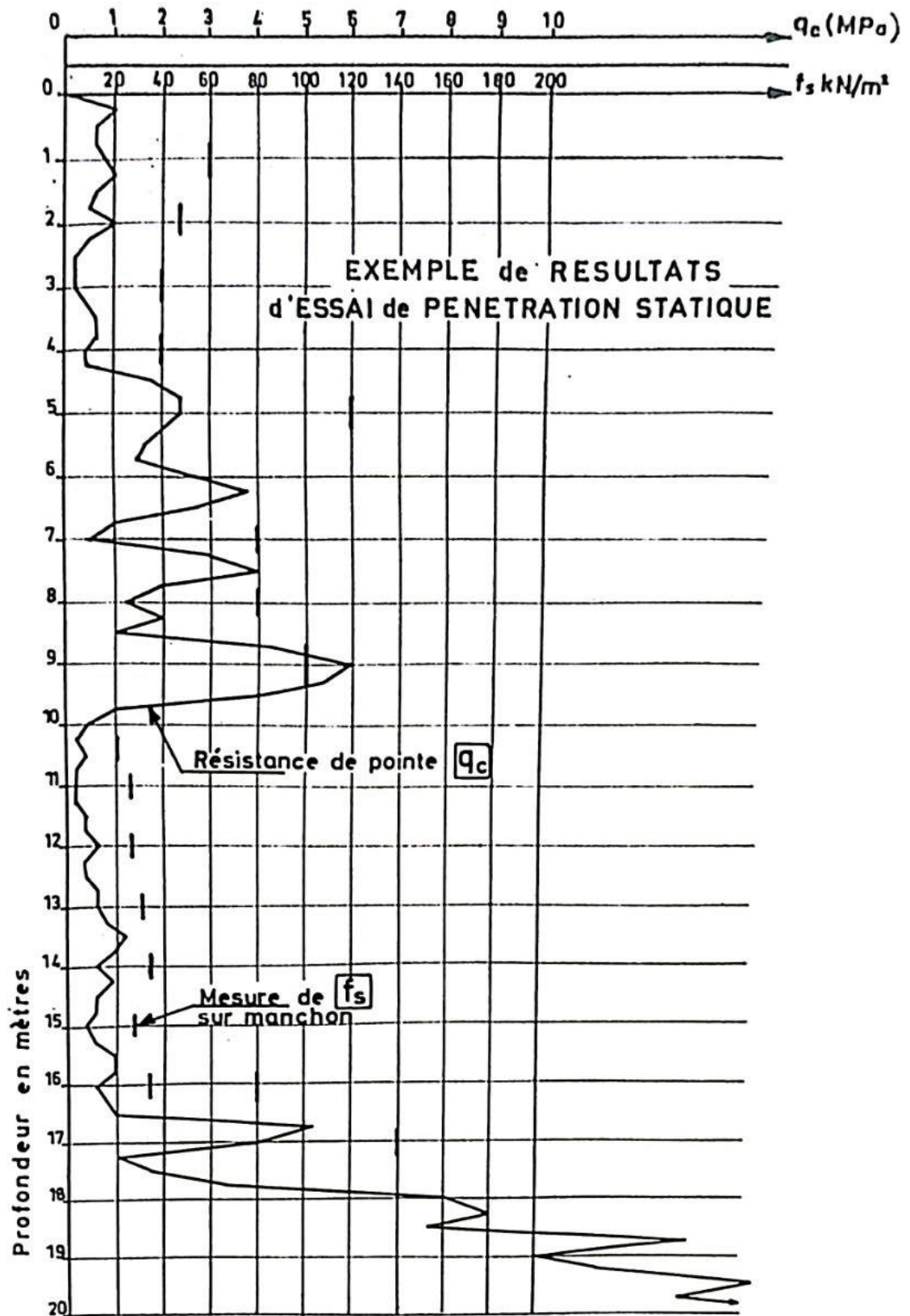


Figure 22.2: Exemple de résultats d'essai de pénétration statique [8]

Cet essai présente de nombreux avantages, tels que la possibilité de déterminer la lithologie du sol lorsque le contexte géologique est connu, d'apprécier son homogénéité et de dimensionner les fondations, y compris les fondations profondes. Il offre également la possibilité d'avoir une idée sur la nature du sol à partir de q_c et R_f en utilisant les abaques de Schmertmann de 1969 ou le graphique de Robertson et al. De 1986, mis à jour par Robertson en 2010

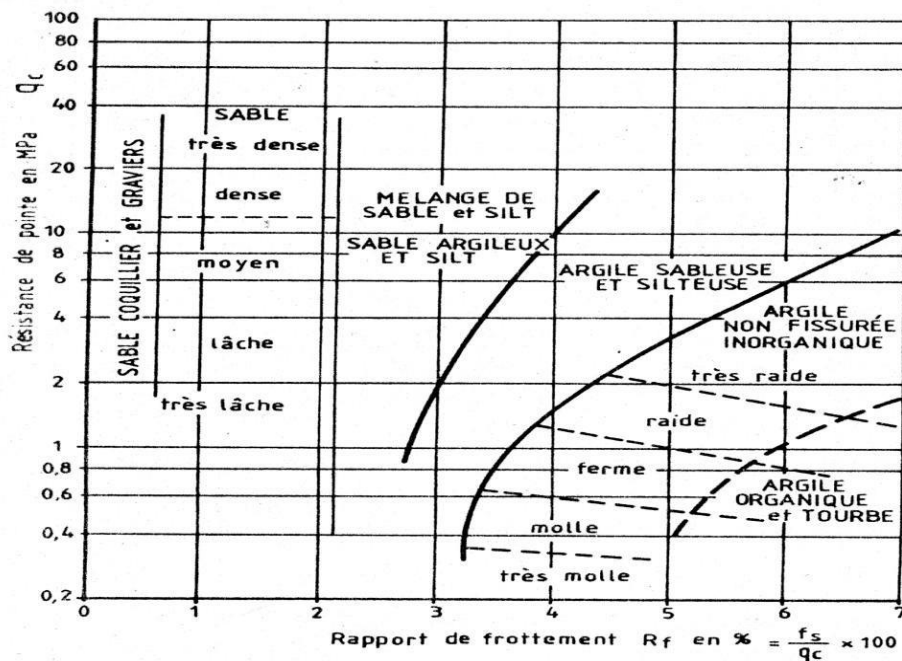


Figure 23.2: Estimation de la nature des sols d'après q_c et R_f [8]

Friction ratio : Rapport de frottement.

Cône résistance : Resistance du cône

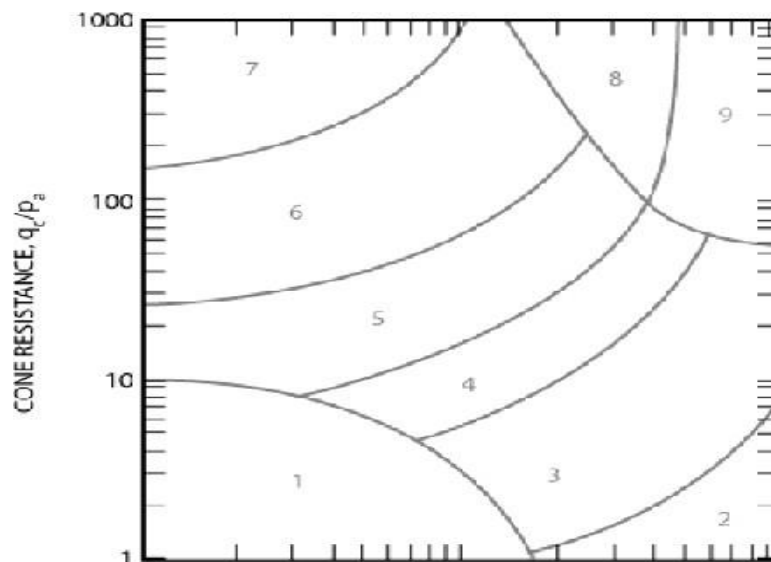


Figure 24.2: Graphe du comportement du sol d'après l'essai du CPT (Robertson et al.,)

Tableau 3: Très sûr consolidés ou cimenté [9]

Zone	Type du sol
1	Fin, fin grenu
2	Sol organique, Argile
3	Argile, Argile limoneuse à Argile
4	Mixtures limon – limon argileux à argile limoneuse
5	Mixtures sable – sable limoneux à limon sableux
6	Sables – sable propre à sable limoneux
7	Sable graveleux à sable dense
8	Sable très rigide à sable argileux *
9	Grains fins très rigides

P_a = Pression atmosphérique = 101.325 kPa

Ce graphique a été normalisé par Robertson, 1990 et Robertson, 2010. Il est représenté sur la figure ci-dessous :

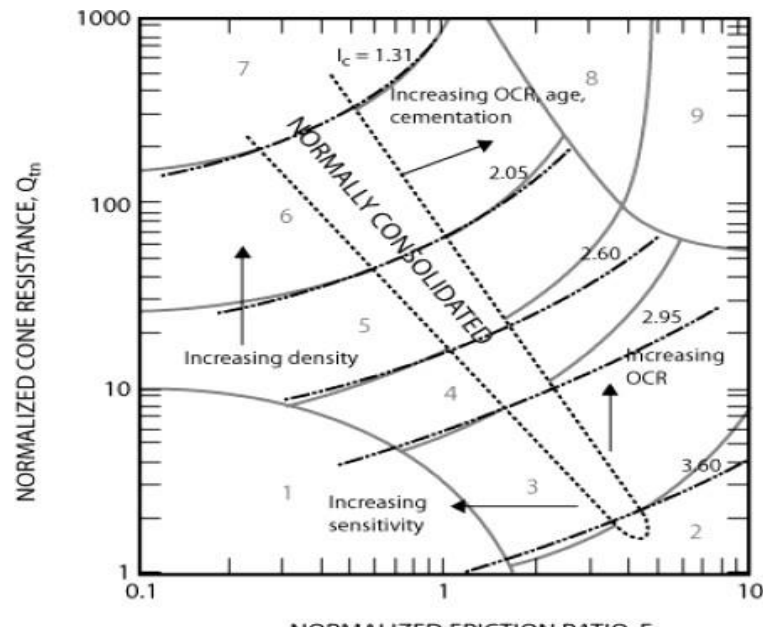


Figure 25.2: Graphe du comportement du sol d'après l'essai du CPT

[9]

Normalized cone résistance : Résistance du cône normalisée.

Normalized friction ratio : Rapport de frottement normalisé.

Normally consolidated : Normalement consolidé.

Increasing OCR, âge, cementation : OCR croissant, âge, cimentation.

Increasing density : densité croissante.

Increasing sensitivity : sensibilité croissante.

Tableau 4: Très sur consolidés ou cimenté [9]

Zone	Type du sol	I_c
1	Fin, fin grenu	N/A
2	Sol organique, Argile	> 3.6
3	Argile, argile limoneuse à argile	2.95-3.6
4	Mélange limon – limon argileux à argile limoneuse	2.60-2.95
5	mélange sable – sable limoneux à limon sableux	2.05-2.60
6	Sables – sable propre à sable limoneux	1.31-2.05
7	Sable graveleux à sable dense	<1.31
8	Sable très rigide à sable argileux *	N/A

9	Grains fins très rigides *	N/A
---	----------------------------	-----

$$P_a = \text{Pression atmosphérique} = 101,325 \text{ kPa}$$

Du fait de sa large utilisation, les ingénieurs se sont familiarisés avec les différentes informations qu'il fournit.

Cependant, cet essai a aussi ces inconvénients, comme l'impossibilité d'obtenir des échantillons. Aussi, dans les sols fins, la profondeur de pénétration peut dépasser les 100 m tout en gardant la verticalité des tiges, contrairement aux couches de graviers condensés, les roches et les sables denses qui limitent la pénétration en déviant les tiges et endommageant le cône.

Peu d'information est obtenue sur la compressibilité des sols, ce qui n'empêche pas que certains chercheurs ont pu établir des corrélations entre le module œdométrique et q_c , élément qu'on exposera plus en détail ultérieurement.

Enfin, malgré les recherches effectuées dans le but de la détermination de la nature du sol, il faut préciser que cet essai ne fournit pas une description précise du type du sol en décrivant sa granulométrie, cependant c'est un bon guide pour l'évaluation de sa résistance et de sa rigidité (comportement). (9)

4. L'ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE

4.1. Introduction :

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

C'est un essai dont la première expérience remonte aux 17^{ème} siècle en Allemagne. Il a été initialement conçu pour obtenir des données qualitatives sur la résistance à la pénétration du sol, et particulièrement la détermination de la compacité des sols pulvérulents qui sont habituellement difficiles à échantillonner.

De nos jours, on compte plus de 60 pays dont 20 en Europe utilisant couramment l'essai de pénétration dynamique.

D'après Wamberg, le rendement d'un essai géotechnique in-situ dépend de trois facteurs principaux :

- Sa capacité d'identification du sol.
- Son aptitude à déterminer les caractéristiques mécaniques du sol.
- La possibilité qu'il offre dans la détermination directe d'une propriété globale du sol, comme sa portance.

Manifestement, ce n'est pas le cas pour l'essai de pénétration dynamique, et malgré ces défaillances, cet essai reste le premier essai utilisé dans l'histoire des essais in-situ, et persiste à ce jour à l'être.

Apparemment, c'est la simplicité qui est la réponse à cette contradiction. Simplicité de l'appareillage qui est facilement réalisable et manipulable et celle de l'essai et de son mode opératoire, ce qui ne complique pas son utilisation et le rend accessible.

Vu son avantage économique, cet essai est le plus utilisé. Il permet de couvrir le maximum du site étudié et par conséquent d'avoir le maximum d'informations sur ce site.

Cet essai est réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm (sols pulvérulents). Cependant, les

influences dues à l'appareillage et aux conditions géotechniques sont à prendre en considération comme : l'influence de la nature du sol, des familles de sol, des caractéristiques du sol et la présence de la nappe d'eau qui influe énormément sur les résultats de l'essai particulièrement dans les sols fins.

Pour ce qui est de l'influence de l'appareillage, on note l'influence du diamètre de la pointe, la longueur de la tige, l'inclinaison des tiges et les pertes d'énergie propres au dispositif de battage.

4.2. Le domaine d'utilisation :

Ce domaine d'utilisation d'essai est élargi, notamment après son développement, il est actuellement utilisé pour citant à titre d'exemple - :

- Zoner le site en phase de reconnaissance et définir ainsi son aptitude à recevoir une construction donnée.
- Définir le toit d'un substratum rocheux.
- Étudier la pénétrabilité des pieux et des rideaux de palplanches.
- Orienter le choix de fondations.
- Évaluer un ordre de grandeur des capacités portantes quand on dispose d'informations complémentaires.
- Contrôler l'homogénéité d'un site.
- Localiser les cavités ou autres discontinuités.

4.3. Le principe de l'essai :

Le principe de l'essai consiste à battre un train de tiges finissant par une pointe conique dans le sol, à l'aide d'un mouton de masse m tombant d'une hauteur fixe H et de mesurer le nombre de coups N_d , nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur h .

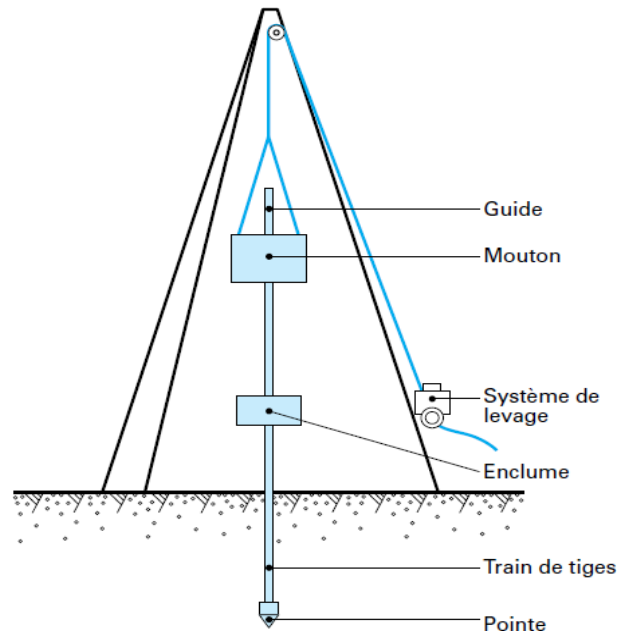


Figure 26.2: Schéma des principaux constituants d'un pénétromètre dynamique [9]

L'essai permet de mesurer la résistance dynamique de pointe q_d à la pénétration en Pascal, sous l'action du choc du mouton, qui est donnée par l'expression suivante appelée formule des Hollandais

$$q_d = \frac{mgH}{A(e)} \frac{m}{(m + m')}$$

$$e = \frac{h}{N_{dh}}$$

Où :

m : la masse du mouton en Kg

H : la hauteur de chute du mouton

g : l'accélération de la pesanteur en m/s^2

A : l'aire de la section droite de la pointe en m^2

e : est l'enfoncement par coup en m

N_{dh} : nombre de coups de mouton nécessaire pour un enfoncement h de la pointe

h : hauteur de pénétration sous un nombre de coups N_{dh}

m' : la masse cumulée en Kg

Le terme de la pointe est surestimé avec cette formule [32].

Afin d'estimer la capacité portante d'un pieu, un facteur e_1 doit être introduit dans le dénominateur afin de prendre en compte la compression élastique du pieu.

La formule des Hollandais devient :

$$q_d = \frac{mgH}{A(e + e_1)} \frac{m}{(m + m')}$$

Cette formule est appelée aux États-Unis la nouvelle formule d'ingénierie. Il convient de noter que ce facteur est difficile à estimer en pratique. Malgré son large usage dans le monde, H. Gonin (1999) a critiqué cette formule. Suite à une analyse qu'il a menée, il a pu détecter une erreur commise lors de son établissement. Cette erreur réside dans la manière arbitraire de considérer une perte d'énergie du système mouton-tige. Selon Gonin (1999), cette formule résulte d'un raisonnement ; elle ne repose ni sur une base expérimentale ni sur une base valide. Le raisonnement sur lequel elle repose est le suivant : une masse m (mouton) tombe sur une tige de masse m' d'une hauteur.

$$H. \text{ La vitesse à l'impact est : } v_m = \sqrt{2gH}$$

Juste avant le choc, la quantité de mouvement totale égale à mV_m , la tige étant immobile.

Après le choc, la conservation de la quantité de mouvement permet de calculer la vitesse V de l'ensemble solidaire : mouton et tige. Leur énergie cinétique est utilisée pour la pénétration. Si la résistance du milieu est constante et égale à q_d et l'enfoncement est égal à S , on peut écrire l'équation (1.1). Ce raisonnement ne respecte pas les principes fondamentaux de la mécanique rationnelle. Gonin dans sa critique a pu démontrer que la formule des Hollandais ne fait pas intervenir le temps qui est un paramètre important dans le transfert d'énergie. Avant, après et pendant le transfert l'énergie totale (quantité de mouvement + énergie) est conservée. Or on ne prend en compte que la quantité de mouvement ce qui fait abstraction de l'énergie de compression emmagasiné dans l'onde née du choc.

L'introduction de cet essai aux USA n'a été acceptée qu'en début des années

1980, suite à l'étude de Yoder, Shurig et Colucci-Pois. Cette étude a présenté des relations entre le DPT et le CBR.

Il existe une grande variété de pénétromètres dynamiques. En Algérie, on utilise principalement le pénétromètre dynamique type BORRO-B2 et le SERMES.

Le BORRO-B2 a les caractéristiques suivantes :

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

Cette multitude d'appareillages a donné naissance au projet de normalisation de cet essai mis au point en même temps que l'essai de pénétration statique déjà cité et bien d'autres essais.

De nos jours, Il existe une vingtaine de documents officiels réglementant cet essai, à l'image des normes françaises de 1995. Les deux types de pénétromètres dynamiques pris en considération sont :

- ✓ Le pénétromètre dynamique type A : 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, il peut atteindre une profondeur de 30 m et la hauteur nécessaire pour faire pénétrer la pointe est de 10 cm.
- ✓ Le pénétromètre dynamique type B : C'est le plus simple et le plus économique, mis en œuvre sans boue de forage. On évalue le frottement éventuel entre la tige et le sol en mesurant le couple nécessaire pour entraîner la rotation du train de tiges à l'aide d'une clé dynamométrique. Ce type d'appareillage ne peut dépasser une profondeur de 15 m, à cause du frottement latéral qui se développe sur les tiges et la hauteur nécessaire pour faire pénétrer la pointe est de 20 cm.

Ci-dessous, un tableau qui présente les caractéristiques normalisées des appareils DPT :

Tableau 5: Caractéristiques normalisées des appaels DPT [9]

	DPL	DPM	DPH	DPSH
Masse du mouton (Kg)	10 ± 0.10	30 ± 0.30	50 ± 0.50	63.5 ± 0.50
Hauteur de chute (m)	0.5 ± 0.10	0.5 ± 0.10	0.5 ± 0.10	0.75 ± 0.02
Masse enclume + guide des tiges (Kg)	6	8	18	30
Rebond max (%)	50	50	50	50
Élancement du mouton	1+2	1+2	1+2	1+2
Diamètre de l'enclume (mm)	$100+D/2$	$100+D/2$	$100+D/2$	$100+D/2$
Longueur de tige (m)	$1 \pm 0.1\%$	$1 \pm 0.1\%$	$1+2 \pm 0.1\%$	$1+2 \pm 0.1\%$
Masse de la tige (Kg/m)	3	6	6	8
Déviatation max de la tige (de 0 à 5 m)	1%	1%	1%	1%
Déviatation max de la tige (après 5m)	2%	2%	2%	2%
Diamètre externe de la tige (mm)	22 ± 0.2	32 ± 0.3	32 ± 0.3	32 ± 0.3
Diamètre interne de la tige (mm)	6 ± 0.2	9 ± 0.2	9 ± 0.2	-----
Angle du cône (°)	90	90	90	90
Aire de la section (cm ²)	10	10	15	20
Diamètre du cône neuf (mm)	35.7 ± 0.3	35.7 ± 0.3	43.7 ± 0.3	50.7 ± 0.5
Diamètre du cône usé (mm)	34	34	42	49
Longueur du manchon (mm)	35.7 ± 1	35.7 ± 1	43.7 ± 1	50.5 ± 2
Nombre de coups	N10	N10	N10	N20
Enfoncement fixé (mm)	10	10	10	200
Plage normale de battage	3 + 50	3 + 50	3 + 50	5 + 100
Énergie spécifique par coup (KJ/m ²)	50	150	167	238

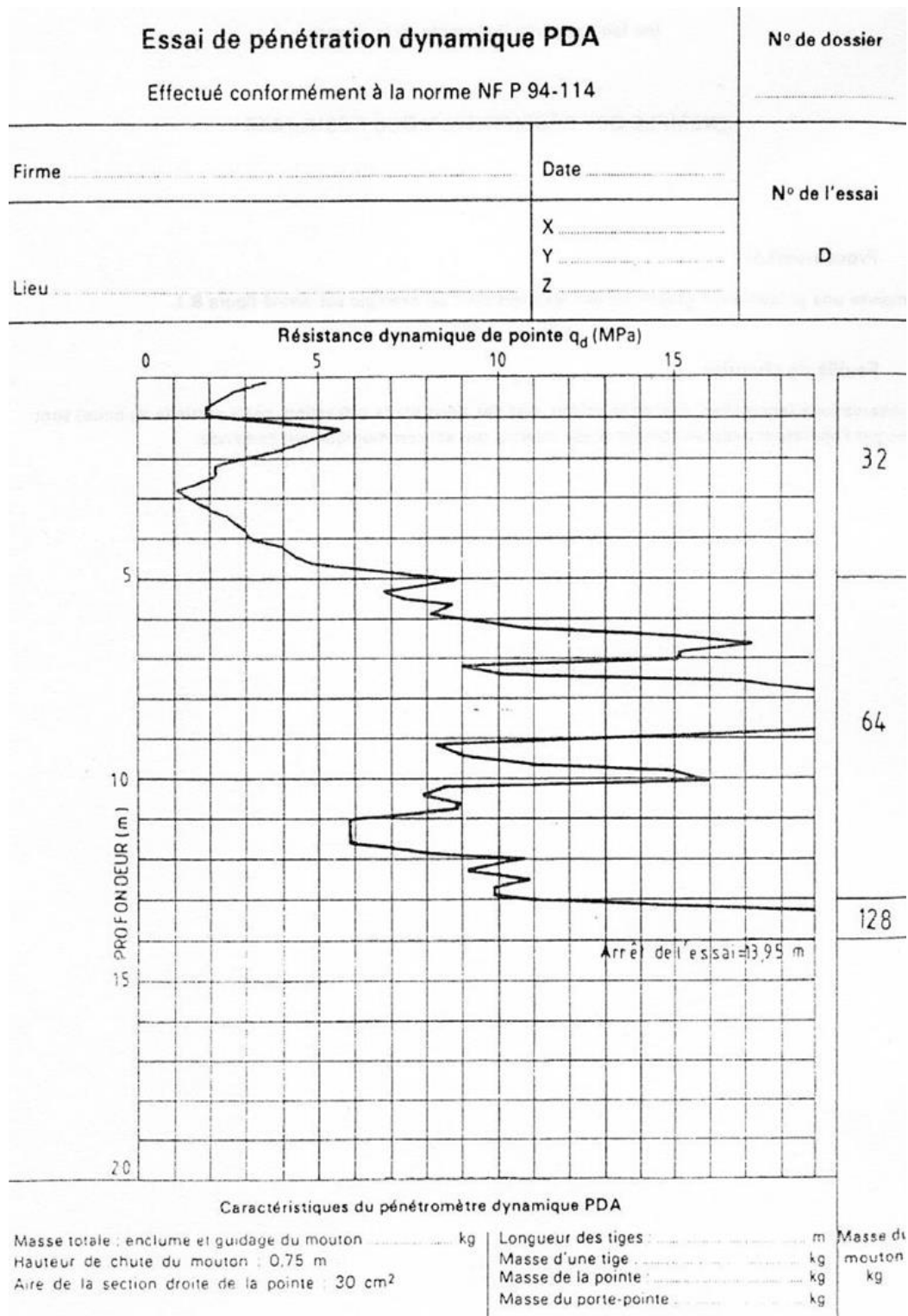


Figure 27.2: Exemple de présentation des résultats de pénétromètre [10]

On trouve aussi les normes DIN [146] de l'Institut Allemand de normalisation. Malgré sa réputation limitée dans les normes Françaises, l'essai de pénétration dynamique est très bien vu dans les normes Allemandes, qui ne signale aucune limitation, sauf la prise en considération les différents cas de figures, comme :

la nature du sol, la grosseur des grains, la nappe souterraine...etc. La norme DIN 4094 [146] donne des relations pour estimer le module œdométrique sur la base des résultats des essais de pénétrations dynamiques pour les sols grossiers.

Il y a aussi, la norme internationale qui met en évidence quatre types d'essai DPT selon la taille du cône et l'énergie de battage qu'on peut facilement trouver dans la littérature.

La standardisation de cet essai continu au fur et à mesure de la mise au point des nouveaux appareillages relatifs à la réalisation de cet essai. Citons à titre d'exemple l'appareillage le plus récent qui est le pénétromètre dynamique type PANDA

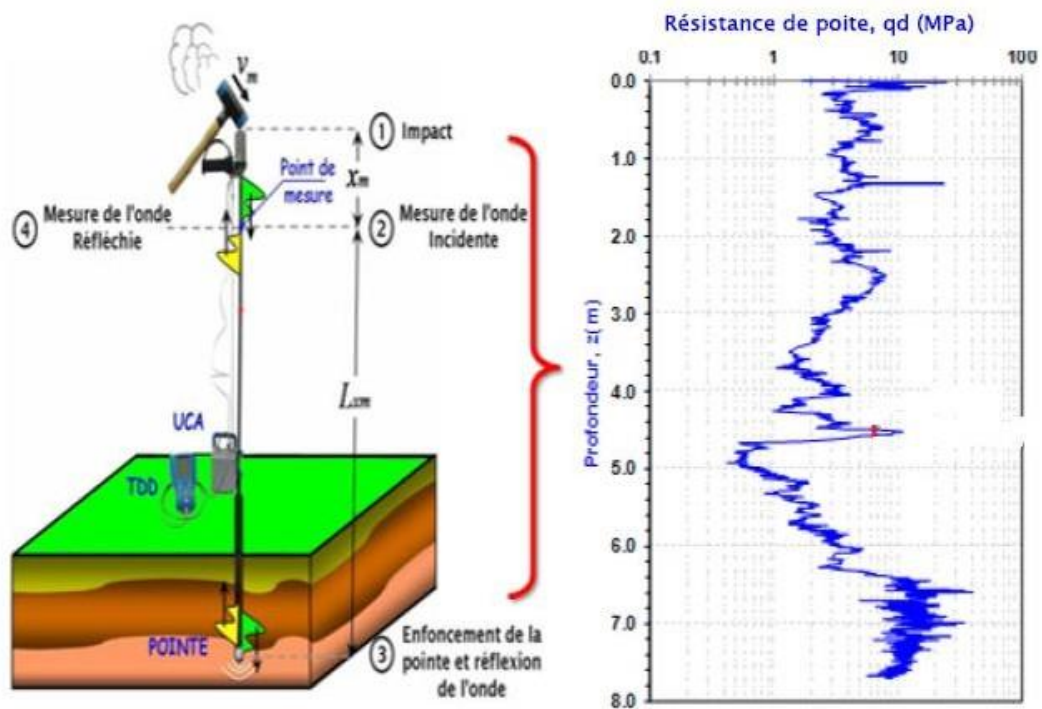


Figure 28.2: Principe du l'essai Panda [11]

- (a) Propagation d'ondes,
- (b) Pénétrogramme de résistance

Il a été standardisé en 2000 (Norme NF XP P 94-105). La première génération de cet appareillage a vu le jour en 1992 et, depuis, il n'a pas cessé de se développer. En 2007, l'appareil est devenu un outil indispensable pour les géotechniciens vu les avantages qu'il offre tels que :

- * évaluer les épaisseurs des couches
- * Contrôler les pressions de fondations admissibles et avis de fondation

En plus, grâce à son format compact (coffre de 25 kg), cet appareil de mesure est extrêmement mobile et idéal pour une étude sur terrain inaccessible pour les machines de sondages classiques (caves, hauteur limitée, jardins clos, pentestres raides).

Cet essai consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges métalliques complété par une pointe perdue (avec un angle au sommet de 60° et une section à la base de 4 cm^2), à une vitesse variable et à l'aide d'un marteau de masse normalisée. Pour chaque coup donné sur la tête de battage, des capteurs mesurent la valeur de l'enfoncement de la pointe et la vitesse de frappe au moment de l'impact, ce qui permet de déterminer l'énergie fournie.

Un boîtier électronique enregistre toutes ces informations et calcule la résistance dynamique de la pointe (q_d) en fonction de la profondeur. Ces valeurs sont affichées immédiatement sur le display du boîtier.

Plusieurs études ont démontré que cette résistance de la pointe dynamique (q_d) s'apparente assez fortement à la résistance de pointe (q_c) obtenue par essai de pénétration statique CPT (cône mécanique) [41], ce qui rend les méthodes de calcul classiques CPT utilisables, chose qui est considérée comme une révolution pour ce type d'essai qui a été pendant longtemps marginalisé et limité dans son utilisation. (9)

5. ESSAI STANDARD PENETRATION TEST « SPT »

5.1. Définition :

Le « Standard Pénétration Test » (SPT) est un essai de pénétration dynamique qui permet de tester la résistance du sol tout en prélevant des échantillons remaniés du terrain. Il est utilisé de manière extensive dans le monde entier.

L'essai de standard pénétration est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique conventionnelle et un échantillon remanié du sol. L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable.

L'essai de standard pénétration permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variabilité des sols d'autre part. (RM)

5.2. Historique :

L'essai SPT (Standard Pénétration Test) vient des Etats-Unis ; il a été largement développé par TERZAGHI qui a défini un mode opératoire pour ce qui n'était, au début, qu'une habitude de chantier. Il s'agit en effet de compter le nombre de coups nécessaire pour enfoncer un carottier normalisé sur 0,30 m de profondeur avec une masse de 63,5 kg tombant en chute libre d'une hauteur de 0,76 m.

Ce nombre de coups correspond à la valeur « SPT », N suivant la Norme ASTM, le projet de Norme européenne publié dans les Proceedings du Congrès International de mécanique des sols à Tokyo en 1981.

Cet essai, qualifié parfois de rustique, donne cependant des résultats raisonnablement fidèles et présente deux avantages peu souvent mis en lumière :

- Fait à l'avancement, il est moins sensible que le pressiomètre à la qualité du trou de forage
- Il est le seul essai qui associe, à une mesure in situ de la résistance du sol, un prélèvement permettant une identification précise des terrains soumis à l'essai. Les paramètres, données ou grandeurs physiques, qui ont été le plus souvent évalués à partir des valeurs de l'essai SPT, sont les suivants :
 - Densité relative du sable.
 - Angle de frottement interne d'un sable.
 - Résistance à la compression simple d'une argile.
 - Contrainte admissible sur un sable.

- Potentiel de liquéfaction d'un sol.
- Pression de pointe mesurée au « pénétromètre statique ».
- Pression limite et module pressiométrique mesuré au pressiomètre MENARD

5.3. Domaine d'application :

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et aux sols grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépasse pas 20mm. L'essai de pénétration au carottier est limité à une profondeur de 50m.

5.4. Principe de l'essai :

L'essai de standard pénétration consiste à :

- Enfoncer dans le sol par battage un carottier à partir du fond d'un forage aux parois stabilisées après la pénétration du carottier sous l'effet de la pesanteur et de l'enfoncement d'amorçage de 15cm,
- Noter le nombre de coups du mouton, « N », nécessaire pour faire pénétrer le carottier dans le sol d'une hauteur de 30 cm.

5.5. Appareillage :

- L'essai de standard pénétration nécessite l'appareillage suivant :
- Un équipement de forage et de tenue de la paroi,
- Un dispositif de battage,
- Un train de tige et son guidage,
- Un carottier.
- Un système de mesure.

5.5.1. Equipement de forage et tenue de la paroi :

L'équipement de forage doit permettre de réaliser un trou de forage nettoyé avant l'insertion du carottier et doit garantir que l'essai de pénétration sera réalisé dans un sol relativement peu remanié. Lorsque les parois du forage sont instables, on doit utiliser un tubage et/ou de la boue.

5.5.2. Dispositif de battage :

Il comporte un mouton, une enclume, un dispositif de guidage, un système de relevage et de déclenchement de la chute du mouton. La masse totale ne doit pas dépasser 115Kg.

- Mouton : a une masse de 64Kg

- Enclume et système de guidage : l'enclume est en acier et solidaire du train de tiges.
- Système de relevage et de déclenchement :
 - La hauteur de chute est de 0.75m.
 - Le mouton est libéré automatiquement avec une vitesse initiale nulle.
 - La cadence de battage est de 15 à 30 coups par minute.
- Tiges de battage : Les tiges sont en acier. Elles sont assemblées fermement pour constituer un train de tiges rigidement lié à l'enclume et au carottier selon un axe rectiligne et continu.
- Carottier : Le tube central du carottier est fendu pour faciliter l'extraction de l'échantillon de sol et l'extrémité inférieure du carottier comporte une trousse coupante.

5.5.3. Instrument de mesure :

Les appareils sont adaptés en fonction des informations à recueillir. Ils doivent permettre de fournir au minimum :

- Le nombre de coups de mouton,
- La profondeur du carottier dans le forage,
- L'enfoncement du carottier pendant le battage.

5.6. Réalisation de l'essai :

- Avant l'essai :

Il faut contrôler ce qui suit :

 - ❖ Caractéristique du dispositif de battage,
 - ❖ Repérage sur un plan de situation et identification de l'essai de pénétration sur un plan coté,
 - ❖ Vérification de l'appareillage tous les 20 sondages.
- Déroulement de l'essai :

Le trou de forage doit être soigneusement nettoyé jusqu'à la profondeur de l'essai.

Si un tubage est utilisé, il ne doit pas être enfoncé en dessous du niveau de début de l'essai.

- **Enfoncement du carottier Mise en place :** Le carottier solidaire de l'ensemble du train de tiges et du dispositif de battage est posé au fond du

trou de forage. La pénétration du carottier sous l'effet de la pesanteur est notée. Si cet enfoncement dépasse 45cm, l'essai est interrompu et la valeur « N » attribuée est zéro.

La profondeur de l'essai correspond à la position de la base de la trousse coupante après l'enfoncement d'amorçage.

- **Enfoncement d'amorçage** : Le carottier est enfoncé dans le sol d'une profondeur de 15cm et le nombre de coups de mouton nécessaire est noté N0. Si la pénétration de 15cm ne peut être atteinte en 50 coups de mouton, la profondeur ainsi obtenue considérée comme enfoncement d'amorçage.
- **Enfoncement d'essai** : Après l'enfoncement d'amorçage, les nombres de coups de mouton N1 et N2 nécessaires pour obtenir deux enfoncements successifs du carottier de 15 cm chacun doit être notés. La valeur $N = N1 + N2$ nécessaire pour obtenir l'enfoncement total de 30 cm et appelée résistance à la pénétration N.

L'essai peut être interrompu lorsque N1 ou N2 est supérieur à 50. Dans ce cas L'enfoncement obtenu à l'arrêt de l'essai est noté.

- Après l'essai :

- **Récupération de l'échantillon de sol** : Le carottier est remonté à la surface puis ouvert.

Le ou les échantillons de sols sont placés dans des récipients hermétiques.

- **Etiquetage de l'échantillon de sol** : Les renseignements suivants sont indiqués
 - Site.
 - Numéro du trou de forage.
 - Numéro de l'échantillon.
 - Profondeur de pénétration.
 - Longueur de l'échantillon.
 - Date de l'essai.
 - Nombre de coups : $N_0 - N_1 - N_2$.

5.7. Exploitation des mesures :

5.7.1. Enfoncement d'amorçage N0 :

Lors de l'essai de pénétration, le carottier est enfoncé par battage. N0 désigne

le nombre de coups de mouton nécessaire pour un premier enfoncement du carottier de 15cm appelé enfoncement d'amorçage.

5.7.2. Enfoncement d'essai N1 et N2 :

L'enfoncement d'essai succède à l'enfoncement d'amorçage. Le carottier est battu afin d'obtenir un enfoncement de 30cm résultant de deux enfoncements successifs de 15cm sous N1 puis N2 coups de mouton.

5.7.3. Paramètre N :

Par convention la résistance à la pénétration est caractérisée par « N », le nombre de coups de mouton correspond à l'enfoncement d'essai : $N = N1 + N2$

5.8. Interprétation des résultats

Terzaghi et Meyerhoff ont donnés des valeurs approchées de l'angle de frottement pour différentes valeurs de N, comme indiqué dans le tableau 4.4 suivant :

Tableau 6: les valeurs approchées de l'angle de frottement pour différentes valeurs de N [9]

Valeur de N	Compacité	Angle de frottement interne	
		TERZAGHI	MEYERHOFF
4	Très faible	28.5°	30°
4 – 10	Faible	28.5 – 30°	30 – 35°
10 – 30	Moyenne	30 – 36°	35 – 40°
50	Très forte	41°	45°

Les relations de TERZAGHI et MEYERHOFF ont été établies pour des essais correspondant au niveau de la trousse coupante, à une pression verticale des terres d'environ $p_0' = 2.5 \text{ Kg/cm}^2 = 25 \text{ t/m}^2$, à sec (la contrainte effective est égale à la contrainte totale).

Si ces conditions ne sont pas réalisées ; il est nécessaire de faire une correction au nombre de coups réellement mesuré N_m pour obtenir un nombre corrigé.

5.8.1. Correction 1 : terme de profondeur

L'expérience montre que la valeur mesurée N_m croit avec la pression verticale effective, autrement dit, pour des faibles profondeurs telles que $P_0' < 3,5 \text{ Kg/m}^2$, la valeur de N_m sera inférieure au nombre N que l'on obtiendrait pour une pression

effective des terres égale à 3,5Kg/m². Pour utiliser correctement les relations de TERZAGHI et MEYERHOF, il faut donc corriger N_m à la hausse :

$$N_{c1} = N_m \cdot \frac{25}{p'_0 + 7}$$

Avec P'₀ est la pression effective des terres au niveau de l'essai

Cette relation est valable pour P'₀ ≤ 18 t/m²

Remarque : Si la valeur N_{c1} ainsi est supérieure au double de la valeur N_m ; il est prudent, dans l'état actuel des expériences, de ne prendre que la moitié de cette valeur, c'est-à-dire N_{c1}/2.

5.8.2. Correction 2 : présence de la nappe

Lorsque l'essai est réalisé sous la nappe, l'eau accroît la résistance du sol à la Pénétration dynamique, on obtiendrait une compacité et des résistances mécaniques Surestimées, donc il faut revoir ces valeurs à la baisse, en utilisant la formule suivante:

Si N_{c1} < 15 ; alors N_{c2} = N_{c1}

Si N_{c1} ≥ 15 ; alors N_{c2} = 0,5 N_{c1} + 7.5

Remarque : Il est logique d'effectuer les deux corrections dans l'ordre indiqué ci-dessus.

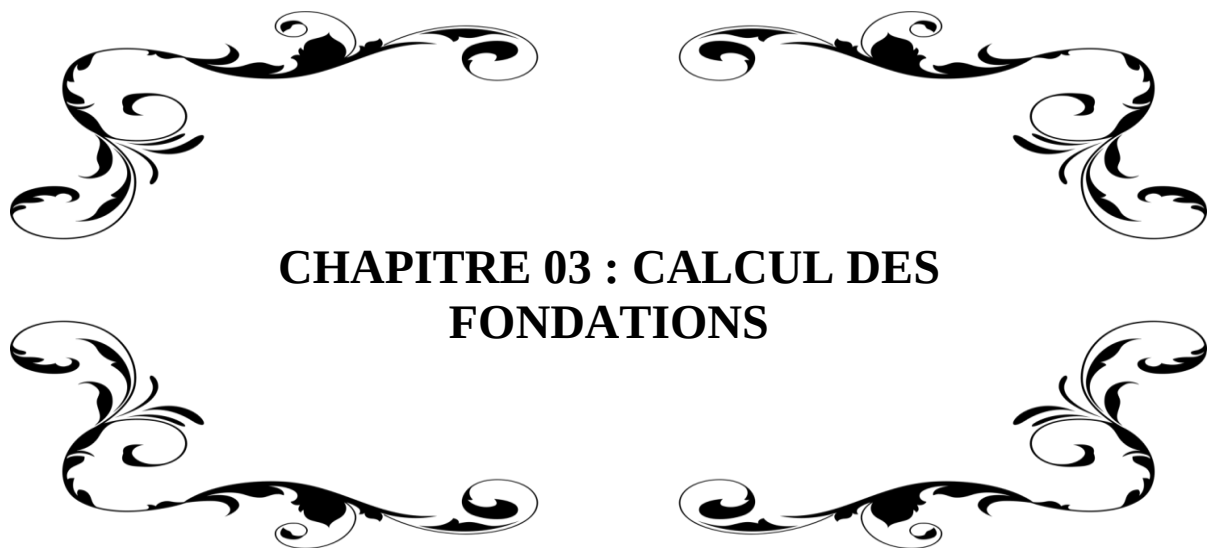
5.9. Limitation de l'essai :

L'essai est peu précis dans les cas suivants :

- ✓ Lorsque la couche à reconnaître est argileuse. En effet dans les argiles molles et saturées, il se produit, lors du battage, une augmentation instantanée de la pression de l'eau interstitielle qui fausse les résultats.
- ✓ Lorsque le matériau de la couche étudiée contient des éléments de grosseur supérieure à 2 cm (N > 50).
- ✓ Lorsqu'il existe une pression artésienne dans la couche à traverser.
- ✓ Lorsque la profondeur du forage dépasse environ 50m. En effet à partir d'une telle profondeur, le poids des tiges et leur flambage faussent considérablement les résultats. (9)

6. Conclusion

En conclusion, les essais in-situ jouent un rôle essentiel dans l'évaluation des caractéristiques du sol sur le terrain, fournissant des données précises pour la conception et la sécurité des fondations. Grâce à des techniques telles que l'essai pressiométrique, les essais pénétrométriques statiques et dynamiques, ainsi que les tests de compacité, les ingénieurs peuvent déterminer la résistance et la stabilité du sol, garantissant ainsi la fiabilité et la durabilité de la construction. Ces tests permettent d'optimiser les choix techniques et d'éviter des problèmes structurels potentiels liés à une mauvaise évaluation du sol.



CHAPITRE 03 : CALCUL DES FONDATIONS

1. Introduction :

Certains essais "in situ" sont utilisés pour le calcul des fondations superficielles et profondes. Ces calculs résultent de certaines analogies que l'on peut établir entre le comportement d'un sol lors d'un essai "in situ" et le comportement du même sol vis-à-vis des sollicitations d'une fondation. En effet, des recherches récentes montrent qu'il existe une analogie étroite entre le comportement du sol lors de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique (essai pressiométrique) et le comportement du sol autour de la pointe du pieu. De même, le pressiomètre est largement utilisé pour le calcul des pressions de rupture des fondations superficielles ainsi que pour la détermination des tassements. Il existe aussi une analogie mécanique entre le pénétromètre statique et le pieu. Il s'agit du même type de sollicitation, mais les conditions de l'essai et les conditions de travail peuvent être différentes.

2. Les fondations superficielles :

2.1. Considérations Générales :

- Etats limites ultimes (ELU) :
 - Eurocode 7 le règlement européen définit 5 états limites ultimes (ELU) pour un système sol/fondation/ouvrage, schématisés d'ailleurs à la figure 26, et qui sont (CEN, 2004) :
 - Perte de capacité portante du sol (GEO),
 - Rupture par glissement (GEO),
 - Rupture de la structure suite au mouvement de la fondation (STR).
 - Instabilité d'ensemble (GEO),
 - Rupture combinée dans le terrain et dans la structure (GEO, STR).
- Etats limites de service (ELS) :

Trois états limites de service pour les fondations superficielles sont définis. Il s'agit de (CEN, 2004) : tassements excessifs uniforme ou différentiel, soulèvement excessif sous l'effet du gonflement du sol, du gel ou d'autres causes, vibrations inadmissibles.

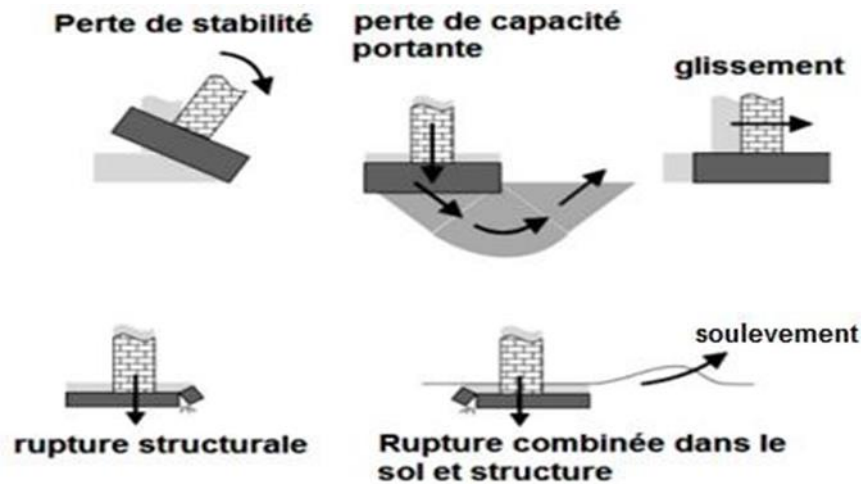


Figure 29.3: Schématisation des états limites ultimes selon l'Eurocode 7 (traduit de Harris & Bond, 2008) [12]

2.2. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE :

2.2.1. A PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE :

La détermination de la capacité portante des fondations superficielles à partir des essais pressiométriques nécessite la détermination de certaines paramètres mécaniques et géométriques de sol et des fondations à savoir :

➤ Pression limite équivalente P_{le} :

La pression limite équivalente p_{le}^* est une valeur « moyennée » de la pression limite p_l^* du sol sous la base de la fondation. On prend par convention :

Dans le cas de sols de caractéristiques pressiométriques homogènes : $p_{le}^* = p_l^* (B+2.B/3)$.

Dans le cas de sols présentant une variation importante de p_l^* :

p_{le}^* est la moyenne géométrique des valeurs de p_l^* entre la base de la semelle et une

profondeur de $1,5.B$ sous : $p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{le1}^* + p_{le2}^* + \dots + p_{le(n)}^*}$

➤ Encastrement équivalent D_e :

L'encastrement équivalent est alors défini par la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D P_1^*(z) dz$$

➤ Le facteur de portance K_p :

k_p (tableau) est le facteur de portance, qui dépend du type et de la classe de sol et peut s'écrire sous la forme (1), différente de celle habituellement utilisée :

$$k_p = k_p(0) + k_p(B) \frac{De}{B} + K_p(L) \frac{De}{L}$$

Tableau 7: Valeurs du facteur de portance k_p [9]

Type et classe de sol	Expression de k_p	Pression limite P_l (MPa)
Argiles et limons mous A Craies molles A	$0.8 + 0.12 \frac{De}{B} + 0.8 \frac{De}{L}$	< 0,7
Argiles et limons fermes B	$0.8 + 0.17 \frac{De}{B} + 0.11 \frac{De}{L}$	1,2 à 2,0
Argiles très fermes à dures C	$0.8 + 0.24 \frac{De}{B} + 0.16 \frac{De}{L}$	> 2,5
Sables et graves lâches A	$1 + 0.21 \frac{De}{B} + 0.14 \frac{De}{L}$	< 0,5
Sables et graves moyennement compacts B	$1 + 0.30 \frac{De}{B} + 0.20 \frac{De}{L}$	1,0 à 2,0
Sables et graves compacts C	$1 + 0.48 \frac{De}{B} + 0.32 \frac{De}{L}$	> 2,5
Craies altérées B Craies compactes C	$1.3 + 0.21 \frac{De}{B} + 0.14 \frac{De}{L}$	1 à 2,5 > 3
Marnes, marno-calcaires A Roches altérées B	$1 + 0.16 \frac{De}{B} + 0.11 \frac{De}{L}$	1,5 à > 4,5

La capacité portante des fondations est déterminée à partir des paramètres sus cités :

➤ **La contrainte ultime q_u :**

La contrainte de rupture du sol (q_u) sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée est calculée selon L. Ménard à partir des résultats de l'essai pressiométrique par la relation suivante :

$$q_u = (K_p/F_s) \cdot P_{le}^* + q_0$$

Avec :

Kp : Facteur de portance pressiométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol.

Ple* : Pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne géométrique des pressions limites nettes sur une profondeur égale à 1,5 B située sous la semelle (DTR- BC 2.33.1).

Fs : coefficient de sécurité,

q0 : Représente la contrainte due au poids des terres à la profondeur d'ancrage de la fondation.

Tableau 8:classification des sols et des roches [9]

Classes de sols		p_i (MPa)	q_c (MPa)
Argiles, limons	A – mous	< 0,7	< 3,0
	B – fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C – très fermes à durs	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A – lâches	< 0,5	< 5,0
	B – moyennement compacts	1,0 à 2,0	5,0 à 15,0
	C – compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A – molles	< 0,7	< 5,0
	B – altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C – compactes	> 3,0	-
Marnes, marno-calcaires	A – tendres	1,5 à 4,0	-
	B – compacts	> 4,5	-
Roches	A – altérées	2,5 à 4,0	-
	B – compactes	> 4,5	-

Le facteur de portance pressiométrique peut-être calculé à partir de formules générales (issues du Fascicule 62 – Titre V du CCTG) et dont les représentations graphiques sont les suivantes (voir Figure 6 et Figure 7 ci-après).

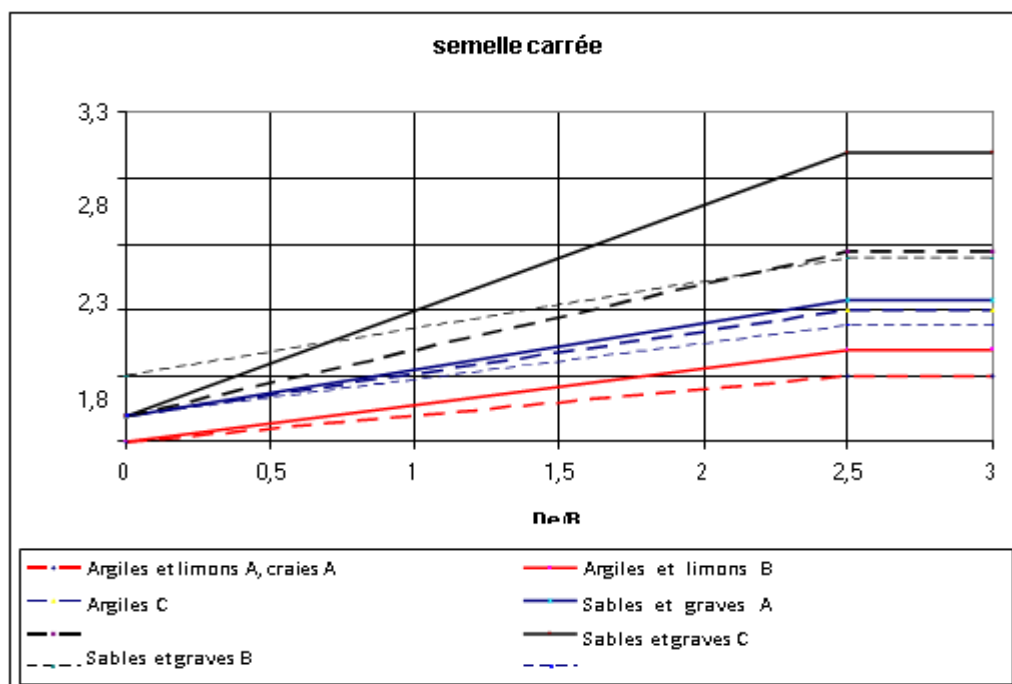


Figure 30.3: facteur de portance pressiométrique pour une semelle carrée [15]

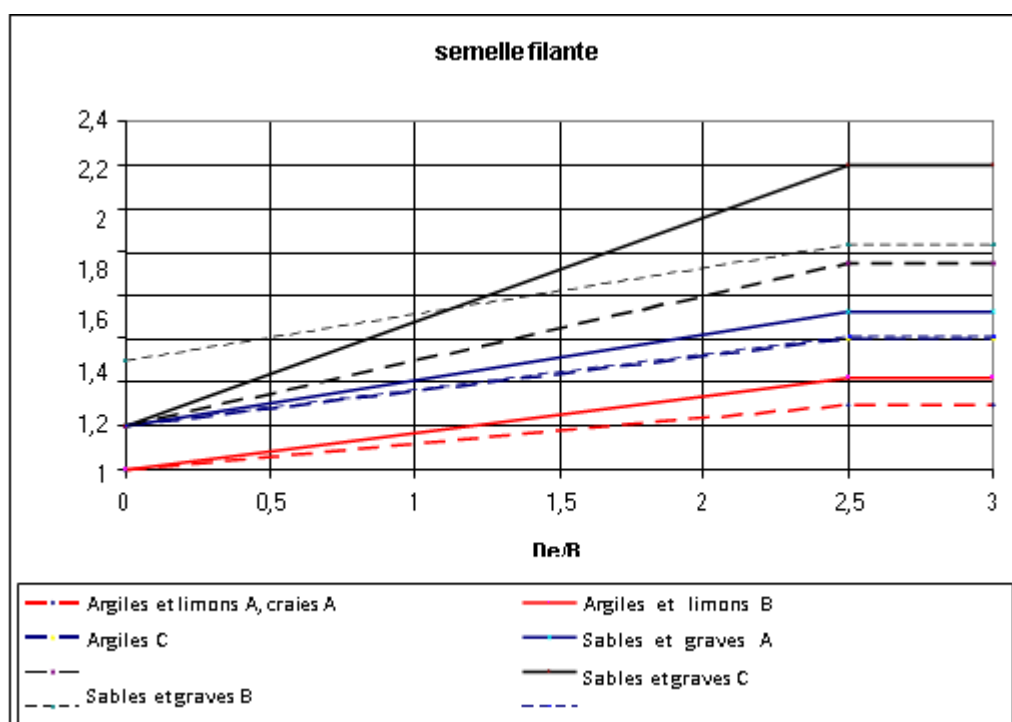


Figure 31.3: facteur de portance pressiométrique pour une semelle filante [15]

2.2.2. A PARTIR DES ESSAIS DE PENETROMETRE STATIQUE:

L'essai au pénétromètre statique permet de donner un profil continu de pénétration donnant la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur.

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée, de largeur B , de longueur L et d'encastrement D ,

La contrainte ultime q_u est obtenue par la formule :

$$q_u = K_c \cdot q_{ce} \cdot i \sigma + \gamma D$$

$i \sigma$: coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison ;

γ : Poids volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant.

q_{ce} : résistance de pointe équivalente calculée comme la valeur moyenne des résistances de pointes nettes sur une profondeur égale à $1,5 B$ située sous la semelle.

Les résistances des pointes nettes sont déduites des résistances de pointes mesurées en écrêtant les valeurs supérieures à $1,3$ fois la moyenne calculée sur $1,5 B$ des résistances de pointe mesurées.

Le cas de profils de pénétration qui fait apparaître dans la zone, d'action des fondations de l'ouvrage des valeurs de $q_c < 0,5$ MPa doit faire l'objet d'une étude complémentaire avant de choisir le type de fondation et la contrainte q_u .

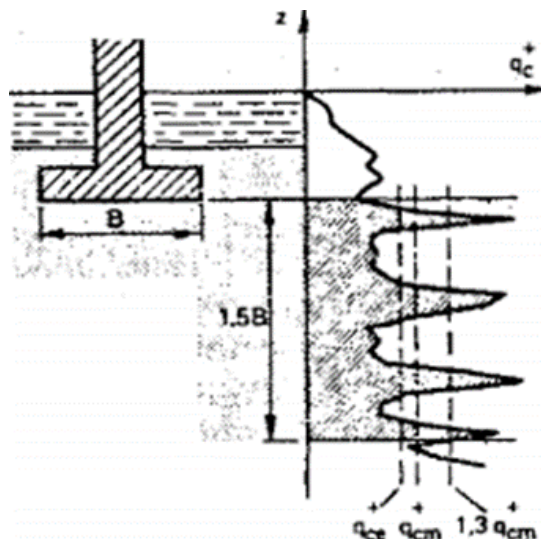


Figure 32.3: Principe de Calcul de la Résistance de Cone Equivalant

k_c : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol.(12)

2.2.3. A PARTIR DE L'ESSAI DE PENETROMETRE

DYNAMIQUE :

L'essai au pénétromètre dynamique permet d'obtenir un profil de pénétration donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur.

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B , de longueur L et d'encastrement D , la contrainte ultime q_u est obtenue par :

$$q_u = \frac{q_d}{5a_7}$$

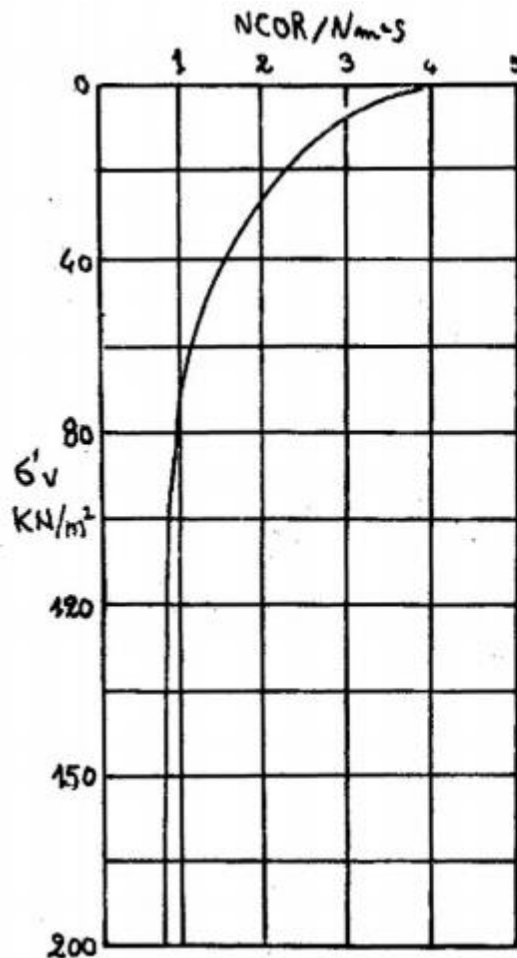
$5a_7$: Coefficient empirique utilisé pour convertir la résistance dynamique en contrainte ultime.

Commentaire :

L'utilisation de cet essai est fortement déconseillée dans le cas des sols fins, limon saturés sous nappe.

Dans les autres cas, la formule ci-dessus doit être utilisée avec prudence pour une estimation de la contrainte ultime au stade de l'avant-projet.

2.2.4. A PARTIR DE L'ESSAI SPT (Standard Pénétration Test)



contrainte admissible :

– Si $B \leq 1.20 \text{ m}$

$$q_a = \gamma D + 19.2 N_{cor} F \frac{S}{25.4}$$

– Si $B > 1.20 \text{ m}$

$$q_a = \gamma D + 12 N_{cor} F \left(\frac{3.3 B + 1}{3.3 B} \right)^2$$

$$\text{Avec } F = \left(1 + 0.33 \frac{D}{B} \right) \leq 1.33$$

➤ Détermination de la contrainte admissible :

La contrainte admissible est déduite de la contrainte ultime par la formule suivante

$$Q_a = \frac{\gamma D + q_u - \gamma D}{F}$$

F : Facteur de sécurité (généralement $F \geq 3.0$)

Q_a : Contrainte admissible [kPa]

q_u : Contrainte ultime [kPa]

γ : Poids volumique du sol

D : Profondeur de la fondation . (12)

2.3. CALCUL DU TASSEMENT :

2.3.1. A partir l'essai du pressiomètre Menard :

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai.

Au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les Recommandations du fascicule 62 titre V.

Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais.

➤ **Cas d'un sol homogène :**

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B. Le Tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$s(10\text{ans}) = s_c + s_d$$

Si la fondation a un encastrement presque nul, il faut majorer le tassement obtenu de 20%. Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

$$s_c = (q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha / (9E_c) \quad : \text{le tassement volumique}$$

$$s_d = 2(q - \sigma_v) B_0 \quad : \text{le tassement déviatique}$$

Avec :

Ed : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

q : contrainte verticale appliquée par la fondation ;

σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

λ_c et λ_d : coefficients de forme donnés dans le tableau 13 ;

α : coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le tableau 12

B : largeur ou diamètre de la fondation ;

$B_0=0.60$: dimension de référence ;

E_c : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique.

➤ **Cas d'un sol hétérogène :**

Dans le cas d'un sol hétérogène, on découpe le sol en couches successives d'épaisseur B/2 et numérotées de 1 à 16.

Les modules E_c et E_d sont calculés de la manière présentée dans ce qui suit les notations utilisées pour le calcul.

E_c est pris égal au module E_1 mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la

Fondation : $E_c = E_1$

E_d est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2.5E_{6.8}} + \frac{1}{2.5E_{9.16}}$$

$E_{i,j}$, étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur $i B/2$ à la profondeur $j B/2$

$$3.0 / E_{3.5} = (1 / E_3) + (1 / E_4) + (1 / E_5)$$

Tableau 9: Coefficient Rhéologique [9]

type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	roche
	α	E / p1	α	E / p1	α	E / p1	α	E / p1	α		α
surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	2/3	1/2		1/3	Très peu fracturé	2/3
normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	normal	1/2
sous consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
										Très aliéré	2/3

Tableau 10 : Coefficient rhéologique α [9]

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Si les valeurs de $9B/2$ à $8 B$ ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs sus-jacentes, on calcule E_d de la manière suivante :

$$3.6 / E_d = (1 / E_1) + (1 / 0.85 E_2) + (1 / E_{3.5}) + (1 / 2.5 E_{6.8})$$

Il en est de même si les valeurs de 3 B à 8 B ne sont pas connues :

$$3.2/ E_d = (1/ E_1) + (1/ 0.85 E_2) + (1/ E_{3.5})$$

Dans le cas d'une couche de sol molle intercalaire, le calcul du tassement total **st** est effectué en ajoutant au tassement d'ensemble **s**, calculé comme précédemment, le tassement **sm** correspondant à la couche molle :

$$S_t = S + S_m$$

Avec :

$$S = S_C(E_C) + S_d(E'_d) \quad \text{Et} \quad s_m = \alpha_m \left[\frac{1}{E_m} - \frac{1}{E'_d} \right] \Delta q_m \cdot H$$

Avec :

Ed' : module pressiométrique dans le domaine déviatorique calculé sans tenir compte des valeurs correspondant à la couche molle (on substitue au module **Em** un module de même ordre de grandeur que celui des autres couches),

Em : module pressiométrique moyen de la couche molle,

αm: coefficient rhéologique de la couche molle (tableau 12),

Δqm: valeur de la surcharge verticale au niveau de la couche molle (surcharge due à la fondation). Pour l'évaluation de la contrainte transmise sur la couche molle.

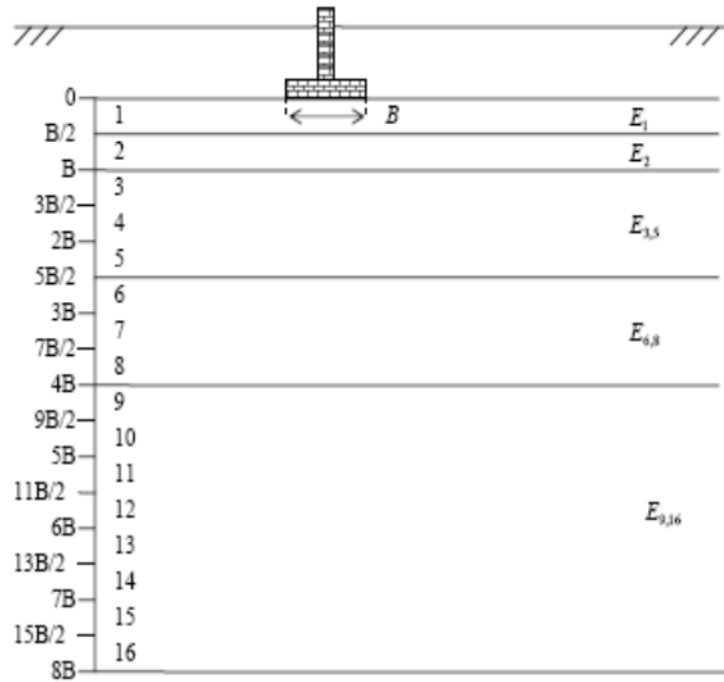


Figure 33.3: Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation [14]

2.3.2. A Partir des essais pénétrométriques (statiques, SPT) :

Les méthodes pénétrométriques ne permettent pas en général une mesure directe des paramètres de compressibilité du sol.

Il est néanmoins possible d'estimer, à l'aide de corrélations basées sur l'expérience, et procéder ainsi, à une première estimation des tassements. Cependant, dans le cas où les tassements sont importants. Compte tenu de la nature de l'ouvrage, il est alors recommandé de compléter ces résultats par des essais de l'œdomètre et du pressiomètre.

3. LES FONDATIONS PROFONDES :

3.1. Introduction :

Puisque les fondations superficielles ne sont pas envisageables en raison de la présence de sol médiocre, les fondations profondes permettent de transférer les charges structurelles de notre ouvrage dans les couches de meilleure qualité en profondeur.

3.2. Considération générale :

Selon l'Eurocode-7, il existe 7 états limites ultimes à prendre en compte lors du calcul des fondations surpieux :

- 1) Stabilité d'ensemble,
- 2) Capacité portante de la fondation sur pieux,
- 3) Soulèvement ou résistance à la traction insuffisante de la fondation,
- 4) Rupture du terrain due au chargement latéral de la fondation,
- 5) Rupture du pieu,
- 6) Soulèvement ou résistance à la traction insuffisante de la fondation,
- 7) Rupture du terrain due au chargement latéral de la fondation,

3.3. Calcul la capacité portante :

3.3.1.A partir de l'essai pressiométrique :

Calcul de la capacité portante des fondations profondes à partir des essais pressiométriques passe par la détermination de trois paramètres :

- Hauteur d'encastrement équivalent.
- Charge limite de pointe ;
- Charge limite de frottement.

Hauteur d'encastrement équivalente :

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place, Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur z (figure 3-24) :

La pression limite nette : $p_l^* = p_l - p_0$ avec :

p_l : pression limite mesurée,

p_0 : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai ;

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est définie par :

$$D_e = \frac{1}{p_{Le}^*} \int_0^D P_L^*(z) dz$$

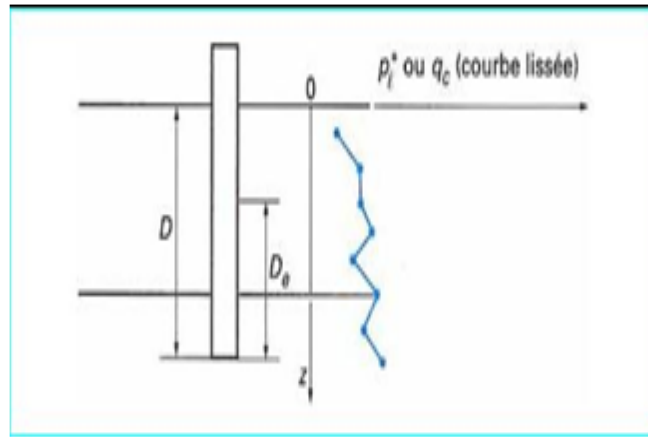


Figure 34.3: Définition de l'encastrement équivalent [14]

Pression limite nette équivalente au pressiomètre p_{le}^* :

C'est une pression moyenne autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante (figure 33) :

$$P_{Le}^* = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

$a = B/2$ si $B > 1$ m,

$a = 0,5$ m si $B < 1$ m,

$b = \min \{a, h\}$ où h : est la hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

Ce calcul n'est cependant valable que dans le cas d'une fondation porteuse homogène, c'est-à-dire une couche pour laquelle les valeurs maximales p_l de n'excèdent pas 2 fois les valeurs minimales de p_l .

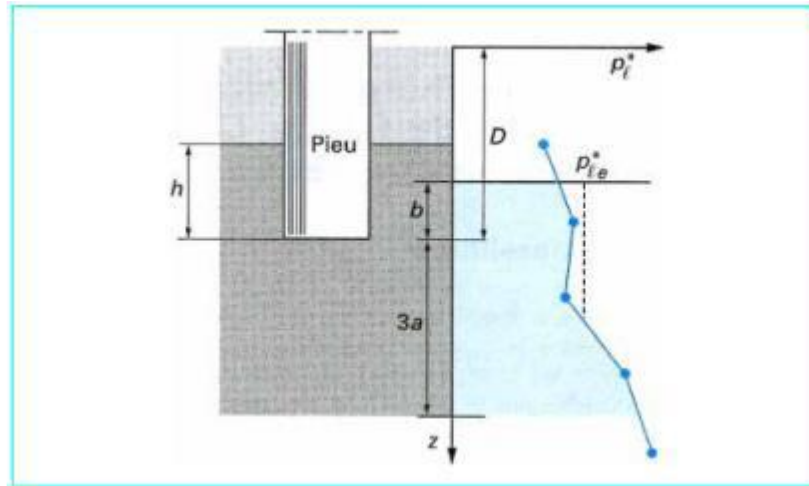


Figure 35.3 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre [14]

Profondeur critique :

$D/B > 5$: il s'agit de fondations profondes dont la base est située au-delà de la Profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de Fondation

Prévision de la charge limite Q_l :

➤ **Calcul de la charge limite de pointe Q_p :**

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993, la charge limite de pointe est donnée par la

Formule : **$Q_p = A k_p p_{le}^*$** avec :

A : section de pointe,

k_p : facteur de portance

p_{le}^* : pression limite nette équivalente

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques Sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance **k_p** sont données par le tableau 7. Le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et des profilés métalliques non obturés à la base est traité au ci-dessous.

➤ **Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :**

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = p \int_0^h q_s(z) dz$$

Dans cette expression, P désigne le périmètre du pieu et $q_s(z)$ le frottement latéral unitaire limite à la cote z .

La hauteur h est celle où s'exerce effectivement le frottement latéral. C'est la hauteur de pieu dans le sol, diminuée ;

- De la hauteur où le pieu comporte un double chemisage ;
- De la hauteur où s'exerce le frottement négatif.

➤ **Frottement latéral unitaire limite q_s :**

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette (Qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure 36.

Le choix de la courbe à utiliser en fonction :

—de la nature du sol ; du type de pieu est indiqué au tableau 9.

Pour certains types de pieux forés, deux courbes sont proposées, l'une d'elles correspondant à des conditions particulières explicitées dans les renvois (1), (2) et (3) du tableau 9.

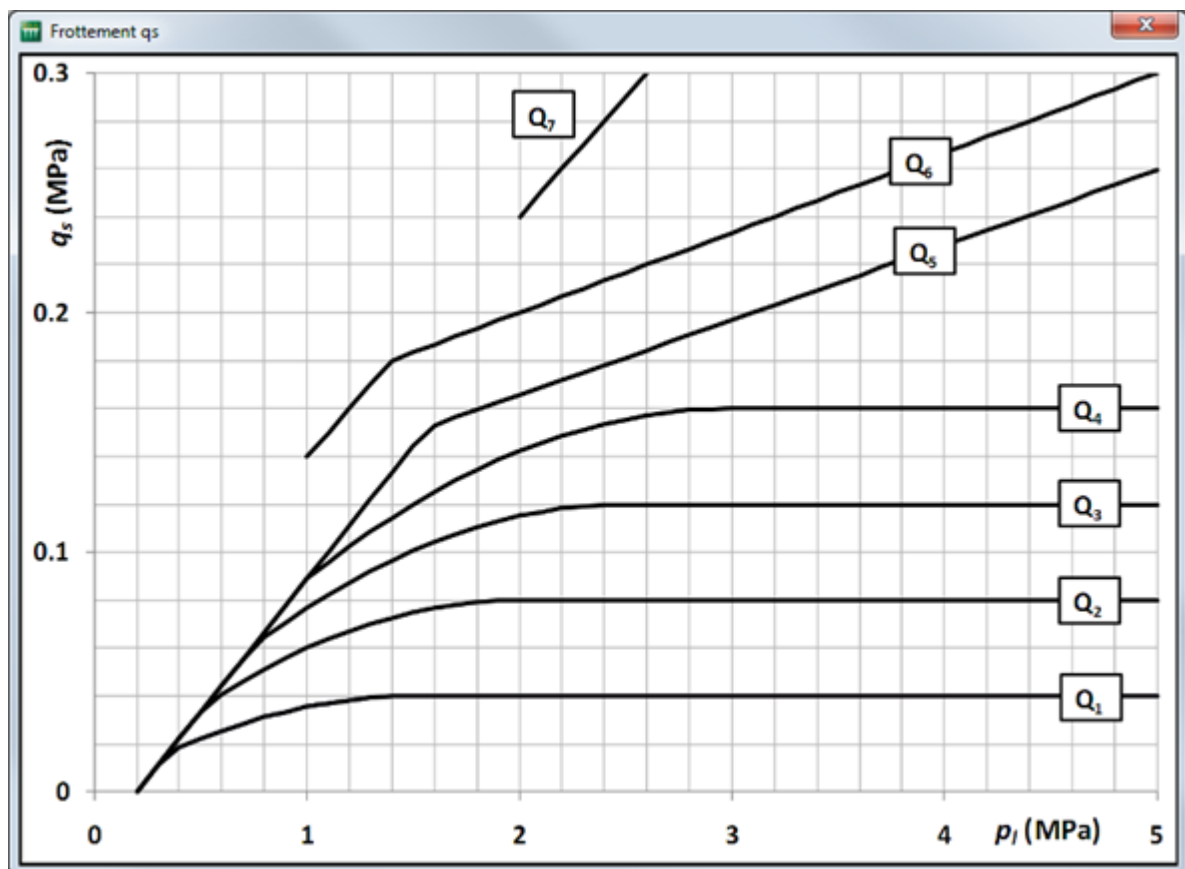


Figure 36.3: Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu [14]

Tableau 11: Valeurs du facteur de portance k_p

– Valeurs du facteur de portance k_p			
Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans Refoulement du sol	Éléments mis en œuvre sans Refoulement du sol
Argiles. Limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables. Graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes. Marno-calcaires		1.8	2.6
Roches altérées		1.1 a 1.8	1.8a 3.6

Calcul de la charge limite totale Q_l :

- Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a : **$Q_l = Q_p + Q_s$**
- Dans le cas des pieux travaillant en arrachement, on a : **$Q_l = Q_s$**
- Dans le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et des profilés

Métalliques non obturés à la base (pieux H et palplanches) dont la capacité portante est essentiellement mobilisée dans des argiles ou des sables, le fascicule 62, titre V, propose les expressions suivantes :

$$Q_p = \rho_p A K_p P_{le}^*$$

$$Q_s = p_s P \int_0^h q_s(z) dz$$

La valeur du facteur de portance **kp** pour le calcul de **Qp** est celle pour un pieu mis en Œuvre avec refoulement du sol (tableau 09) et la section **A** à considérer en pointe est la Section enveloppe pour les tubes et les pieux **H** et la section délimitée par les ailes pour les palplanches (figure 38).

La valeur du frottement latéral unitaire limite est celle pour un pieu métallique battu fermé (tableau 11 et figure 36) et le périmètre **P** à considérer pour le calcul du frottement latéral total **Qs** est le périmètre enveloppe pour les tubes et le périmètre développé pour les pieux **H** et les palplanches (figure 38). **Qp** et **Qs** sont affectés des coefficients réducteurs **pp** et **ps** donnés par le tableau 10. (9)

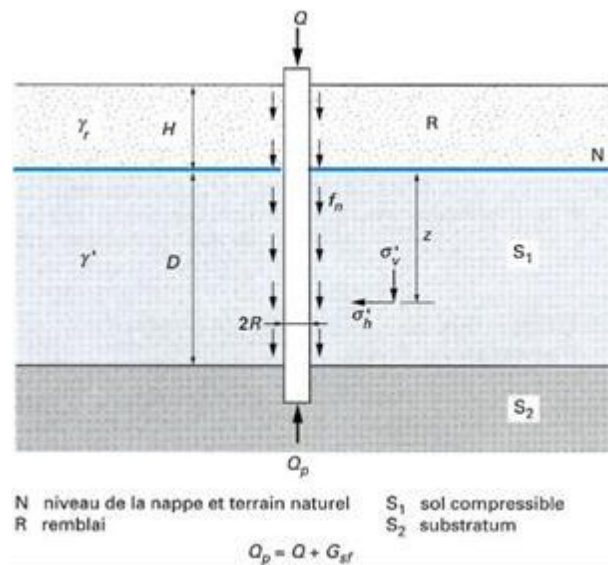


Figure 37.3: Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé [14]

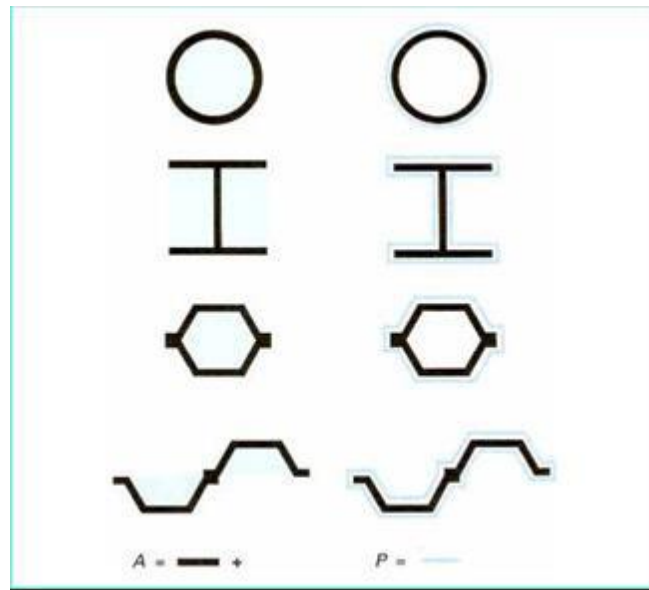


Figure 38.3: Section A et périmètre P à considérer pour les pieux tubulaires et les Profils métalliques ouverts à la base [14]

Tableau 12:réducteurs ρ_p et ρ_s pour les profilés métalliques ouverts à la base (9)

Coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s				
Pour les profilés métalliques ouverts à la base				
Nature du sol	Nature du sol			
	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Tubulaire ouverte	0.50	1.00	0.50	1.00
Pieu H	0.50	1.00	0.75	1.00
Palplanches	0.50	1.00	0.30	0.50

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (1)	Q ₂ , Q ₃ (1)				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₆
Foré à la boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (1)		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ (2)	Q ₃ , Q ₂ (2)	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ (1)	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ (3)		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ (2)	Q ₃ , Q ₂ (2)	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ (3)	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃	
Puits (5)	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄	
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		
Injecté haute pression (6)		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆		Q ₇ (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.
(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

Figure 39.3: Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art [14])

3.3.2. A partir de l'essai pénétrométrique statique :

Résistance de point :

Un sondage au pénétromètre statique consiste à faire pénétrer dans le sol, par vérinage à vitesse constante, une pointe conique portée par un train de tiges et à mesurer, de manière continue ou à intervalles déterminés, la résistance à la pénétration du cône (q_c).

Cette résistance est obtenue en divisant la force exercée sur le cône Q_4 (ou effort de pointe) par la surface A_4 de la plus grande section droite de la pointe :

$$q_c = Q_c / A_c \text{ (KN } l \text{ m}^2\text{)}$$

Pour un pieu isolé, la résistance en pointe et la résistance au frottement latéral se

calculent à partir de la résistance en pointe q_c du pénétromètre de la façon suivante :

$$Q_{pl} = q_c * q_{ce}$$

➤ **résistance de pointe équivalente q_{ce} du pénétromètre :**

avec :

$$q_{ce} = 1/(2B') \int_{(D - 0.5B')}^{(D + 1.5B')} q_c(z) dz$$

q_c^* : résistance de pointe du pénétromètre écrêtée à 1.3 qcm

qcm résistance de pointe du pénétromètre moyenne entre les profondeurs $(D - 0.5 B')$ et $D + 1.5 B'$

D : profondeur de la pointe du pieu

$B' = B$ si $B > 1.0$ m et $B' = 1.0$ si $B \leq 1.0$ m

B : diamètre du pieu

calcul du facteur de portance k_c :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(Z) dz$$

$q_c(z)$: résistance de pointe du pénétromètre mesurée à la pro-fondeur z .

Les valeurs de k_c sont données pour un encastrement équivalent supérieur à l'ancrage critique ($D_e \geq D_c = 5B$) en fonction de la nature du sol au voisinage de la pointe et du mode de mise en place du pieu voir tableau 12.

Tableau 13: valeur de k_c (9)

pieu / sol	pieu foré	pieu battu
argiles limons	0.35	0.45
sable (*) $q_{ce} \leq 5 \text{ MN/m}^2$	0.15	0.50
$q_{ce} \geq 15 \text{ MN/m}^2$	0.15	0.40

(*) interpoler linéairement pour $5 \leq i \leq 15 \text{ MN/m}^2$)

Résistance due au frottement latéral :

$$q_{sl} = q_c / \alpha \leq q_{sl \text{ max}}$$

q_c : résistance moyenne de pointe sur l'épaisseur de la couche traversée

* calcul de α et $q_{sl \text{ max}}$ (MNo/m²) voir tableau 13.

Tableau 14: calcul de α et $q_{sl \text{ max}}$ (9)

pieu / sol		Foré	foré avec tubage récupéré	métal battu (tube fermé)
argile limons	A	100	100	100
	$q_{sl \text{ max}}$	0.04	0.04	0.04
Sable	A	250	250	300
	$q_{sl \text{ max}}$	0.08	0.08	0.08

3.3.3. A partir de l'Essai SPT (Standard Pénétration Test)

L'essai SPT est un essai *de* pénétration dynamique normalisé qui consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un carottier fendu, porté par un train de tiges et à compter le nombre de coups N nécessaires pour obtenir un enfoncement de 30 cm.

Résistance de pointe :

$$q_{pl} = K \cdot N_1 \leq p_{pl \text{ max}}$$

Calcul de N_1 :

N_1 : nombre de coups corrigé pour une pression effective verticale de 0.1 MN/m^2 .

$$N_1 = C_n \cdot N$$

N : nombre de coups moyen mesuré au niveau de la pointe du pieu (10 B au-dessus et 4

B au-dessous de la pointe du pieu).

C_n : coefficient de correction fonction de q'_v (voir fig. n° 12)

q'_v : contrainte verticale effective au niveau du point de mesure.

Calcul de K :

K : facteur de portance, fonction du type de pieu (MN/m²)

-pieux battus dans les sables **K = 0.040 D/B**

-pieux forés dans les sables **K = 0.013 D/B**

-pieux battus dans sables **q_{pl} max = 0,4 N (MN/m²)**

-pieux forés dans sables **q_{pl} max = 0,13 N (MN/m²)**

Résistance due au frottement latéral

q_{sl} = α x N (MN/m²)

N : valeur moyenne mesurée sur la hauteur de la couche traversée

Calcul de α :

Ce coefficient est fonction du type de pieu :

Pieux battus dans les sables **α = 0.002**

Pieux forés dans les sables a **α = 0.00**

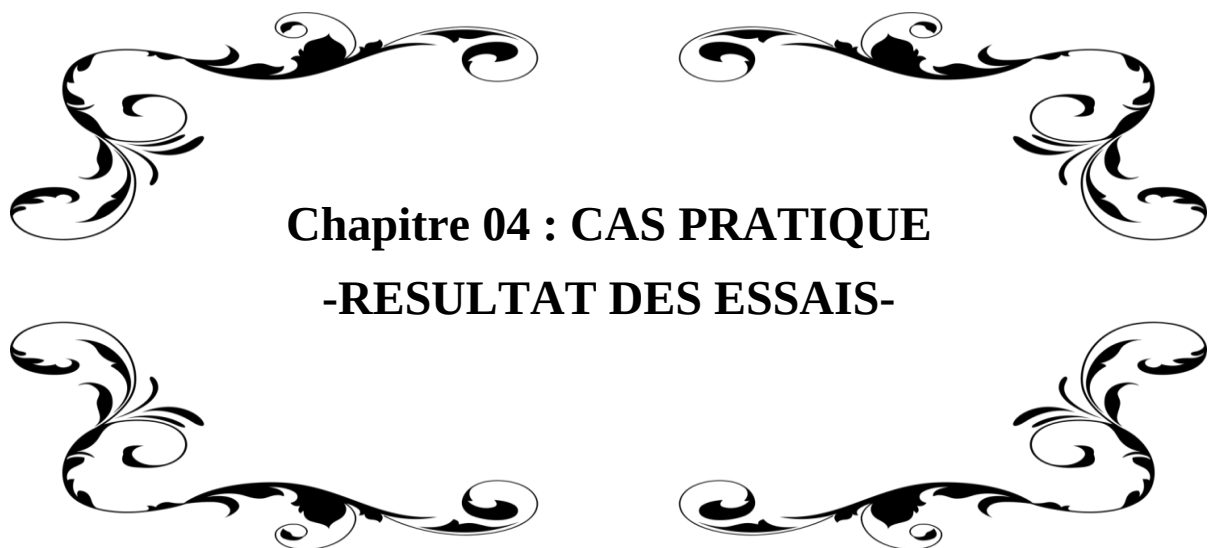
3.3.4. A partir l'essai Pénétromètre dynamique :

L'essai de la pénétration dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol par battage une pointe conique portée par un train de tiges et à compter le nombre de coups nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 cm.

L'application de la formule de battage des Hollandais permet d'obtenir la résistance dynamique q_d pour des valeurs de $q_d \leq 10$ à 15 MN/m²).

4. Conclusion

En conclusion, les essais "in situ" sont essentiels pour le calcul des fondations superficielles et profondes, car ils permettent d'établir des analogies précieuses entre le comportement du sol lors des tests et celui des fondations sous sollicitation. L'essai pressiométrique, en particulier, offre des informations cruciales pour évaluer les pressions de rupture et les tassements des fondations superficielles, tandis que le pénétromètre statique présente des similitudes avec le comportement des pieux. Ces essais permettent ainsi de mieux comprendre les interactions sol-structure et d'optimiser la conception des fondations, en garantissant la stabilité et la sécurité des ouvrages.



Chapitre 04 : CAS PRATIQUE
-RESULTAT DES ESSAIS-

1. Introduction :

Pour l'application des méthodes de calcul un exemple pratiques a été présenté dans la présente mémoire il s'agit de :

- Etude géotechnique d'un Ouvrage d'art sur la RN 23 à Laghouat ;

Dans ces exemples nous sommes limités aux calculs de la capacité portante des fondations par les essais in situ disponible soit :

- Essais pressiométriques ;
- Essais au pénétromètre dynamique.

2. Présentation du projet :

La présente étude concerne l'étude géotechnique d'un ouvrage d'art en béton armé sur la route nationale N23 reliant la ville d'Alger à son chef-lieu de wilaya Laghouat.

Ledit ouvrage franchisse Oued Messouss ou PK98+000 sur la RN23.

Il s'agit de l'opération de déboulement de la RN23.

Dans le présent document nous allons présenter le calcul de la capacité portante des fondations du projet par deux méthodes basées sur les essais géotechniques in situ.

3. Fondation superficielle :

3.1. Calcul Capacité portant :

3.1.1. Par l'essai pressiométrique :

Deux sondages pressiométriques ont été réalisés sur site de profondeur 17 et 9 m , les essais pressiométriques ont été réalisés chaque 1 m , les résultats obtenus à partir de l'essai pressiométrique sont portés dans les deux tableaux suivants :

Tableau 15: Sondage pressiométrique n°01

	Informations sur l'essai			Paramètre fondamentaux		
	Chantier	Forage	Profondeur (m)	p_f (MPa)	p_{lm} (MPa)	E_M (MPa)
1	RN 23 PK298+000	SP 01	1,00	0,15	0,26	7,5
2	RN 23 PK298+000	SP 01	2,00	0,26	0,44	6,4
3	RN 23 PK298+000	SP 01	3,00	0,08	0,23	5,3
4	RN 23 PK298+000	SP 01	4,00	0,54	0,68	16,9
5	RN 23 PK298+000	SP 01	5,00	0,41	0,63	13,0
6	RN 23 PK298+000	SP 01	6,00	0,50	0,69	31,9
7	RN 23 PK298+000	SP 01	7,00	0,35	0,60	18,6
8	RN 23 PK298+000	SP 01	8,00	0,45	0,62	13,4
9	RN 23 PK298+000	SP 01	9,00	0,29	0,45	4,7
10	RN 23 PK298+000	SP 01	10,00	0,10	0,29	0,9
11	RN 23 PK298+000	SP 01	11,00	0,90	1,47	35,1
12	RN 23 PK298+000	SP 01	12,00	1,44	3,15	44,8
13	RN 23 PK298+000	SP 01	13,00	1,92	3,10	152,1
14	RN 23 PK298+000	SP 01	14,00	1,92	3,26	115,4
15	RN 23 PK298+000	SP 01	15,00	0,93	1,57	46,6

16	RN 23 PK298+000	SP 01	16,00	1,98	3,37	174,2
17	RN 23 PK298+000	SP 01	17,00	1,96	3,33	379,1

Tableau 16: Sondage pressiométrique n°02 :

	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux		
	Chantier	Forage	Profondeur (m)	p _f (MPa)	p _{lm} (MPa)	E _M (MPa)
1	RN 23 PK298+000	SP 02	1,00	0,05	0,09	1,6
2	RN 23 PK298+000	SP 02	2,00	0,19	0,66	7,6
3	RN 23 PK298+000	SP 02	3,00	0,15	0,36	7,5
4	RN 23 PK298+000	SP 02	4,00	0,18	0,24	5,3
5	RN 23 PK298+000	SP 02	5,00	0,14	0,18	4,9
6	RN 23 PK298+000	SP 02	6,00	0,57	1,12	22,4
7	RN 23 PK298+000	SP 02	7,00	0,30	0,71	17,2
8	RN 23 PK298+000	SP 02	8,00	0,41	0,84	12,8
9	RN 23 PK298+000	SP 02	9,00	0,54	1,26	15,1

A. Pression Limite Equivalente :

- **Pour SP01 :**

$$\rho_{Le}^* = n \sqrt{p_{Le1}^* + p_{Le2}^* + \dots + p_{Le(n)}^*} = 0.49$$

- **Pour SP02 :**

$$\rho_{Le}^* = n \sqrt{p_{Le1}^* + p_{Le2}^* + \dots + p_{Le(n)}^*} = 0.45$$

Les calculs pour une Profondeur d'ancrage = 4.00m

B. Calcul Facteur de portance :

Tableau 17:Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)

Tableau Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)		
Type de sol	kp max (semelle carrée)	kp max (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	1,50	1,22
Argiles C.....	1,80	1,40
Sables A	1,88	1,53
Sables et graves B.....	2,25	1,75
Sables et graves C.....	3,00	2,20
Craies B et C	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	1,68	1,41

- Pour SP01 et SP02 :

Kp max = 1.10

C. Contrainte ultime Qu :

Qu = (Kp/Fs). Pl_e* + q₀

Tableau 18: résultats contrainte ultime

	kp max (semelle filante)	Pl _e *	Qu(Mpa)
SP01	1.10	0.49	0.181
SP02		0.45	0.165

- Pour SP01 :

$$Pl_e^* = 0.49$$

$$Qu = (1.10/3) \times 0.49 = 0.181 \text{ Mpa}$$

- Pour SP02 :

$$Pl_e^* = 0.45$$

$$Qu = (1.10/3) \times 0.45 = 0.165 \text{ Mpa}$$

3.1.2. A partir de l'essai Pénétromètre dynamique

Dans le cadre de la présente étude vingt essais de pénétration dynamique au pénétromètre lourd ont été réalisés sur le site.

Dans notre exemple de calcul nous avons utilisé les résultats d'un seul essai, qui est considéré le cas le plus défavorable (le point le plus faible de point de vu portance) soit le PDL 20.

Les résultats de l'essai au pénétromètre dynamique de point N° 20 sont portés dans le tableau suivant :

Tableau 19: Tableau récapitulatif des résultats de Pénétromètre dynamique, PD20

Profondeur (m)	Nombre des coups	qd (daN/cm2)
0	0	0
0.2	17	146.2
0.4	11	94.6
0.6	7	60.2
0.8	7	56.14
1	5	40.1
1.2	13	104.26
1.4	13	104.26
1.6	23	184.46
1.8	23	172.5
2	20	150
2.2	19	142.5
2.4	18	135
2.6	20	150
2.8	23	160.77
3	23	160.77
3.2	18	125.82
3.4	15	104.85
3.6	15	104.85
3.8	13	85.02
4	10	65.4

4.2	10	65.4
4.4	13	85.02
4.6	16	104.64
4.8	18	110.7
5	18	110.7
5.2	29	178.35
5.4	55	338.25

- Calcule la contrainte ultime q_u :

$$q_u = \frac{q_d}{5a7}$$

Les Calcul pour une Profondeur d'ancrage = 4.00m

$$q_d = 65.4 \text{ daN} = 6.54 \text{ MPa}$$

$$q_u = \frac{6.54}{5a7} = 1.308 \text{ MPa}$$

On remarque que les valeurs de la capacité portante des fondations obtenues à partir de l'essai pressiométrique sont trop pessimiste par rapport à celles obtenus à partir de l'essai au pénétromètre dynamique.

3.2. Calcul des tassements :

On plus de calcul de la capacité portante des fondations nous allons présenter un calcul des tassements sous les fondations à partir des essais in situ

3.2.1. A partir l'essai du pressiomètre Menard

Le tassement sous une fondation pour une durée de dix (10) ans est estimé par la formule suivante :

$$S(10 \text{ ans}) = S_c + S_d$$

$$s_c = (q - \sigma_v) \lambda_c B \alpha / (9E_c) \quad : \text{le tassement volumique}$$

$$s_d = 2(q - \sigma_v) B_0 \quad : \text{le tassement de viatique}$$

Tableau 19: Coefficients de forme λ_c et λ_d

	Coefficients de forme λ_c et λ_d					
L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau 20 : Coefficient rhéologique α

Coefficient rhéologique α											
Type	Tour be	Argile		Limon		Sabl e		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/p	α	E/p	α	E/p	α	E/p	α		α
Sur consolidé ou très serré		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu Fracturé.....	2/3
Normalement consolidé	1	9 à	2/3	8 à	1/2	7 à	1/3	6 à	1/4	Normal	1/2
Sous- consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
										Très altéré.....	2/3

Tableau 21 : résultat de tassement

	q(Mpa)	S _c (m)	S _d (m)	S (m)	OBS
SONDAGE					
SP01	0.181	0.003	0.196	0.199	> 5cm
SP02	0.165	0.007	0.168	0.175	
SP01	0.151	0.002	0.145	0.147	> 5cm
SP02	0.135	0.005	0.117	0.122	
SP01	0.101	0.001	0.062	0.063	> 5cm
SP02	0.085	0.001	0.035	0.036	< 5cm
SP01	0.090	0.001	0.043	0.044	Acceptable
SP02	0.090	0.002	0.044	0.045	

Après les calculs des tassements en fonction des plusieurs contraintes verticales appliquées par la fondation ($S=f(q)$). Le taux de travail des semelles qui permet d'obtenir un tassement admissible (<5cm) est limité à 0,9 bar.

3.2.2.A partir des essais pénétrométrique (statique, SPT)

Les méthodes pénétrométriques ne permettent pas en général une mesure directe des paramètres de compressibilité du sol.

4. Fondation profonde :

4.1. Calcul de la Capacité Portante :

4.1.1. Par la méthode pressiométrique

La portance est calculée par la contrainte de rupture sous la pointe q_u et le frottement latéral unitaire limite q_s d'un élément de fondation.

A. Contrainte de rupture sous la pointe Q_u :

$$Q_u = K_p \cdot P_{le}^*$$

B. Calcul de la charge limite Q_l :

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a : $Q_l = Q_p + Q_s$

- Charge limite de pointe Q_p

$$Q_p = A k_p p_{le}$$

- Charge limite de frottement latéral Q_s :

$$Q_s = p \int_0^h q_s(z) dz$$

Tableau 22: SP01

z	QS (KN)	QP (KN)
-12.000	1738.6	3849.4
-12.000	1738.6	3849.4
-12.000	1738.6	4393.1
-13.000	2331.2	4052.2
-13.000	2331.2	4052.2
-13.000	2331.2	3885.1
-14.000	2931.1	4218.8
-14.000	2931.1	4218.8
-14.000	2931.1	3886.6
-15.000	3449.8	4687.8
-15.000	3449.8	4687.8
-15.000	3449.8	5191.7
-16.000	4054.6	5406.1
-16.000	4054.6	5406.1
-16.000	4054.6	5394.7
-17.000	4657.6	5460.9
-17.000	4657.6	5460.9
-17.000	4657.6	5460.9
-18.000	5260.6	5460.9
-19.000	5863.6	5460.9
-20.000	6466.6	5460.9

Tableau 20: SP02

z	QS (KN)	QP (KN)
-12.000	1198.9	1230.6
-12.000	1198.9	1230.6
-12.000	1198.9	1468.4
-13.000	1355.7	1721.9
-13.000	1355.7	1721.9
-13.000	1355.7	2008.4
-14.000	1544.9	1914.5
-14.000	1544.9	1914.5
-14.000	1544.9	2110.1
-15.000	2052.3	2480.1
-15.000	2052.3	2480.1
-15.000	2052.3	2583.5
-16.000	2565.5	2908.0
-16.000	2565.5	2908.0
-16.000	2565.5	3083.3
-17.000	3111.8	3249.6
-17.000	3111.8	3249.6
-17.000	3111.8	3249.6
-18.000	3658.2	3379.3
-19.000	4204.6	3443.8
-20.000	4751.0	3443.8

Les Calcul Pour une profondeur de 16.00m :

- Pour SP01 :

On a $Q_s = 2654.6$ et $Q_p = 4264.3$

La charge limite totale

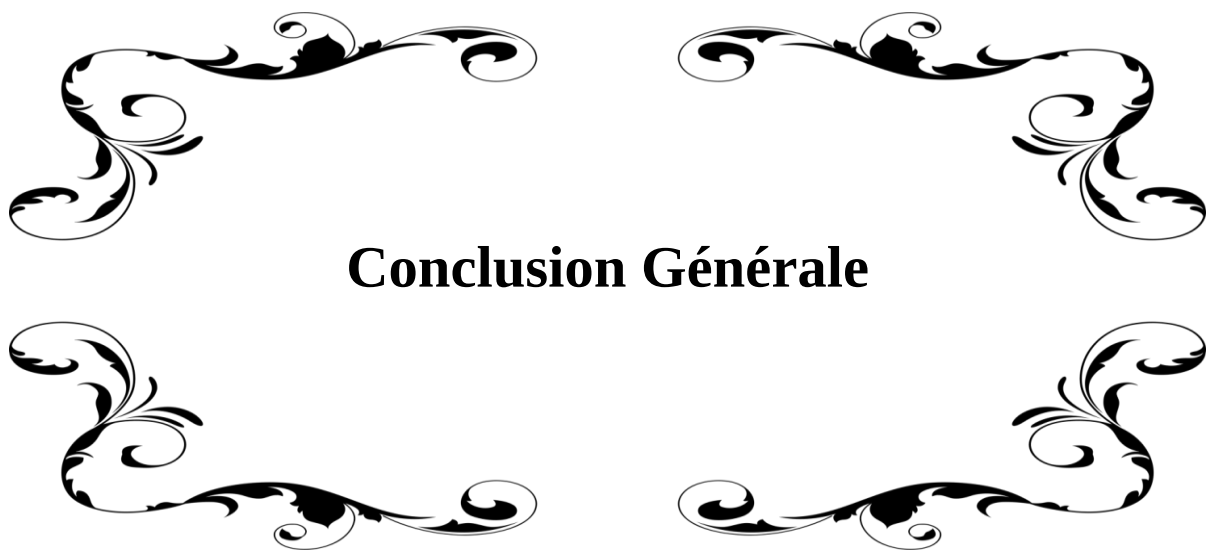
$$Q_l = 2654.6 + 4264.3 = 6918.9$$

- Pour SP02 :

On a $Q_s = 2831.1$ et $Q_p = 5148.5$

La charge limite totale

$$\mathbf{Ql = 2831.1 + 5148.5 = 7979.6}$$



Conclusion Générale

Conclusion générale :

L'étude présentée dans ce travail a pour objectif de définir quelques méthodes pour la détermination de la capacité portante des fondations. Parmi les différentes méthodes utilisées pour l'étude des fondations nous nous sommes intéressés par les méthodes basées sur les résultats des essais in situ.

Les avantages offerts par les essais in situ sont nombreuses, on peut surtout citer celles relatifs aux déterminations des caractéristiques de sol dans les conditions réelles sans perturbation, cet avantage se reflète sur les résultats des études basées sur les caractéristiques de sol tel que la stabilité des talus, la détermination de la capacité portante des fondations et le calcul des tassements.

La présente étude a permis de présenter Quatre essais géotechniques in situ qui sont les plus utilisés par les laboratoires et bureau d'étude en Algérie, il s'agit de :

- **L'essai Pressiométrique ;**
- **L'essai de pénétration statique ;**
- **L'essai d'au pénétration dynamique ;**
- **L'essai standard pénétration test SPT**

Pour chaque type d'essai, nous avons présenté les équipements nécessaires pour le déroulement de l'essai, le mode opératoire de l'essai ainsi que la présentation des résultats des essais, nous avons aussi présenté la méthode de calcul des caractéristiques de sol à partir de chaque essai, ces caractéristiques sont les données d'entrées pour le calcul des fondations.

Pour les fondations superficielles, nous avons présenté les méthodes de calcul de la capacité portante des semelles basé sur les quatre essais, mai pour le calcul des tassements seule la méthode des essais pressiométrique qui a été présentée.

Pour les fondations profondes, quatre méthodes de calcul de la capacité portante des pieux ont été présentés basées sur les quatre essais suscités.

Des exemples pratiques réelles ont été présenté pour une meilleure application numérique des différentes méthodes de calcul, les essais géotechniques in situ ont été réalisés au niveau de Laboratoire des Travaux Publics du Sud, et les calculs ont été faits par nos mêmes.

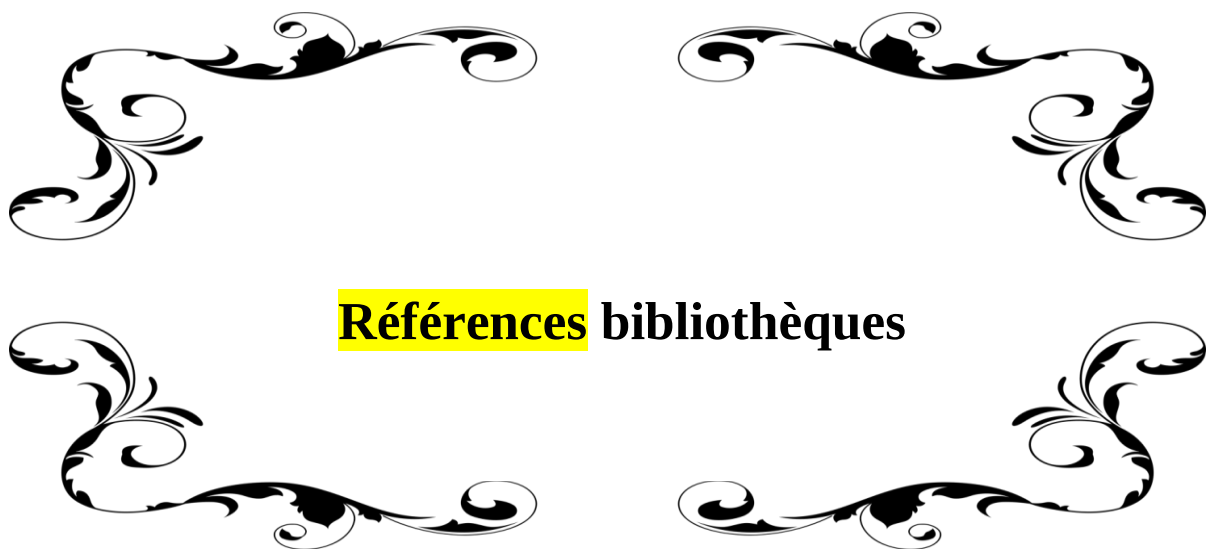
CONCLUSION GENERALE

Il est à noter qu'au niveau de laboratoire du sud LTPSud, ils utilisent un logiciel de calcul appelé « FOXTA » qui utilise en même temps les résultats des essais au laboratoire et les essais in situ.

Les méthodes les plus utilisées en Algérie sont celles basées sur les essais pressiométriques.

Cette étude nous a permis de prendre une bonne appréciation sur le calcul des fondations par les méthodes basées sur les essais géotechniques in situ, il est toujours utile pour un ingénieur de maîtriser le calcul des fondations.

Des études de comparaisons des résultats des études basées sur les essais en laboratoire avec d'autres basées sur les essais in situ ont permis une meilleure appréciation des études de fondation.



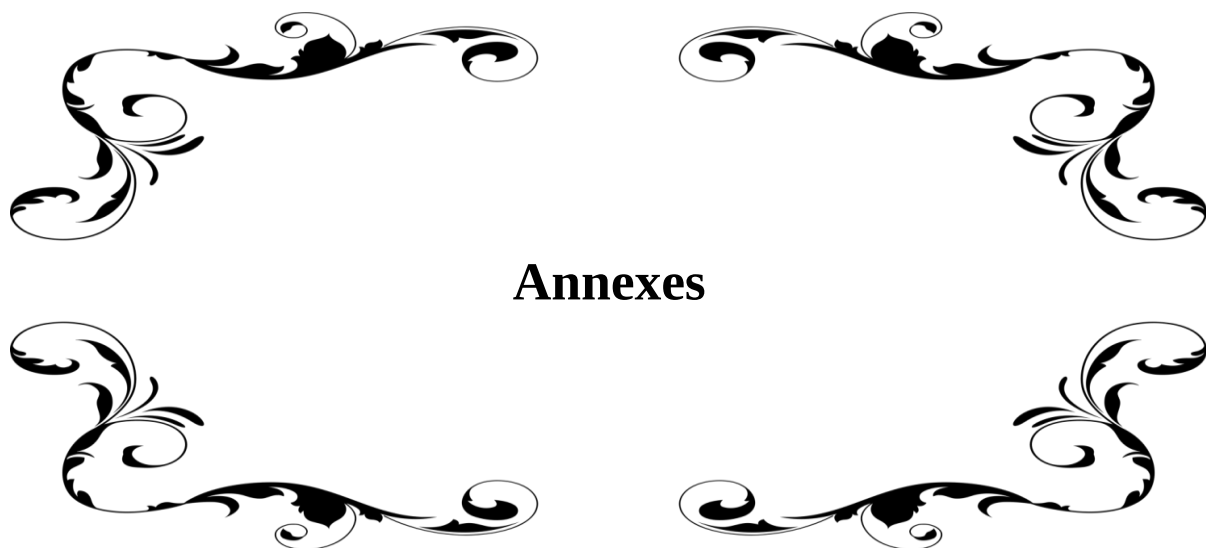
Références bibliothèques

REFERENCES BIBLIOTHEQUES

- [1].Kassoul, M. (2015-2016). Chapitre 2 : Ossatures Bâtiment [cours], Université deChlef. <https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2017/03/CHAPITRE-2-FONDATIONS.pdf>
- [2].Boumaza, N et Khebbab, M. (2015). Conception et calcul des fondations sur pieux. Université de Guelma, faculté des sciences et de la technologie.
- [3].Touati, S. (2019). Calcul numérique de la capacité portante sismique d'une fondation filante. Université Badji Mokhtar Annaba, Faculté des sciences de l'ingénierat.
- [4].Norme Française P94-262 : Justification des ouvrages géotechniques - Norme d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes
- [5].Zadjaoui, A et Aissaoui, S.)2019-2020(. Essais Géotechniques [TP], Université Tlemcen <https://shorturl.at/E7irr>
- [6].Baguelin F, Jezequel J. F. (1973). Le pressiomètre autoforeur, Annales de L'ITBTP.
- [7].Bouafia.A. (2009). Calcul pratique des fondations et des soutènements. 2ème édition, Alger.
- [8].Philipponnat, G. (1979). Fondations et Ouvrages en Terre, Paris: Edition Eyrols.
- [9].Mir, M. (2018). Contribution des essais de pénétration à l'étude des fondations : modélisation numérique et analyse des bases de données. Université blida 1, Faculté de technologie, -
- [10].Bouafia.A. (2006). Les essais in situ dans les projets de fondations, 3ème édition, Alger : Office des publications universitaires
- [11]. www.researchGate.com
- [12].Eurocodes 7. (2004). Calcul géotechnique. Le comité européen pour la standardisation.
- [13].Bourokba, M. (2015-2016). Calcul Pratique des Fondations, Université Mohamed Boudiaf Oran, faculté d'architecture et de génie civil.
- [14].Bouزيد, S et Hadboune, B. (2019-2020). Evaluation des caractéristiques de sol de fondation par les essais de laboratoire et les essais in situ Étude comparative, Université de Ghardaïa, Faculté des sciences et technologies.
- [15].Fascicule 62. (1998). Conception et réalisation des fondations profondes, Association Française de Normalisation (AFNOR).
- [16].Norme Algérienne DTR B C 2331. (1992). Conception et exécution des fondations, Institut Algérien de Normalisation.
- [17].Norme Algérienne DTR BC 2332. (1995). Conception et réalisation des fondations profondes, Institut Algérien de Normalisation.

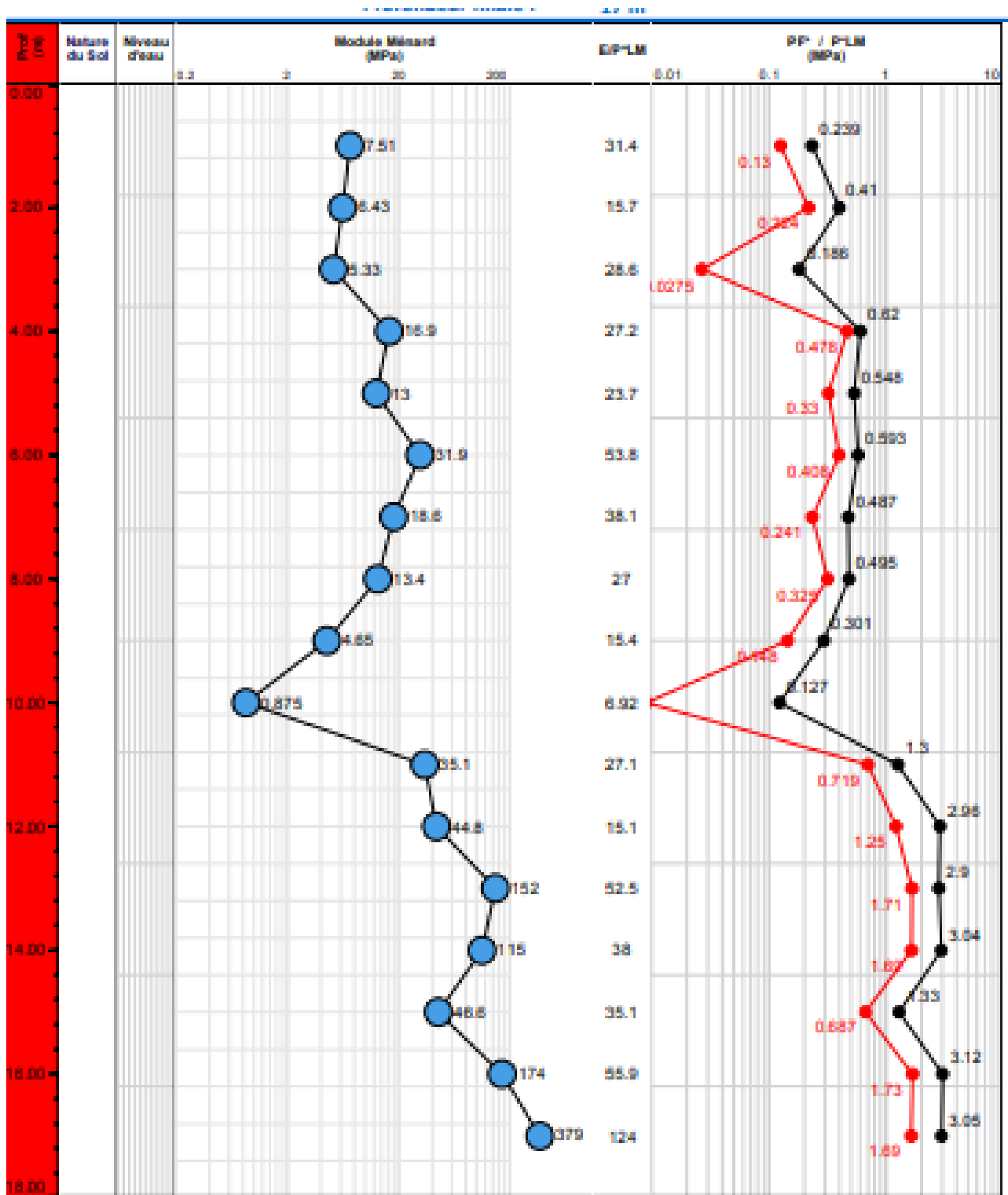
LISTE DES REFERENCE

- [18].ZEID BENGHAZI Cours fondations - Chapitre III: Les fondations
- [19].www.fastercapital.com – découvrir les problèmes des fondations
- [20].(Ms.GC.Faradjou +Naimi) université Tlemcen Essai pressiométrique et son utilité en géotechnique
- [21].ING. Z. LADJEL « essai de pénétration au carottier -SPT- »
- [22].www.geomeca.fr
- [23].SAADAOU ABDEAOUF / SAIDIA OUSSAMA: Détermination de la capacité portante des sols par différentes méthodes Sous la direction de
- [24].www.geotechnique.com
journal.org/articles/Geotech/pdf/1992/01/geotech1992058p67.pdf)

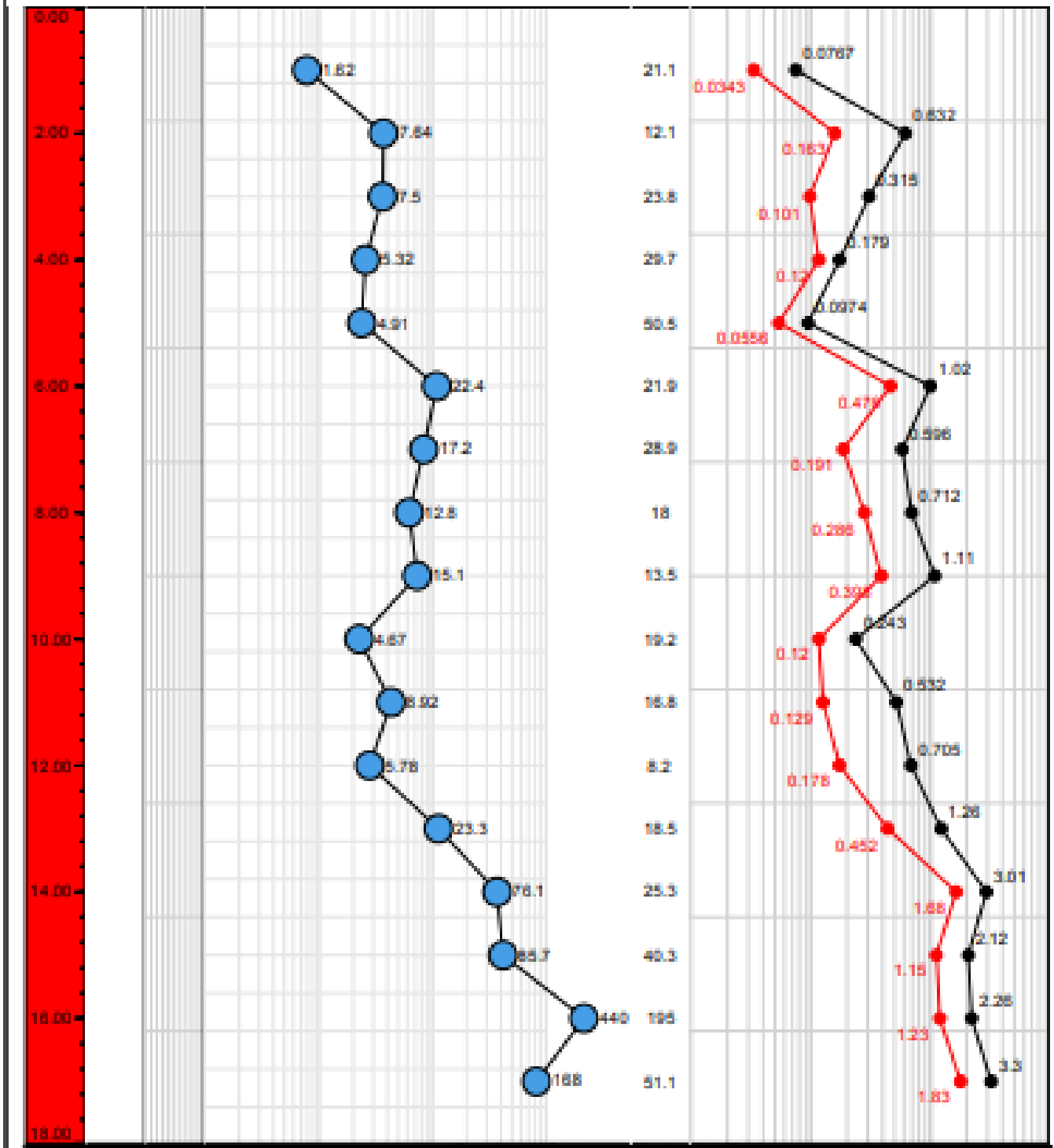


Annexes

Annexe 1 : Diapographie de forage de chantier RN 23 PK298+000 de Oued Medsous Sondage Pressiométrique 01



Annexe 2 : Diapographie de forage de chantier RN 23 PK298+000 de Oued Medsous Sondage Pressiométrique 02



Faculté des sciences et de la
technologie
Département d'Hydraulique et
Génie Civil

جامعة غرداية



Université de Ghardaïa

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الري والهندسة المدنية

ترخيص بإيداع مذكرة الماستر

بعد الاطلاع على التصحيحات المطلوبة على محتوى المذكرة المنجزة من طرف:

الطالبين (ة): CHITOURA Mohammed El Amine & MOULAY LAKHDAR
Mohamed Amine

الشعبة: هندسة مدنية

التخصص: هياكل

نحن الأساتذة:

الإمضاء	الصفة	الرتبة والجامعة الأصلية أو المؤسسة	الإسم واللقب
	رئيس	أستاذ محاضر أ (جامعة غرداية)	ظاهر حاج قاسمية
	ممتحن	أستاذ مساعد أ (جامعة غرداية)	عزوز فاطمة الزهراء
	مؤطر	أستاذ مؤقت (جامعة غرداية)	عمير عب الناصر

نرخص بإيداع النسخة النهائية لمذكرة الماستر بعنوان:

EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS
SUPERFICIELLES ET PROFONDES A PARTIR DES ESSAIS IN SITU

رئيس القسم

بإيداع الطالب
م. م. الري
والهندسة المدنية