

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

CENTRE UNIVERSITAIRE CHEIKH LARBI TBESSI DE TEBESSA

FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE MINIER

MEMOIRE

présenté pour l'obtention du diplôme de

Magister

Option : Géotechnique

Par :

Boukarm Riadh

**Estimation du tassement en tête d'un pieu à partir des résultats
pressiométriques**

Devant le jury composé de :

Président :	Hammami Mounir	Prof.	U. de Skikda
Rapporteur :	Houam Abdelkader	M C	C U de Tébessa
Examineur :	Sid Madani	M C	C U de Souk Ahras
Examineur :	Boumazbeur Abderahmane	M C	C U de Tébessa

Résumé

L'essai pressiométrique est l'un des essais in situ les plus utilisés et l'exploitation de ses résultats pour le dimensionnement des ouvrages reste une méthode très fiable. Cependant dans le souci d'avoir des conditions proches de celles du terrain, l'introduction de modèles qui tiennent compte de la non linéarité devient impérative. Etant donné la diversité des modèles, le choix d'un modèle dépend du nombre de ses paramètres et de leur détermination. Enfin pour justifier le choix et la fiabilité des résultats une comparaison sera établie avec un essai grandeur nature

Mots clés : pressiomètre, capacité portante, pieu, tassement, pression limite, module pressiométrique, module de cisaillement, modèle non linéaire

ABSTRACT

The pressuremeter test is one of most used in-situ test. The exploitation of results for the design of foundation remains one of the most trust work. However, to avoid having conditions similar to those of the field, the introduction of models which take into consideration this no linearity becomes necessary. Given the diversity of models, the choice of a model depends on the number of its parameters and their determination. Finally, to justify the choice and the trust in the results an comparisons will be established within a real static load test.

KEY WORDS

Pressumètre- bearing capacity- single pile- settlement- limit pressure- Menard modulus- shear modulus- no linear model.

ملخص

تعتبر التجربة البرسيومترية واحدة من أهم التجارب الميدانية الأكثر استعمالا. واستغلال نتائجها لحساب الأبعاد، تبقى دائما واحدة من الطرق الموثوق فيها. لكن يبقى الاهتمام بالشروط الميدانية، إذا يجب إدماج نماذج غير خطية، نظرا لتنوع النماذج فإن اختيار النموذج يرتبط بعدد عناصره وإمكانية حسابها. و أخيرا لتبرير اختيار النموذج و صحة نتائجه يجب المقارنة مع تجربة تحميل حقيقية.

الكلمات المفتاح

البرسيومتر- قوة التحمل- قوة الضغط القصوى- نموذج غير خطي- خازوق

SOMMAIRE

	Résumé/mots clés.....	4
	Abstract/keywords.....	5
	ملخص.....	6
	Sommaire.....	7
	Liste des figures.....	11
	Liste des tableaux.....	13
	Introduction générale.....	14
1	Le pressiomètre et les essais pressiométriques	
1.1	Introduction.....	16
1.2	Le pressiomètre de Menard.....	16
1.3	Réalisation de l'essai pressiométrique	17
1.4	Courbe pressiométrique.....	18
1.4.1	Introduction.....	18
1.4.2	Courbe pressiométrique brute.....	18
1.4.2.1	Calcul de pression corrigée.....	19
1.4.2.2	Calcul du volume corrigé.....	19
1.4.3	Courbe pressiométrique et les Paramètres obtenus à partir de cette Courbe.....	19
1.5	Interprétation théorique de l'essai pressiométrique	22
1.5.1	Etude théorique de l'expansion d'une cavité cylindrique	22
1.5.2	Pression de fluage P_f et pression limite P_l	23
1.5.2.1	Comportement à la rupture.....	23
1.5.2.2	Elastoplasticité et dilatance.....	25
1.6	Conclusions.....	26
2	Les pieux	
2.1	Introduction.....	28
2.2	Classification des pieux.....	30
2.2.1	Pieux refoulant le sol à la mise en place.....	30
2.2.2	Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place	31
2.2.3	Pieux particuliers.....	33
2.3	Capacité portante d'un pieu isolé.....	33
2.3.1	Essai de chargement statique d'un pieu sous compression axiale.....	34
2.3.1.1	Aperçu théorique.....	34
2.3.1.2	Relation entre Q_l et la charge de fluage Q_c	36
2.3.1.3	Prévision de la charge limite Q_l à partir d'un essai de chargement statique.....	36
2.3.1.3.1	Appareillage.....	37
2.3.1.3.2	Programme de chargement.....	37
2.3.1.3.3	Exploitation des résultats.....	38

2.3.1.3.3.1	Essai préalable.....	38
2.3.1.3.3.2	Essai de contrôle.....	38
2.3.2	Détermination de la capacité portante à partir des essais de laboratoires	39
2.3.2.1	Détermination de la charge ultime en pointe	39
2.3.2.2	Détermination du frottement latéral.....	43
2.3.3	Détermination de la capacité portante à partir des méthodes dynamique..	46
2.3.3.1	Utilisation du battage des pieux.....	46
2.3.3.1.1	Principe du battage d'un pieu.....	46
2.3.3.2	Utilisation des mesures au pénétromètre dynamique	48
2.3.3.3	Utilisation de l'essai SPT.....	48
2.3.4	Prévision de la charge limite Q_l à partir des essais in-situ.....	49
2.3.4.1	Prévision de la charge limite Q_l à partir des résultats pressiométriques.....	49
2.3.4.1.1	Définitions.....	49
2.3.4.1.2	Calcul de la charge limite de pointe Q_p	51
2.3.4.1.3	Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s	52
2.3.4.2	Prévision de la charge limite Q_l à partir des résultats du pénétromètre statique.....	55
2.3.4.2.1	Calcul de la charge limite de pointe Q_p	55
2.3.4.2.2	Calcul de la charge limite de frottement Q_s	56
2.4	Le frottement latéral négatif	57
2.4.1	Définition et mécanisme du frottement latéral négatif	57
2.4.2	Evaluation du frottement négatif maximal	58
2.5	Conclusions.....	60

3 Tassement des fondations profondes

3.1	Introduction.....	62
3.2	Notion théorique de base.....	62
3.2.1	Caractéristiques du pieu.....	62
3.2.2	Décomposition du pieu en éléments	64
3.2.3	Equation d'équilibre d'un élément de pieu.....	65
3.3	Méthodes de calcul.....	65
3.3.1	Méthodes empiriques.....	65
3.3.2	Méthode d'élasticité.....	66
3.3.2.1	Méthode du milieu continu.....	66
3.3.2.2	Formule de Cambefort.....	69
3.3.3	Méthode des éléments finis.....	70
3.3.4	Méthode des courbes t-z et q-z ou théorie des transferts de charge.....	71
3.3.4.1	Principe de la méthode.....	71
3.3.4.2	Méthode basée sur l'essai pressiométrique de Menard	73
3.3.4.2.1	Introduction.....	73
3.3.4.2.2	modèle élastique-plastique.....	73
3.3.4.2.3	Modèle de Frank et Zhao.....	73
3.4	Conclusions.....	74

4 Méthode proposée

4.1	Introduction.....	76
4.2	Méthode de transfert de charge	76
4.3	Courbes théoriques de transfert de charge.....	77
4.3.1	Courbes théoriques de transfert de charge le long d'un pieu (courbes t-z)..	77
4.3.2	Variation radiale de la contrainte de cisaillement.....	79
4.3.2.1	Modèle Randolph et Wroth.....	79
4.3.3	Variation du module de cisaillement.....	81
4.3.3.1	Variation radiale du module de cisaillement.....	81
4.3.3.2	Variation du module de cisaillement en fonction de la contrainte de cisaillement.....	83
4.3.3.3	Détermination des paramètres du modèle Fahey and Carter.....	84
4.3.3.3.1	Détermination de module de cisaillement maximal G_{max}	84
4.3.3.3.2	Détermination de τ_{max}	89
4.3.3.3.3	Détermination de τ	89
4.3.3.3.4	Paramètres f et g	90
4.3.4	Détermination du rayon d'influence du pieu r_m	90
4.4	Génération de la courbe de transfert (t-z).....	91
4.5	Courbe de transfert de charge théorique à la pointe d'un pieu (q-z).....	93
4.6	Conclusions.....	94

5 validation

5.1	Introduction.....	96
5.2	Essai de chargement statique.....	96
5.2.1	Introduction.....	96
5.2.2	Caractéristiques des sols.....	96
5.2.3	Caractéristiques est équipement du pieu d'essai.....	99
5.2.4	Essai de chargement et résultats	101
5.2.5	Conclusions.....	104
5.3	Estimation du tassement du pieu testé en utilisant le modèle de Fahey & Carter.....	105
5.3.1	Introduction.....	105
5.3.2	Détermination des paramètres du modèle à partir des données géotechniques.....	105
5.3.2.1	Calcul de G_0	105
5.3.2.2	Calcul de τ_{max}	105
5.3.2.3	Paramètres f et g	105
5.3.2.4	Calcul du rayon d'influence r_m	105
5.3.2.5	Prise en compte de l'effet d'installation	105
5.3.3	Prévision de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats pressiométriques.....	106
5.3.4	Génération de la courbe t-z.....	106
5.3.5	Génération de la courbe q-z	109
5.3.6	Simulation d'un essai de chargement statique.....	110
5.3.6.1	Analyse du comportement du pieu à partir de l'essai simulé.....	111

5.4	Confrontation entre les mesures et les résultats calculés.....	112
5.5	Conclusion.....	112
6	Conclusions et perspectives	
6.1	Conclusions générales.....	114
6.2	Perspectives futures.....	114
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	116

La liste des figures

Figure 1.1	Le pressiomètre G-AM (type Menard).....	17
Figure 1.2	Procédure d'essai d'un essai PMT-type Menard.....	18
Figure 1.3	Principe de calcul du module pressiométrique E_m	21
Figure 1.4	Principe de détermination de la pression limite P_l	21
Figure 1.5	Courbe pressiométrique normale- type Menard.....	22
Figure 1.6	Equilibre d'un élément de couronne cylindrique autour de la sonde pressiométrique.....	22
Figure 1.7	Loi « élastoplastique simple ».....	24
Figure 2.1	Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e	29
Figure 2.2	Transmission de la charge pour une fondation profonde.....	29
Figure 2.3	Profilés métalliques battus.....	30
Figure 2.4	Pieu battu moulé (d'après doc. Études et travaux de fondation).....	31
Figure 2.5	Pieu foré à la boue (d'après doc. Solétanche).....	31
Figure 2.6	Pieu foré tubé (d'après doc. Études et travaux de fondation).....	32
Figure 2.7	Différentes phases de la réalisation d'un micropieu type D (Franki Geotechnics ,1998).....	33
Figure 2.8	Exemples de droites et courbes de fluage des 2 ^{ème} , 5 ^{ème} , 7 ^{ème} et 9 ^{ème} palier... ..	34
Figure 2.9	Détermination de la charge critique de fluage Q_{ce}	35
Figure 2.10	Courbe d'un essai de chargement statique.....	35
Figure 2.11	Dispositif de chargement et de mesure pour essai de pieu (schéma de principe).....	37
Figure 2.12	Programme de chargement- déchargement (Essai préalable).....	38
Figure 2.13	Programme de chargement- déchargement (Essai de contrôle).....	39
Figure 2.14	Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques.....	39
Figure 2.15	Facteur de capacité portante N_γ, N_c et N_q	41
Figure 2.16	Schéma de fonctionnement d'un pieu (d'après J.Costet et G.Sanglerat).....	42
Figure 2.17	Etat de poussée lors de l'enfoncement d'un pieu foré.....	44
Figure 2.18	Etat de butée lors de l'enfoncement d'un pieu battu.....	44
Figure 2.19	Détermination de la valeur de α en fonction de ϕ	45
Figure 2.20	Principe du battage d'un pieu.....	47
Figure 2.21	Définition de l'encastrement équivalent.....	50
Figure 2.22	Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre.....	50
Figure 2.23	Valeurs du frottement latéral limite(Fascicule 62,Titre V).....	54
Figure 2.24	Mécanismes du frottement latéral positif et négatif (C.N.A.M .C.Plumelle, 2004).....	57
Figure 2.25	Evaluation du frottement négatif sur un pieu isolé.....	58
Figure 3.1	Pieu isolé sous chargement axial.....	63
Figure 3.2	Décomposition d'un pieu en n éléments.....	64
Figure 3.3	Equilibre d'un élément de pieu.....	65
Figure 3.4	Exemple de maillage axisymétrique en 2 D d'un pieu. (Plaxis).....	70
Figure 3.5	Principe de la méthode de transfert de charge.....	71
Figure 3.6	Modèle élastoplastique simple.....	73
Figure 3.7	Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaires (Frank et Zhao, 1982).....	74

Figure 4.1	Discrétisation d'un pieu isolé par la méthode de transfert de charge.....	77
Figure 4.2	Cylindres concentriques soumis à un cisaillement pur (Modèle Randolph et Wroth).....	79
Figure 4.3	Etat de contrainte d'un élément de sol.....	80
Figure 4.4	Distribution radiale du module de cisaillement due à l'installation du pieu.....	81
Figure 4.5	Distribution radiale du module de cisaillement équivalent.....	83
Figure 4.6	Courbe théorique de la variation du module de cisaillement.....	84
Figure 4.7	Domaine d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformations et de leur application (Reiffsteck, 2002).....	85
Figure 4.8	Variation du module de cisaillement en fonction de la distorsion du sol (adaptée de Mayne and Schneider, 2001).....	86
Figure 4.9	Valeurs de C_u en fonction de P_l^* (Baguelin et al, 1978).....	89
Figure 4.10	Exemple de courbe de transfert de charge t-z.....	92
Figure 4.11	Exemple de courbe de transfert de charge q-z.....	93
Figure 5.1	Implantation des sondages de reconnaissance par rapport au pieu d'essai..	97
Figure 5.2	Sondages pénétrométriques CPT 1 et CPT2.....	97
Figure 5.3	Sondage pressiométrique F2 établi par Fondouest.....	98
Figure 5.4	Granulométrie effectuée sur les sables de l'Albien prélevés au niveau de la pointe.....	99
Figure 5.5	Platine de la pointe.....	99
Figure 5.6	Tête de refoulement au bout de la colonne de fonçage.....	99
Figure 5.7	Vue de l'essai de chargement en cours.....	100
Figure 5.8	Disposition des tronçons de mesure le long du fut.....	101
Figure 5.9	Courbes d'enfoncement de la tête et de la pointe du pieu d'essai.....	102
Figure 5.10	Distribution de la charge le long du fut.....	103
Figure 5.11	Courbes de mobilisation du frottement latéral à différents niveaux.....	104
Figure 5.12	Introduction des paramètres de calcul dans le programme.....	107
Figure 5.13	Courbe de transfert de charge t-z pour un élément de pieu.....	107
Figure 5.14	Courbe de transfert de charge t-z pour un élément de pieu.....	108
Figure 5.15	Courbe de transfert de charge t-z pour un élément de pieu.....	109
Figure 5.16	Courbe de transfert de charge q-z à la pointe du pieu.....	110
Figure 5.17	Comparaison de la courbe de l'essai grandeur nature à celle de l'essai simulé.....	111
Figure 5.18	Courbes d'enfoncement de la tête et de la pointe du pieu 'essai simulé.....	112

La liste des tableaux

Tableau 2.1	Valeurs des facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement interne(Afnor1988).....	41
Tableau 2.2	Classification des sols (Fascicule 62, titre V).....	52
Tableau 2.3	Valeurs du facteur de portance K_p	52
Tableau 2.4	Détermination des abaques(Fascicule 62,Titre V).....	53
Tableau 2.5	Valeurs du facteur de portance K_c (Fascicule 62, Titre V).....	55
Tableau 2.6	Valeurs de β et q_s,max (le fascicule 62, Titre V).....	56
Tableau 2.7	Valeurs du facteur $K \tan \delta$ suivant la nature du sol et le type de pieu (Fascicule 62, Titre V).....	59
Tableau 3.1	Valeurs de I_s dans un sol homogène avec $\nu=1/3$	68
Tableau 3.2	Valeurs de I_s dans un sol Gibson $E=az$ et $\nu=1/3$	68
Tableau 4.1	Valeurs pour le calcul du module de cisaillement équivalent (Kraft et al.1981).....	82
Tableau 4.2	Valeurs indicatives du module de cisaillement maximum.....	87
Tableau 4.3	Variation du module de cisaillement maximum en fonction du modul cyclique (Ghionna et al, 1994).....	88
Tableau 4.4	Valeurs du coefficient de structure selon Ménard.....	91
Tableau 5.1	Tableau récapitulatif des paramètres de calcul.....	106
Tableau 5.2	Comparaison des résultats.....	112

Introduction :

Les pieux sont des structures largement utilisées dans la construction des ouvrages d'art et des bâtiments. Cependant leur dimensionnement n'est pas aisé et fait toujours objet de recherches. Les résultats pressiométriques sont très largement utilisés pour déterminer les caractéristiques du sol et le dimensionnement des ouvrages et font objet de recherches et études pour rendre la méthode pressiométrique plus fiable.

La présente étude comporte 06 volets :

- ✓ Le premier présente une synthèse bibliographique consacrée à l'étude du pressiomètre de Menard et les essais pressiométriques.
- ✓ Le second décrit les fondations profondes et leur classification et aussi les méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu sous chargement axial.
- ✓ Le troisième permet de faire une analyse des approches existantes concernant l'estimation du tassement d'un pieu.
- ✓ Le quatrième présente la nouvelle approche.
- ✓ Le cinquième permet de valider le modèle proposé par rapport à un essai grandeur nature.
- ✓ Le sixième est une interprétation des résultats obtenus et des recommandations pour des recherches futures.

Chapitre 1 :

Le pressiomètre et les essais pressiométrique.

1.1 Introduction :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in-situ réalisé par l'expansion d'une cavité cylindrique dans un forage à une profondeur donnée. Les contraintes sont exercées sur les parois du cylindre, en contact avec le sol, à l'aide d'un fluide agissant sur une ou des membranes dilatables. On obtient ainsi une relation effort-déformation qui peut être analysée théoriquement à la différence des autres essais in-situ, ou empiriquement selon les hypothèses sur les propriétés du milieu.

Il existe 2 principaux types de pressiomètre en ce qui a trait à la mesure des déformations :

- 1- Les appareils où cette mesure est faite en mesurant le volume du fluide injecté pour dilater la sonde.
- 2- Ceux où cette mesure est faite en mesurant directement les variations du diamètre de la sonde.

1.2 Le pressiomètre de Menard :

L'appareil standard est constitué des éléments suivants :

- les sondes.
 - le contrôleur pression volume ou CPV
 - les tubulures de connexion.
- Le CPV est rempli d'eau est mis en relation avec la sonde de mesure par les tubulures de connexion. Le refoulement de l'eau de la sonde est obtenu par application de pression croissantes sur la surface supérieure de l'eau au moyen de gaz comprimé. Concernant la mise en place de la sonde dans le trou de sondage (perforage, auto forage) il existe divers procédés dépendant de la nature du sol.

Quant à la sonde elle comporte 03 cellules :

- une cellule de mesure centrale (d'un diamètre compatible avec les diamètres des outils de forage usuels) constituées d'un tube métallique revêtu d'une membrane en caoutchouc gonflée d'eau, exerçant une pression radiale sur les parois du forage.
- deux cellules de garde de même conception ; disposées aux extrémités de la cellule centrale et gonflées à l'air ; tout au moins pour des essais effectués à des profondeurs inférieures à 15 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 hydrostatique interne. L'intérêt de ces cellules de garde est de créer un champ cylindrique de contraintes et de déformations au niveau de la cellule de mesure et ainsi de neutraliser les perturbations d'extrémité.

Ainsi la déformation de la cellule de mesure est uniquement radiale et l'essai pressiométrique est un essai en déformation plane.

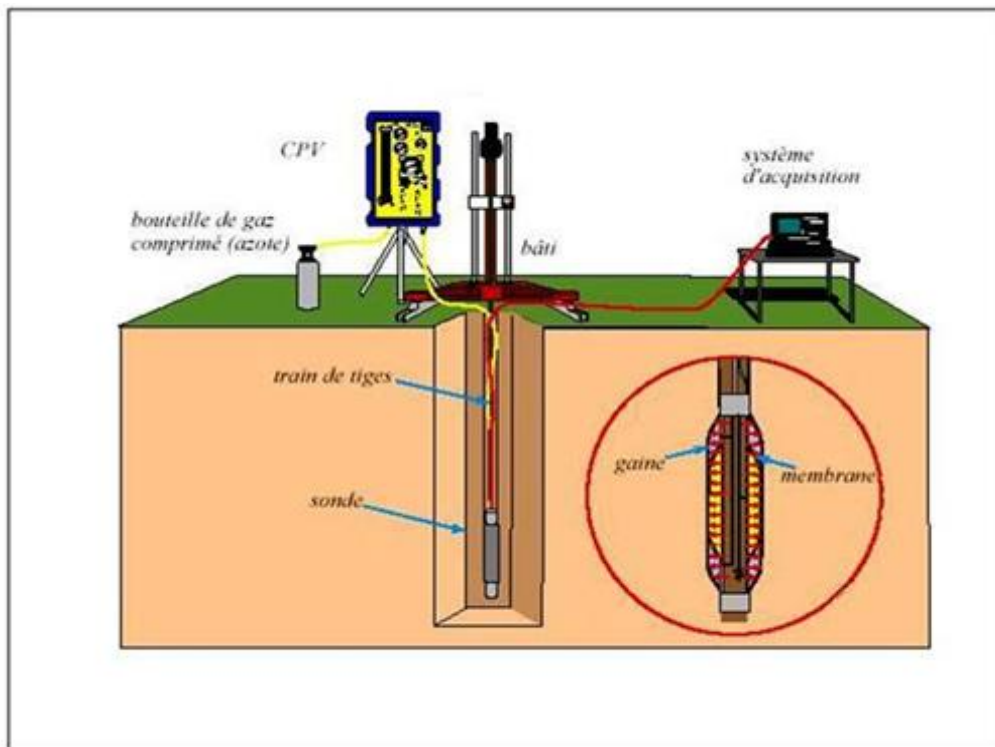


Fig. 1.1 le pressiomètre G-AM (type Menard)

1.3 Réalisation de l'essai :

Après le forage, la sonde préalablement étalonnée est descendue dans le forage à la cote prévue pour l'essai ; puis elle est mise sous pression par l'opérateur par paliers de pression, d'incrément égaux, maintenus chacun pendant 1 minute. Pour chaque palier de pression l'opérateur note la quantité d'eau qui quitte le CPV, au bout de 15s ; 30s et 1 min. Cette quantité est utilisée à la fois pour déformer le terrain et pour compenser les effets parasites dus à la dilatance de l'ensemble des conduits du pressiomètre et de la compressibilité de l'eau du système.

Le mode opératoire impose que la pression limite du sol soit atteinte au bout de 10 paliers (environ). cela implique que l'opérateur connaisse à priori cette valeur. Il la déduit en pratique des informations sur le terrain obtenues lors de la mise en place de la sonde et de son expérience.

Une fois la pression limite atteinte ou les capacités maximales de pression de l'appareil mobilisées, la sonde est dégonflée et déplacée à la nouvelle cote d'essai dans le forage et ainsi de suite jusqu'à la profondeur maximale fixée. L'ensemble des mesures peut se traduire par 02 courbes :

- Une courbe pressiométrique : $V = f(P)$
- Une courbe de fluage : $\Delta V = g(P)$

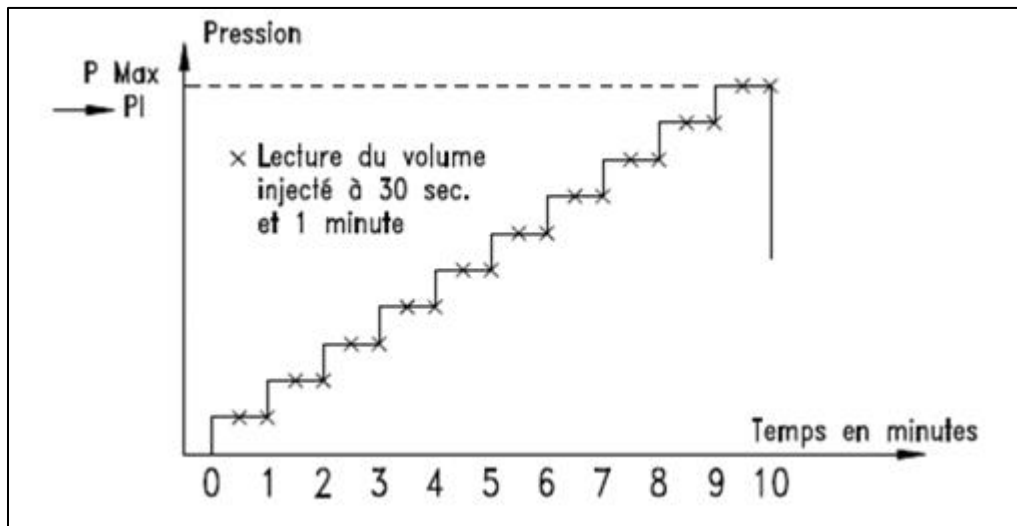


Fig. 1.2 Procédure d'essai d'un essai PMT –type Menard

1.4 Courbe pressiométrique type :

1.4.1 Introduction :

La courbe pressiométrique est obtenue en portant en abscisses les valeurs de la pression p enregistrées dans la cellule de mesure et en ordonnées la variation de volume v à la fin du palier de la pression correspondante.

1.4.2 Courbe pressiométrique brute

On appelle courbe brute la courbe représentant les valeurs (P_m, V_m) relevées sur le terrain par l'opérateur. On appelle courbe corrigée la courbe (P, V) obtenue après l'application de corrections diverses à ces valeurs.

Ces corrections concernant :

- Les variations parasites de volume (dilatation du CPV et des canalisations diverses, compressibilité de l'eau), elles sont évaluées par étalonnage, en dilatant le système alors que la sonde est placée dans un tube d'acier indéformable.
- La résistance propre de la sonde : c'est la résistance qui les membranes des cellules opposent à la déformation, elle est déterminée par dilatation de la sonde à l'air libre.
- La hauteur piézométrique : la pression mesurée au niveau du CPV doit être majorée de la pression correspondant au poids de la colonne d'eau entre le CPV et le milieu de la cellule de mesure.

1.4.2.1 Calcul de la pression corrigée :

La pression corrigée sera calculée comme suit :

$$P = P_m + \gamma_w(z + a) - P_i \quad [1.1]$$

Où :

a : Le niveau d'eau dans le CPV

Z : Profondeur d'essai

P_i : La pression mobilisée par la sonde pour un volume V donné en dehors du forage (sonde libre). Elle est due à la rigidité du matériau de la sonde. Cette pression peut être mesurée lors d'un essai pressiométrique en plein air, appelé essai d'inertie de la sonde.

1.4.2.2 Calcul du volume corrigé :

La quantité V_m injectée n'est pas exactement égale à la variation du volume de la sonde, particulièrement aux grandes valeurs de la pression P , à cause de la déformabilité des différents éléments de l'appareil. Un étalonnage de la sonde, dans une enceinte cylindrique indéformable, permet de mesurer le volume V_i de la sonde pour une pression donnée.

Le volume corrigé :
$$V = V_m - V_i \quad [1.2]$$

On obtient enfin une courbe nette appelée courbe pressiométrique : $V = F(P)$.

V étant le volume de la cavité cylindrique après 01min d'application du palier de pression et P est la pression nette appliquée sur les parois. Elle est composée en général lorsque l'essai est correctement fait de 03 parties.

1.4.3 La courbe pressiométrique et les paramètres obtenus à partir de cette courbe :

La courbe pressiométrique obtenue après correction est composée de :

- La partie initiale curviligne correspondant à la mise en pression de la sonde et le début du contact de la sonde avec les parois de forage.
- La partie pratiquement linéaire dans laquelle le volume du forage est proportionnel à la pression appliquée est qui marque la phase pseudo élastique du sol ou la relation contrainte déformation est linéaire.

A partir de la pente de cette droite, on calcule le module pressiométrique (module de Ménard) noté : E_m .

Le module pressiométrique E_m est basé sur l'équation de Lamé donnant l'accroissement radial d'une cavité dans un milieu élastique.

Le module de cisaillement
$$G = V \cdot \Delta P / \Delta V \quad [1.3]$$

$\Delta P / \Delta V$ est la pente de la courbe pressiométrique dans sa partie linéaire prise au volume V_{moy} .

$$V_{moy} = \frac{V_0}{2} + \frac{V_f}{2} = \frac{V_0}{2} + \frac{V_1}{2} \quad [1.4]$$

V_f : Volume correspondant à la pression de fluage.

Dans un milieu élastique la relation entre le module de cisaillement et le module de Young est

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [1.5]$$

Où :

ν est le coefficient de Poisson.

En pratique conformément aux errements introduits par Menard, on calcule le module de déformation E_m à partir du module de cisaillement G en fixant le coefficient de Poisson à

$$\nu = 0.33$$

Donc :
$$E_m = 2(1+\nu) \left[\frac{V_s + \frac{V_1+V_0}{2}}{(V_1-V_0)} \right] \quad [1.6]$$

V_s : Volume initial de la sonde.

(p_0, V_0) Et (P_1, V_1) sont respectivement les points du début et de la fin de la phase pseudo-élastique.

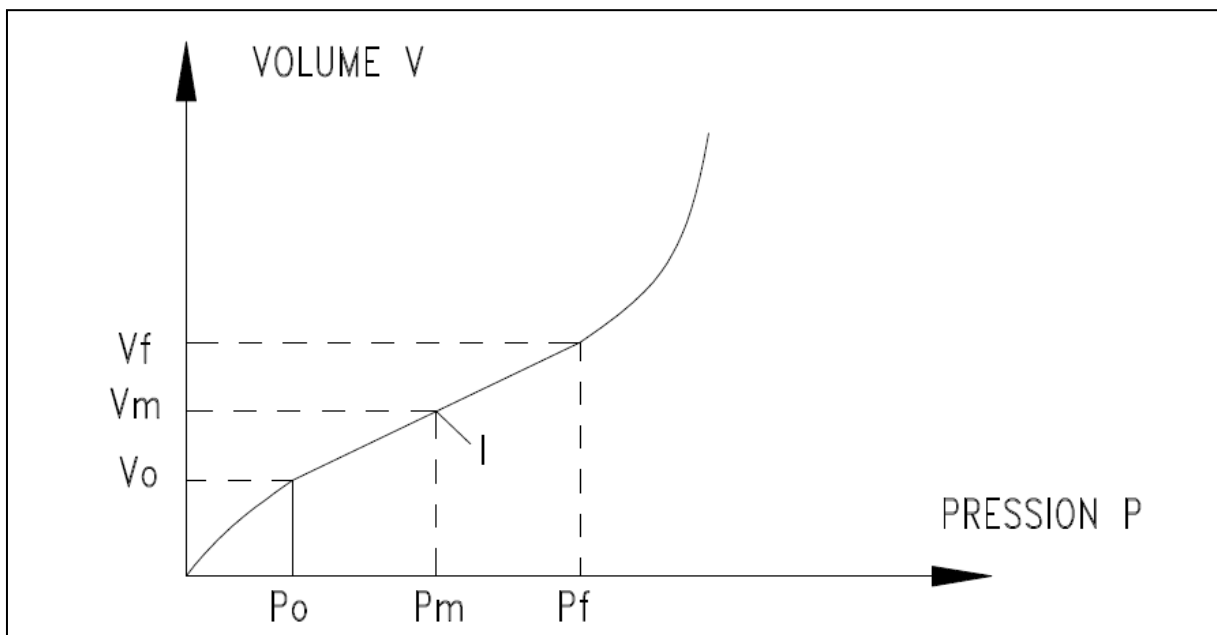


Fig. 1.3 Principe de calcul du module pressiométrique E_m

La fin de cette phase correspond à une pression dite pression de fluage P_f .

- La partie curviligne convexe tendant vers une asymptote verticale dite pression limite et notée P_l . Elle caractérise la phase des grands déplacements du forage ou la rupture du sol. Conventionnellement la pression limite correspond à un volume du forage double du volume initial

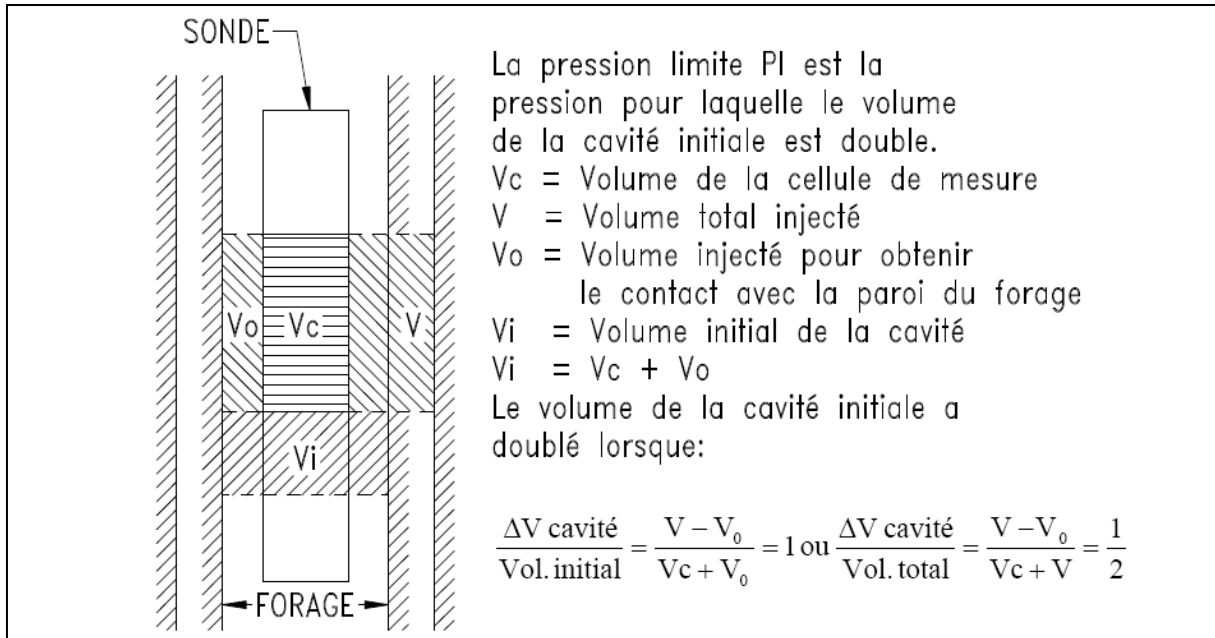


Fig. 1.4 Principe de détermination de la pression limite P_l

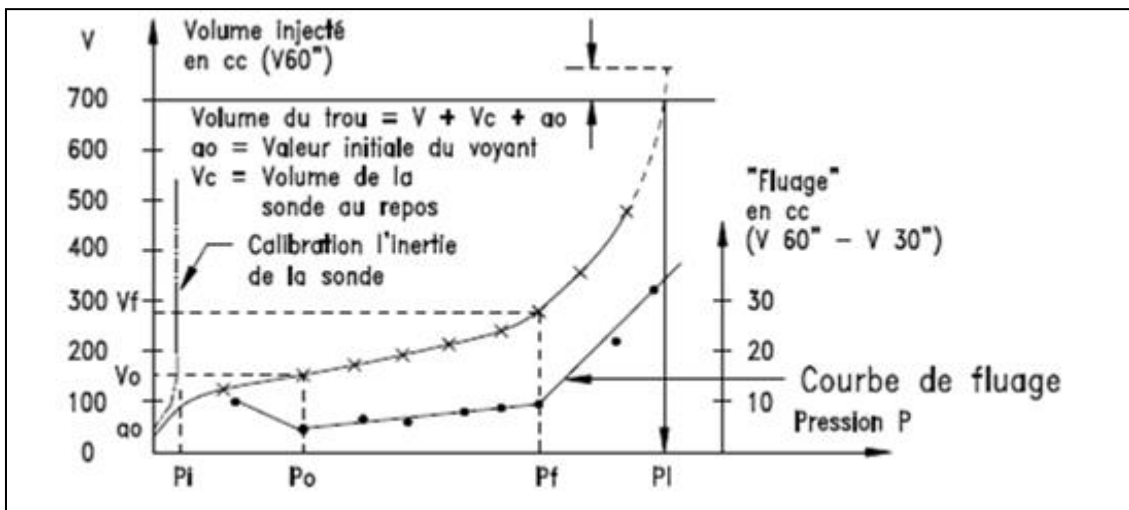


Fig. 1.5 Courbe pressiométrique type Menard.

1.5 Interprétation théorique de l'essai pressiométrique :

1.5.1 Etude théorique de l'expansion d'une cavité cylindrique :

Considérons une cavité cylindrique constituée d'un matériau élastoplastique parfait, caractérisé par un module d'élasticité E et un coefficient de Poisson ν . Le comportement plastique est supposé obéissant au critère de Mohr-coulomb caractérisé par une cohésion C et un angle de frottement ϕ .

Soit un tronçon élémentaire du sol, le forage à un rayon initial r_0 et soumis à une pression radiale uniforme P .

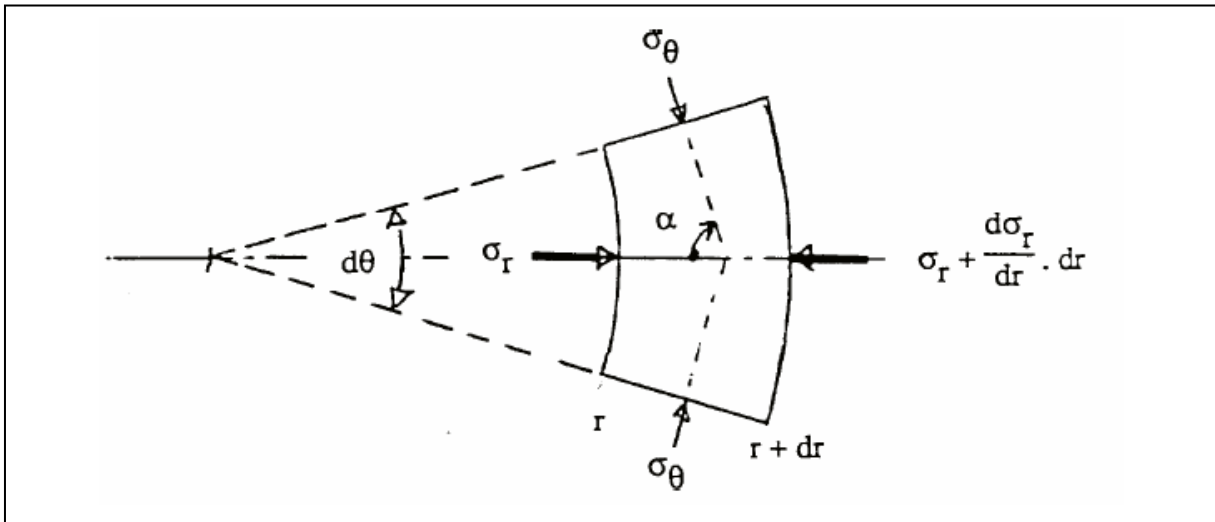


Fig. 1.6 Equilibre d'un élément de couronne cylindrique autour de la sonde pressiométrique.

L'équilibre de l'élément donne :

$$\sigma_r - \sigma_\theta + r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0 \quad [1.7]$$

L'intégration de cette équation se fait en tenant compte des conditions aux limites suivantes :

- A l'infini ($r=\infty$) règnent les pressions horizontales des terres au repos c'est-à-dire : P_0 $\sigma_r = \sigma_\theta = P_0 = K_0 \sigma_{v0}$ [1.8]
- Au niveau de la paroi du forage ($r=r_0$), $\sigma_r = P$, P étant la pression transmise par la sonde pressiométrique.

La solution de ces équations donc est :

$$\begin{cases} \sigma_r = (P - P_0) \frac{r_0^2}{r} + P_0 \\ \sigma_\theta = P_0 - (P - P_0) \frac{r_0^2}{r^2} \\ \sigma_z = P_0 \end{cases} \quad [1.9]$$

Le déplacement est donné par :

$$U = \frac{1+\nu}{E} (P - P_0) \frac{r_0^2}{r} \quad [1.10]$$

Le calcul des déformations conduit à la définition du module de Young du sol :

$$E = (1 + \nu)r \frac{d\sigma_r}{du} \quad [1.11]$$

1.5.2 Pression de fluage P_f et pression limite P_l

1.5.2.1 Comportement à la rupture :

En un point donné dans le sol, le comportement est pseudo élastique tant que la pression appliquée est inférieure à P_f . Si on considère que cette dernière est le début du comportement plastique, l'écriture du critère de Mohr-coulomb en tenant compte que σ_r et σ_θ sont principales et en remplaçant P par P_f dans les solutions obtenues :

$$P_f = P_0(1 + \sin \varphi) + c \cos \varphi \quad [1.12]$$

Cette relation est théoriquement très intéressante puisqu'elle permet de déterminer directement et simplement des caractéristiques mécaniques du sol. En effet pour un sol purement cohérent par exemple en comportement non-drainé $\varphi = 0$ on a $C_u = P_f - P_0$

Pour un sol pulvérulent : $c = 0 \Rightarrow \sin \varphi = \frac{P_f}{P_0 - 1}$ [1.13]

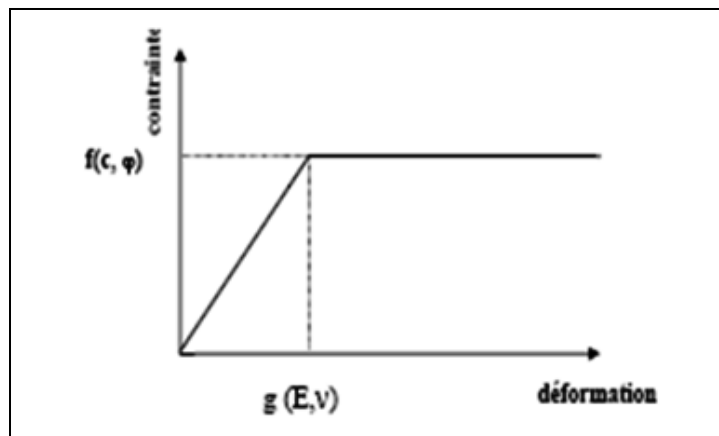


Fig. 1.7 Loi « élastoplastique simple »

Mais de telles relations relatives au modèle de comportement élastoplastique parfait et ne tient pas compte de certains aspects importants tels que l'histoire des contraintes dans le sol, la compressibilité et la dilatance du sol.

Concernant la détermination de la pression limite, on peut corréler la pression limite avec les caractéristiques mécaniques dans un modèle de comportement élastoplastique parfait. Si on considère que pour les grandes déformations latérales, il se forme autour de la sonde une couronne cylindrique rayon r_e et qu'au-delà, le sol est en comportement élastique et en intégrant l'équation d'équilibre dans le sens radial.

$$P_l = (1 + \sin \varphi) \left(P_0 + \frac{C}{\tan \varphi} \right) \left[\frac{E}{2(1+\nu)(P_0 \sin \varphi + C \cos \varphi)} \right]^{\frac{\sin \varphi}{1+\sin \varphi}} - C \tan \varphi \quad [1.14]$$

Dans le cas des sols pulvérulents $C = 0$

$$P_l = (1 + \sin \varphi) P_0 \left[\frac{E}{2(1+\nu)P_0 \sin \varphi} \right]^{\frac{\sin \varphi}{1+\sin \varphi}} \quad [1.15]$$

En peut se simplifier pour $\nu = 0,33$

$$\frac{P_l}{P_0} = f(\varphi) \left[\frac{E}{P_l} \right]^{\sin \varphi} \quad [1.16]$$

La fonction $f(\sin \varphi)$ varie très peu (de 1,533 à 1,583) lorsque $20^\circ < \varphi \leq 50^\circ$ on peut écrire en fixant $f(\sin \varphi) = \frac{\pi}{2}$:

$$\frac{P_l}{P_0} = \frac{\pi}{2} \left(\frac{E}{P_l} \right)^{\sin \varphi} \quad [1.17]$$

1.5.2.2 Elastoplasticité et dilatance :

Le phénomène de la dilatance doit être pris en compte pour expliquer les différences constatées entre les résultats fournis par le modèle élastoplastique simple et les expériences en laboratoire.

Plusieurs auteurs ont analysé le phénomène de l'influence de la dilatance et de la sensibilité du sol, notamment dans le cas des sols fins (Baguelin et al, Combou et Bahar (1993) et ont montré que si l'on négligé la dilatance on introduit de grands erreurs sur l'angle de frottement interne et sur la détermination de la pression limite.

L'angle de la dilatance ψ étant déjà défini par Wood et Worth (1977) comme la différence entre les angles de frottement interne φ et de frottement φ_i à l'état critique (sans variation de volume) $\psi = \varphi - \varphi_i$

Après la publication de Monnet et Khelif (1994) qui font intervenir une fonction $G(\sigma) = (\sigma_3 - \sigma_1) + \sin \psi (\sigma_3 - \sigma_1)$ et en suivant une logique parallèle à celle qui a conduit aux formules précédentes, on obtient une amélioration de l'expression P_l

$$\left(\frac{P_l}{P_0}\right)^{(1-\sin \psi \sin \varphi)} = \left(\frac{\pi}{2} - 2 \sin \psi \sin \varphi\right) \left(\frac{E}{P_l}\right)^{(1+\sin \psi) \sin \varphi} \quad [1.18]$$

Applicable dans le cas où $K_0 > \frac{1}{1+\sin \varphi}$

➤ dans le cas où $K_0 < \frac{1}{1+\sin \varphi}$:

Deux zones de déformations plastiques se développent autour de la sonde, liées au champ de contraintes verticales et on a

$$\left[\frac{P_l}{q_0}(1 + \sin \varphi)\right]^{(1-\sin \psi \sin \varphi)} = \left(\frac{\pi}{2} - 2 \sin \psi \sin \varphi\right) \left(\frac{E}{P_l}\right)^{(1+\sin \psi) \sin \varphi} \quad [1.19]$$

q_0 : Contrainte verticale effective.

1.6 Conclusions :

L'essai pressiométrique permet de déterminer les paramètres indispensables au calcul de la capacité portante et le tassement des fondations, aussi on peut constater qu'il est pratiquement réalisable et exploitable sur tous les types de sols.

L'estimation des caractéristiques de résistance au cisaillement d'un sol exige la réalisation d'un essai de qualité, que l'exécution d'un essai cyclique améliore encore. Par conséquent, l'essai doit être manipulé par un opérateur qualifié et ayant une bonne connaissance des caractéristiques d'identification et d'états des sols étudiés.

Chapitre 2:

Les pieux

2.1 Introduction :

Les fondations profondes permettent de reporter les charges d'une structure ou d'un ouvrage sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

On emploie souvent le terme de « pieu » pour désigner une fondation profonde aussi bien qu'elle soit un puits ; un pieu ou une bavette.

On désigne par pieu ; une fondation profonde réalisée Mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage.

Une bavette est un pieu foie de section allongée ou composite (en t ou en croix par exemple).

Un pieu est composé de 03 parties principales : la tête, le fût et la pointe.

La longueur d'encrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes. Du point de vue mécanique ; on distingue la longueur D du pieu et la hauteur d'encastrement mécanique de qui tient compte de la supériorité des caractéristiques mécaniques de la couche d'encrage par rapport a celles des sols de couverture traversées par le pieu.

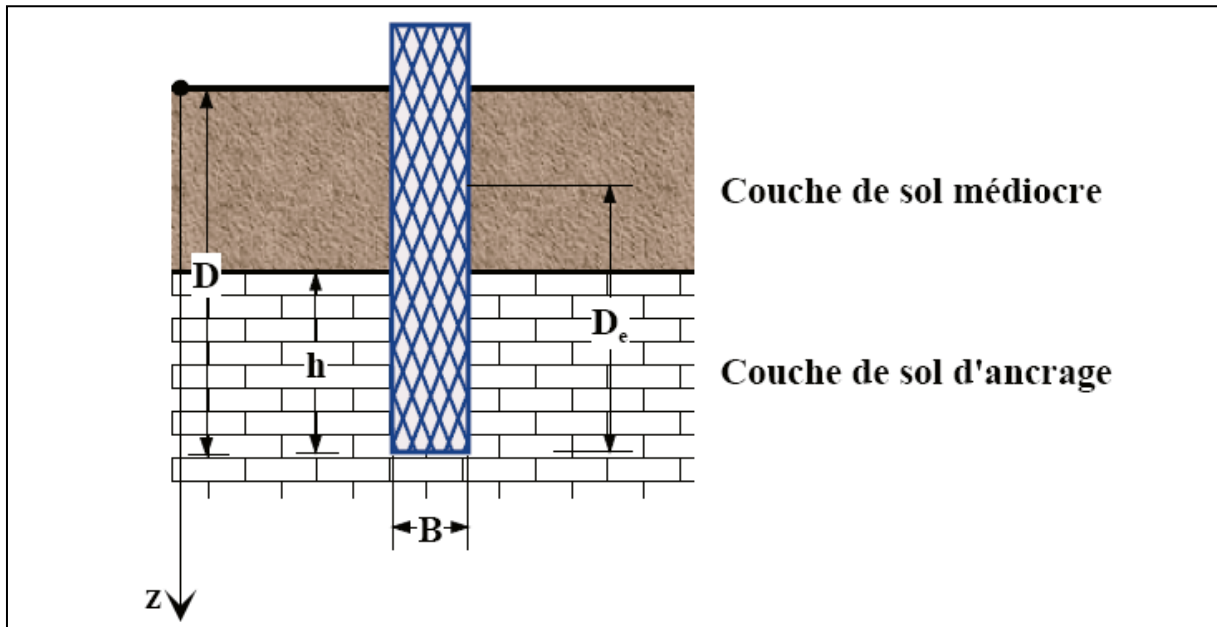


Fig2.1 .Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

Concernant le mode de transmission de la charge au sol : pour les pieux la charge se transmet :

- A la base de la fondation (sous la pointe). La résistance à la pointe est peu influencée par le type de pieu.
- Par le frottement latéral entre le fut du pieu et le sol.

Le frottement dépend :

- Du matériau constitutif du pieu.
- Du mode de mise en place.

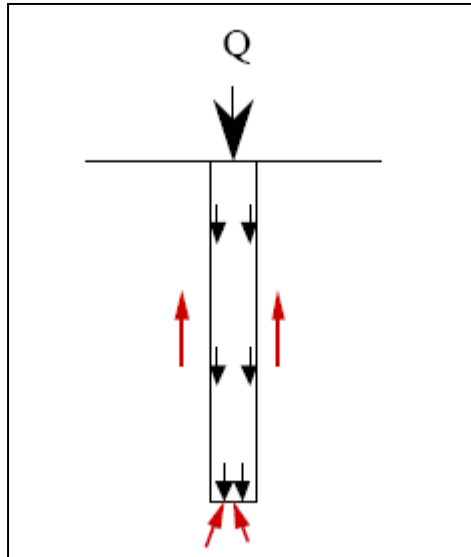


Fig. 2.2 Transmission de la charge pour une fondation profonde.

2.2 Classification des pieux :

On classe généralement les pieux :

- Soit suivant la nature du matériau constitutif : le bois, métal, béton.
- Soit suivant le mode d'introduction dans le sol :
 - Pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place le plus souvent par battage.
 - Pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage.

Pour l'évaluation de la force portante, il est important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. Ainsi on distingue :

- Les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol.
- Les pieux dont l'exécution se fait après l'extraction du sol du forage et de ce fait ne provoque pas le refoulement du sol.
- Certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire.

2.2.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place :

Les principaux types de pieux actuels entrant dans cette catégorie sont :

- Pieux battus préfabriqués : ces pieux en béton armé ou précontraint sont fichés au sol par battage ou vibrofonçage.
- Pieux en métal battu : pieux entièrement métalliques fichés au sol par battage.

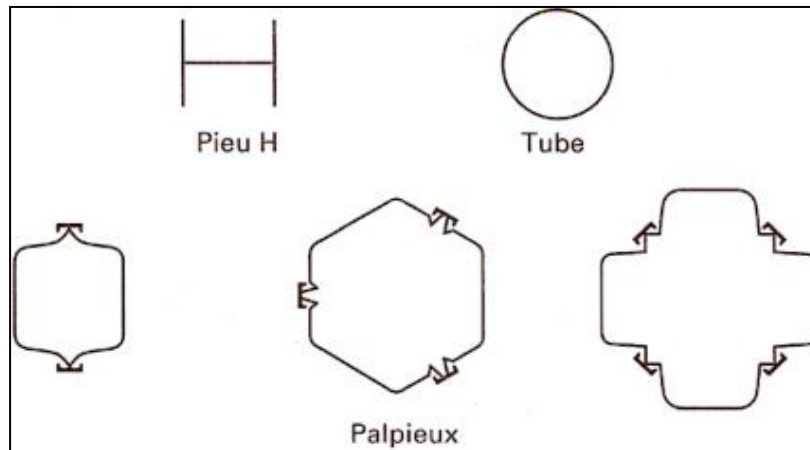


Fig.2.3 Profils métalliques battus.

- Pieux en béton foncés : ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé et sont foncés au sol à l'aide d'un vérin.
- Pieux en métal foncés : ils sont foncés au sol à l'aide d'un vérin.
- Pieux battus moulés.
- Pieux battus enrobés.
- Pieu tubulaire précontraint.
- Pieux vissés moulés.

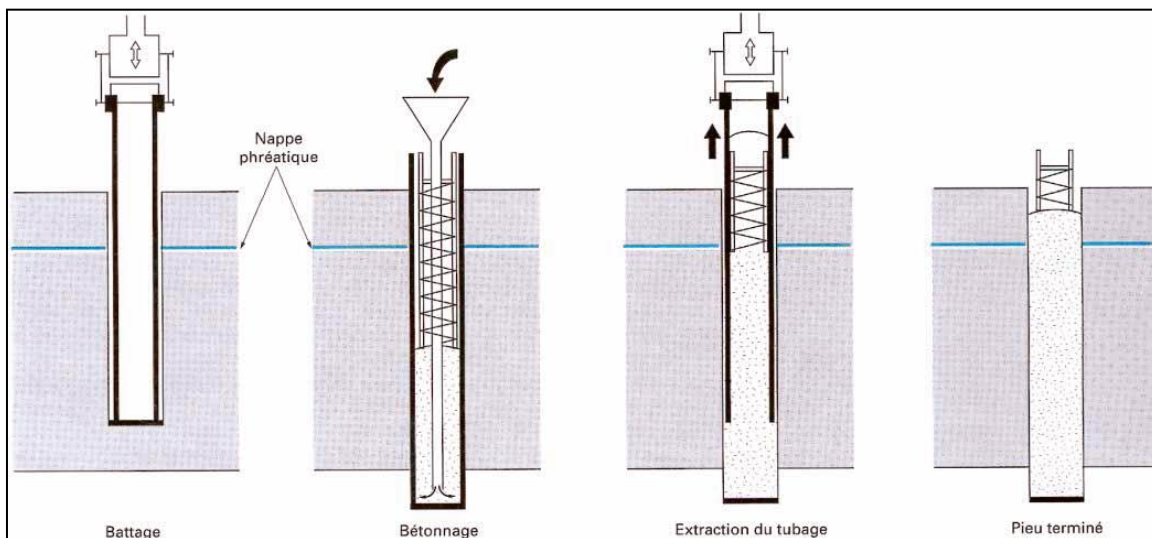


Fig. 2.4 Pieu battu moulé (d'après doc. Études et travaux de fondation)

2.2.2 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place :

Ces pieux sont exécutés in- situ. On distingue :

- Pieux forés simples : mis en place à partir d'un forage exécuté par des moyens mécaniques, ce procédé n'utilise pas de soutènement de parois.

- Pieux forés à la boue et barrette : mis en œuvre à partir d'un forage exécuté par des moyens mécaniques sous protection d'une boue de forage (bentonite)

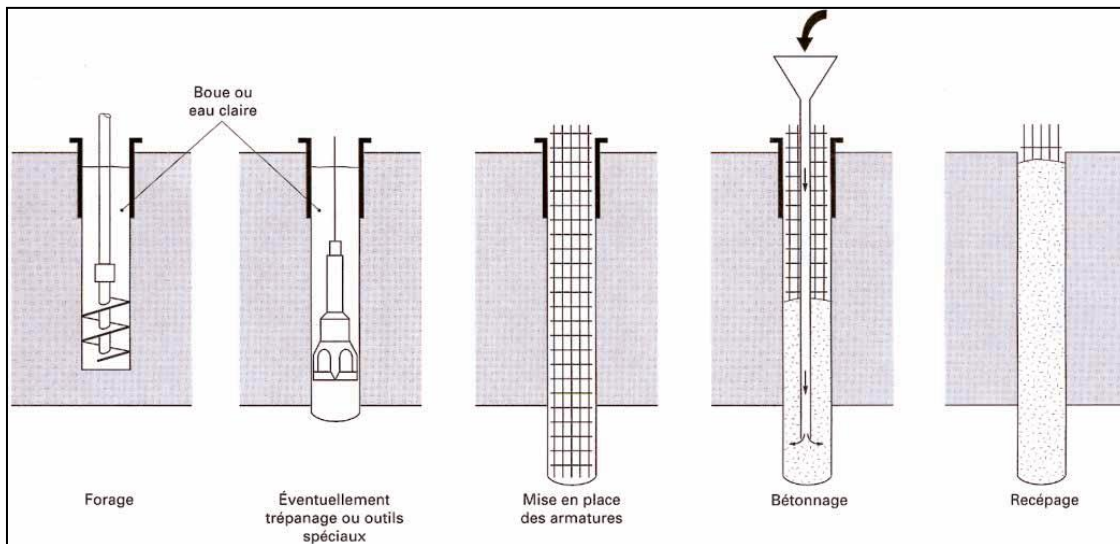


Fig. 2.5 Pieu foré à la boue (d'après doc. Solétanche).

- Pieux forés tubés : mis en œuvre à partir d'un forage exécuté par des moyens mécaniques sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au dessous du fond de forage.

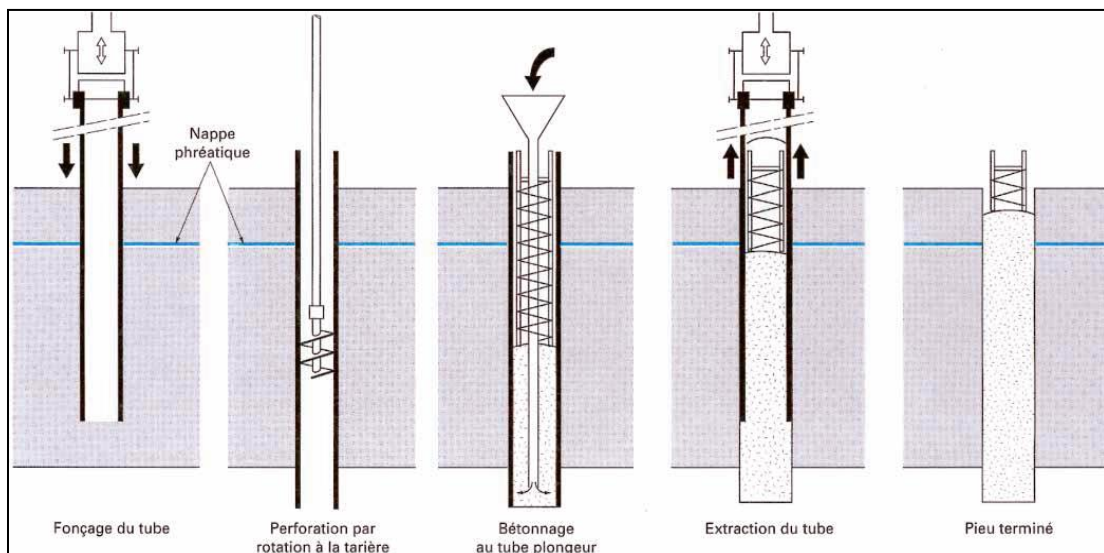


Fig.2.6 Pieu foré tubé (d'après doc. Études et travaux de fondation).

- Puits : fondations creusées à la main. Les parois des forages sont soutenues par un blindage.
- Pieu tarière creuse : il est mis en œuvre avec une tarière à axe creux.

- Micropieux : ce sont des pieux dont le diamètre est inférieure à 250 mm. La technique et l'utilisation prennent de plus en plus de l'importance dans la géotechnique contemporaine. Il existe 04 types de micropieu :

Type A : pieu foré tubé, rempli de mortier (micropieu de type Fondedile), n'est plus actuellement utilisé en France.

Type B : pieu foré, équipé d'armatures, scellé au coulis de ciment ou au mortier par gravité au moyen d'un tube plongeur.

Type C : pieu foré, équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection du coulis de ciment est faite en tête à une pression égale ou supérieure à 1MPa, elle est globale et unitaire (IGU).

Type D : pieu foré, équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection du coulis de ciment est faite, à chaque niveau de manchettes, avec un obturateur simple ou double à une pression égale ou supérieure à 1MPa. L'injection est répétitive et sélective (IRS).

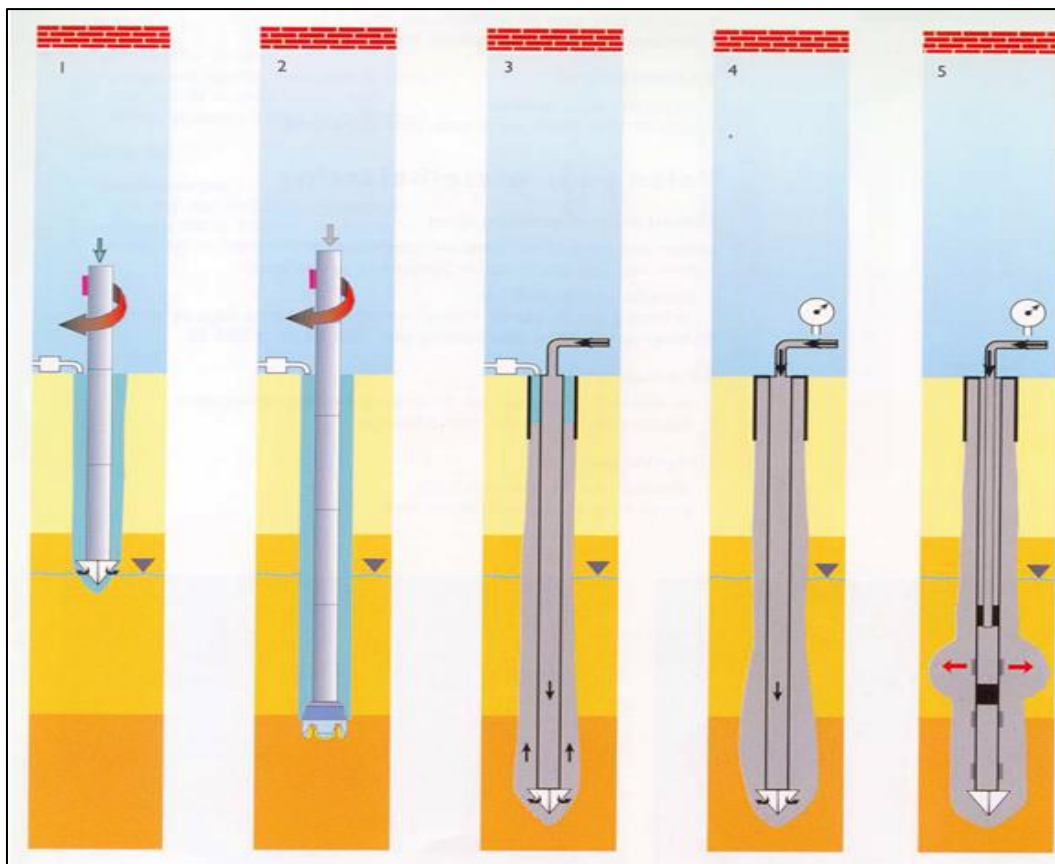


Fig. 2.7 Différentes phases de la réalisation d'un micropieu type D (Franki Geotechnics ,1998)

- Pieux injectés, sous haute pression de gros diamètres.

2.2.3 pieux particuliers :

Ce sont des pieux métalliques mais qui sont battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Pour le calcul de la force portante, ils feront objet de recommandations particulières.

2.3 Capacité portante d'un pieu isolé sous charge axiale :

Le calcul de la capacité portante des pieux est basé principalement sur les 04 méthodes suivantes :

- a- A partir d'un essai de chargement statique.
- b- Utilisation des formules statiques de forces portantes établies à l'aide de théories classiques et à partir d'essais de laboratoire.
- c- Méthodes dynamiques.
- d- L'interprétation des essais in-situ : le pressiomètre de Menard et les résultats pénétrométrique.

2.3.1 Essai de chargement statique d'un pieu sous compression axiale.

2.3.1.1 Charge limite et charge de fluage :

2.3.1.1.1 Aperçu théorique :

L'essai est exécuté suivant la norme NF 94150 de décembre 1999. C'est un essai à charges contrôlées ou essai par paliers de fluage qui consiste à mettre en charge par incréments ΔQ égaux à $0.1Q_{max}$ jusqu'à Q_{max} . Il permet de déterminer la charge limite conventionnelle Q_{le} et la charge critique de fluage Q_{ce} . Pendant chaque palier de fluage d'une durée de 60 min, la charge étant maintenue constante, on enregistre le déplacement de la tête du pieu. Pour chaque palier Q_n , on calcule la pente α_n du segment de la courbe de déplacement en fonction du logarithme décimal du temps entre 30 et 60 min.

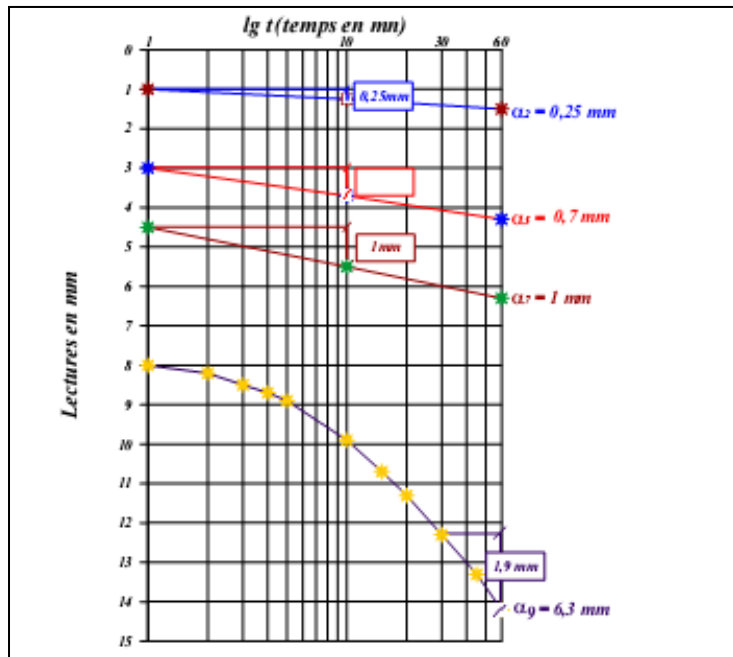


Fig. 2.8 Exemples de droites et courbes de fluage des 2^{ème}, 5^{ème}, 7^{ème} et 9^{ème} palier

La charge critique de fluage est déterminée à partir de la courbe de α_n en fonction de la charge au palier Q_n .

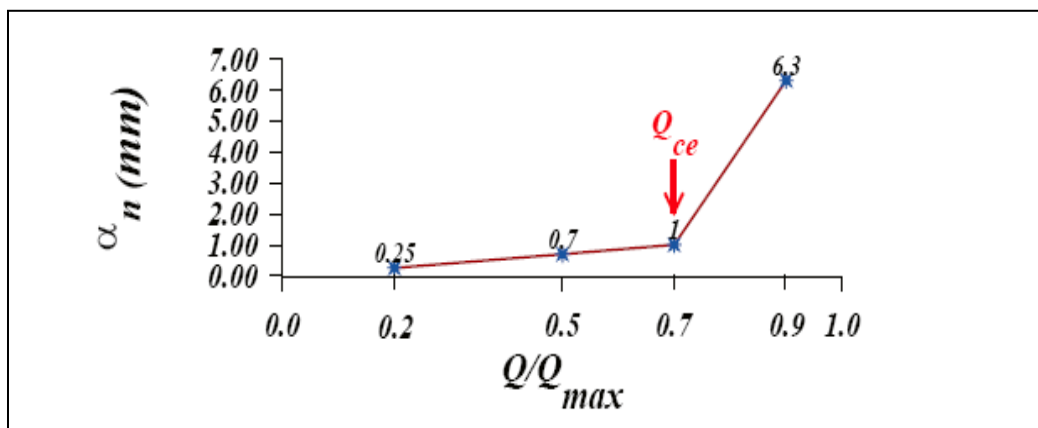


Fig. 2.9 Détermination de la charge critique de fluage Q_{ce} .

Cette courbe permet clairement de distinguer 02 parties, où dans la première le fluage est faible et supporté par la structure portée par la fondation et une deuxième pour laquelle le fluage entraînerait des déplacements incompatibles avec le bon fonctionnement de la Structure.

Considérons un pieu de longueur D , dans un sol homogène, soumis à un chargement verticale compression axiale.

L'enregistrement pendant le chargement du pieu l'effort et le déplacement en tête nous donne la courbe suivante :

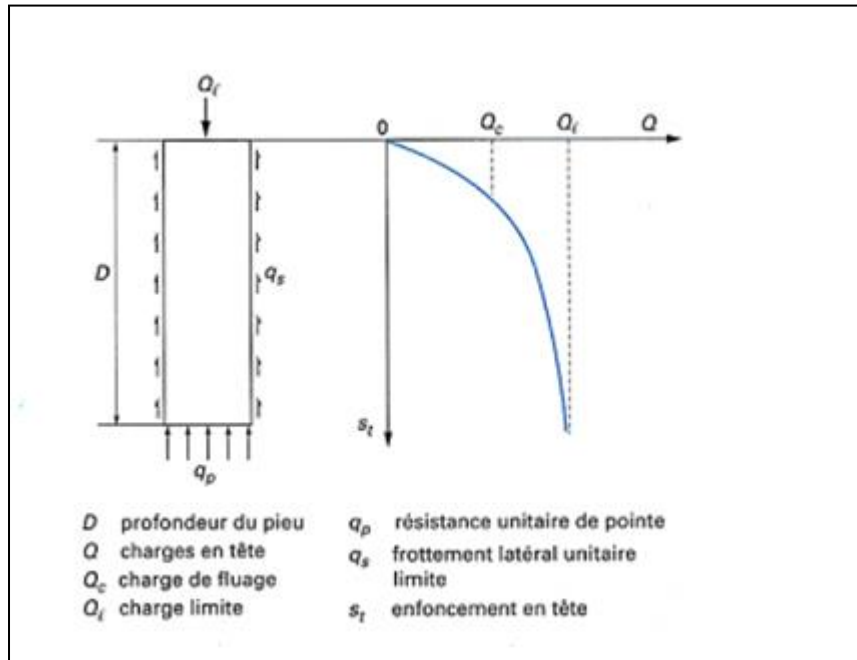


Fig. 2.10 Courbe d'un essai de chargement statique.

Cette courbe donne la charge Q_l ou Q_u charge limite qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement.

Au moment de la rupture cette charge est équilibrée par deux réactions limite : la résistance de pointe q_p qui donne la charge limite de pointe $Q_p = q_p \cdot A_p$ ou A_p est la section droite de la pointe et le frottement latéral q_s qui s'exerce sur la surface latéral du pieu : $Q_s = q_s A_s$

A_s étant la surface latérale du pieu.

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad [2.1]$$

2.3.1.2 Relation entre Q_l et la charge de fluage Q_c :

Les nombreux essais de chargement des pieux en vraie grandeur effectués par les laboratoires des pont et chaussées ont permis d'établir des corrélations entre la charge de fluage Q_c et les charges limites de pointe Q_p et de frottement latéral Q_s . Ces corrélations diffèrent selon le mode de mise en place du pieu dans le sol On peut retenir :

- Pour les pieux refoulant le sol :

$$Q_c = Q_p/1.5 + Q_s/1.5 = Q_l/1.5 \quad [2.2]$$

- Pour les pieux ne refoulant pas le sol :

$$Q_c = Q_p/2 + Q_s/1.5 \quad [2.3]$$

- Pour les pieux travaillant en arrachement :

$$Q_p = 0 \text{ et } Q_c = Q_s/1.5 \quad [2.4]$$

Les méthodes de dimensionnement présentées visent à déterminer la charge limite Q_l . La charge de fluage Q_c en sera déduite par ces formules empiriques sauf dans le cas de l'essai de chargement statique, ou elle sera évaluée directement.

2.3.1.3 Prévision de la charge limite Q_l à partir d'un essai de chargement statique :

L'essai de chargement statique permet de déterminer directement sur un pieu d'essai la courbe charge-enfoncement du pieu, d'en déduire la charge limite Q_l et de fluage Q_c et par suite la charge admissible sur le pieu. La réalisation de ce type d'essai est très chère, ainsi le recours à ce dernier n'est permis que si le projet à réaliser est très important ou les résultats obtenus par les méthodes pressiométrique et pénétrométrique ne sont pas satisfaisants.

2.3.1.3.1 Appareillage :

- L'appareillage nécessaire à la réalisation d'un tel essai comprend généralement :
 - un dispositif de réaction : massif-poids constitué de cuves remplies de gravillons ou poutres de réaction avec ancrages (pieux voisins pouvant être sollicités à l'arrachement ou tirants précontraints) ;
 - un dispositif de chargement : vérin hydraulique transmettant l'effort au pieu par l'intermédiaire d'une rotule et d'une plaque de répartition ;
- Un dispositif de mesures : il permet de mesurer les charges, les déplacements en tête et également de mesurer les efforts à différents niveaux du fût.

D'une façon générale la durée entre la mise en place du pieu et l'essai est de 01 à 04 semaines.

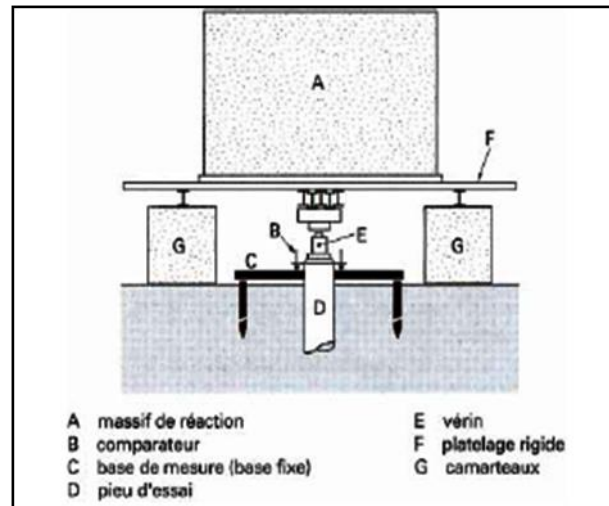


Fig. 2.11 Dispositif de chargement et de mesure pour essai de pieu (schéma de principe)

2.3.1.3.2 Programme de chargement :

Avant de réaliser l'essai ; il convient d'évaluer au moins approximativement ; la charge Q_1 par la méthode pressiométrique ou pénétrométrique.

La norme AFNOR définit deux types d'essai statique de compression axiale :

- L'essai préalable : il a pour but d'atteindre la rupture et pouvoir ainsi optimiser la fondation sur pieux. Le programme comporte deux cycles de chargement-déchargement :
 - un 1^{er} cycle avec un chargement de 5 paliers de 01 heure jusqu'à $0,5Q_{max}$ et un déchargement avec un palier de 05 min.
 - un 2^{eme} cycle qui comprend un chargement de 5 paliers de 30min et 5 paliers de 01 heure jusqu'à Q_{max}

Et un déchargement par 4 paliers de 05 min.

Q_{max} La charge maximale d'essai est telle que :

$$1,3Q_1 = Q_{max} \leq Q_g \quad [2.5]$$

Où :

Q_g est une charge définie en fonction des matériaux constitutifs du pieu et de son usage futur.

- **L'essai de contrôle** : il est réalisé sur un pieu de l'ouvrage afin de vérifier la qualité et l'intégrité et de s'assurer que son comportement est conforme aux prévisions. La charge d'essai ne doit pas dépasser $0,8Q_g$. Il est recommandé de

mesurer l'enfoncement de la tête du pieu en fonction du temps pour chaque palier de chargement ou déchargement.

2.3.1.3.3 Exploitation des résultats :

2.3.1.3.3.1 L'essai préalable : a partir des résultats obtenus on trace 03 courbes :

- La charge Q en tête en fonction de l'enfoncement en tête st.
- L'enfoncement en tête en fonction du logarithme du temps.
- La vitesse d'enfoncement en fonction de la charge en tête.

L'analyse de ces 03 courbes nous fournit la charge de fluage Q_c et la charge de fluage Q_l .

2.3.1.3.3.2 L'essai de contrôle : dans ce cas le paramètre caractéristique est le déplacement en tête sous la charge $0.8 Q_G$ entre 1 et 60 min.

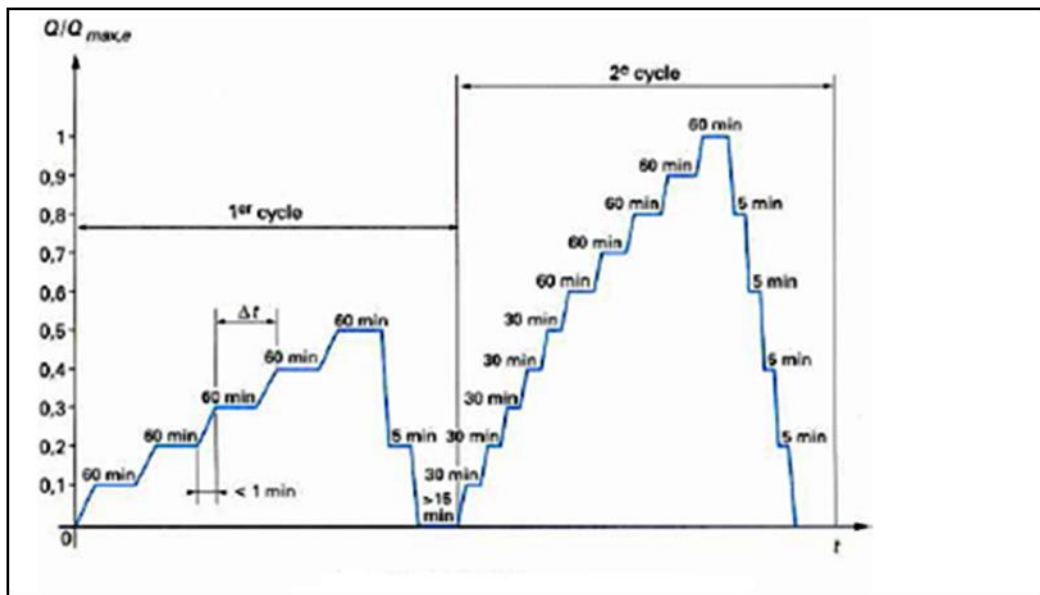


Fig.2.12 Programme de chargement- déchargement (Essai préalable).

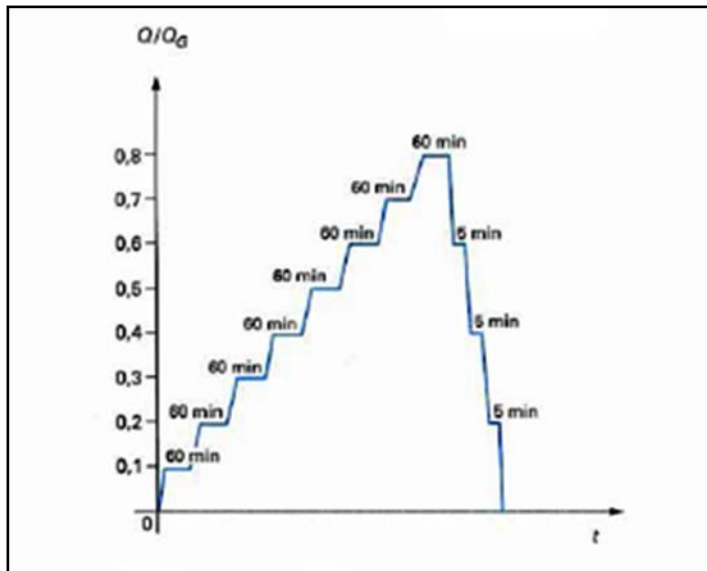


Fig. 2.13 Programme de chargement- déchargement (Essai de contrôle).

2.3.2 Détermination de la capacité portante à partir des essais de laboratoires :

Cette méthode repose sur des formules statiques basées sur l'hypothèse d'un comportement rigide- plastique et à partir d'essais de laboratoire.

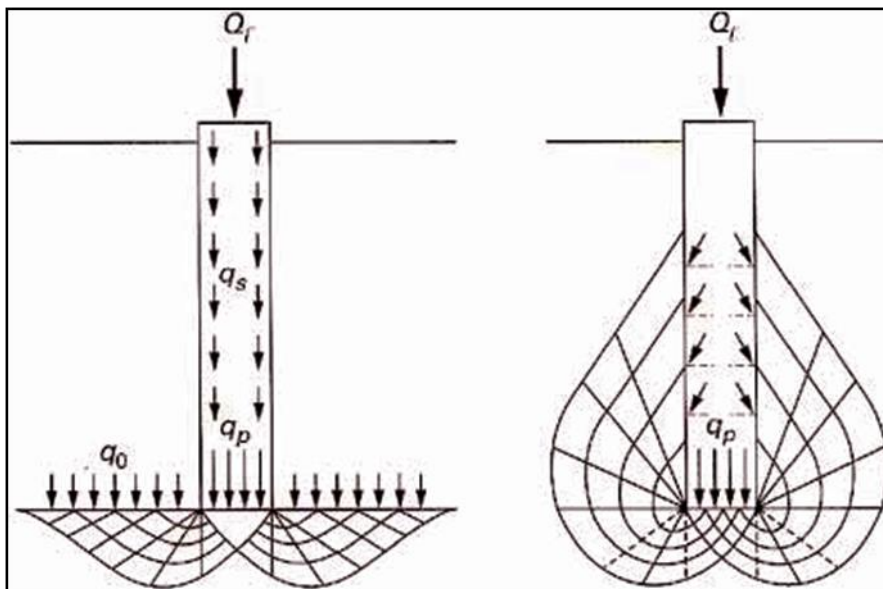


Fig.2.14 Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques.

2.3.2.1 Détermination de la charge ultime en pointe :

On utilise la formule des fondations superficielles pour évaluer la résistance de pointe des pieux.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p (0.4\gamma B N_\gamma + \gamma D N_p + 1.2 C N_c) \quad [2.6]$$

Comme dans ce cas D est grand devant le diamètre B ; le terme de surface est toujours négligeable devant les deux autres termes et on écrira

$$Q_p = A_p (\gamma D N_q + 1.2 C N_c) \quad [2.7]$$

N_q, N_c et N_γ sont des facteurs de portance ne dépendant que de l'angle de frottement Φ interne du sol sous la fondation.

Pour les valeurs des facteurs de portance $N_c(\Phi), N_q(\Phi)$ et $N_\gamma(\Phi)$ on les détermine de la manière suivante :

N_c et N_q :

On utilise la solution classique de Prandtl :

$$N_q = \exp(\Pi \operatorname{tg} \Phi') \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\Pi}{4} + \frac{\Phi'}{2} \right) \quad [2.8]$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \operatorname{tg} \Phi' \quad [2.9]$$

Concernant le facteur de portance N_γ , il existe diverses recommandations. Ainsi pour :

$$\text{Hansen : } N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \operatorname{tg} \Phi' \quad [2.10]$$

$$\text{Meyerhof : } N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4 \Phi) \quad [2.11]$$

Le projet eurocode 7 préconise l'expression :

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \Phi' \quad [2.12]$$

ϕ	N_q	N_q^* (corrigé)	N_q^*/N_q	N_γ	N_c
0	1,00	1,00	1,00	-	5,14
5	1,57	1,64	1,05	0,10	6,49
10	2,47	2,69	1,09	0,50	8,34
15	3,94	4,45	1,13	1,40	10,98
20	6,40	7,44	1,16	3,50	14,83
25	10,66	12,72	1,19	8,10	20,72
30	18,40	22,46	1,22	18,10	30,14
35	33,30	41,44	1,24	41,10	46,12
40	64,20	81,27	1,27	100,00	75,31
45	134,87	173,29	1,28	254,00	133,87

Tableau. 2.1 Valeurs des facteurs de portance en fonction de l'angle de frottement interne(Afnor1988).

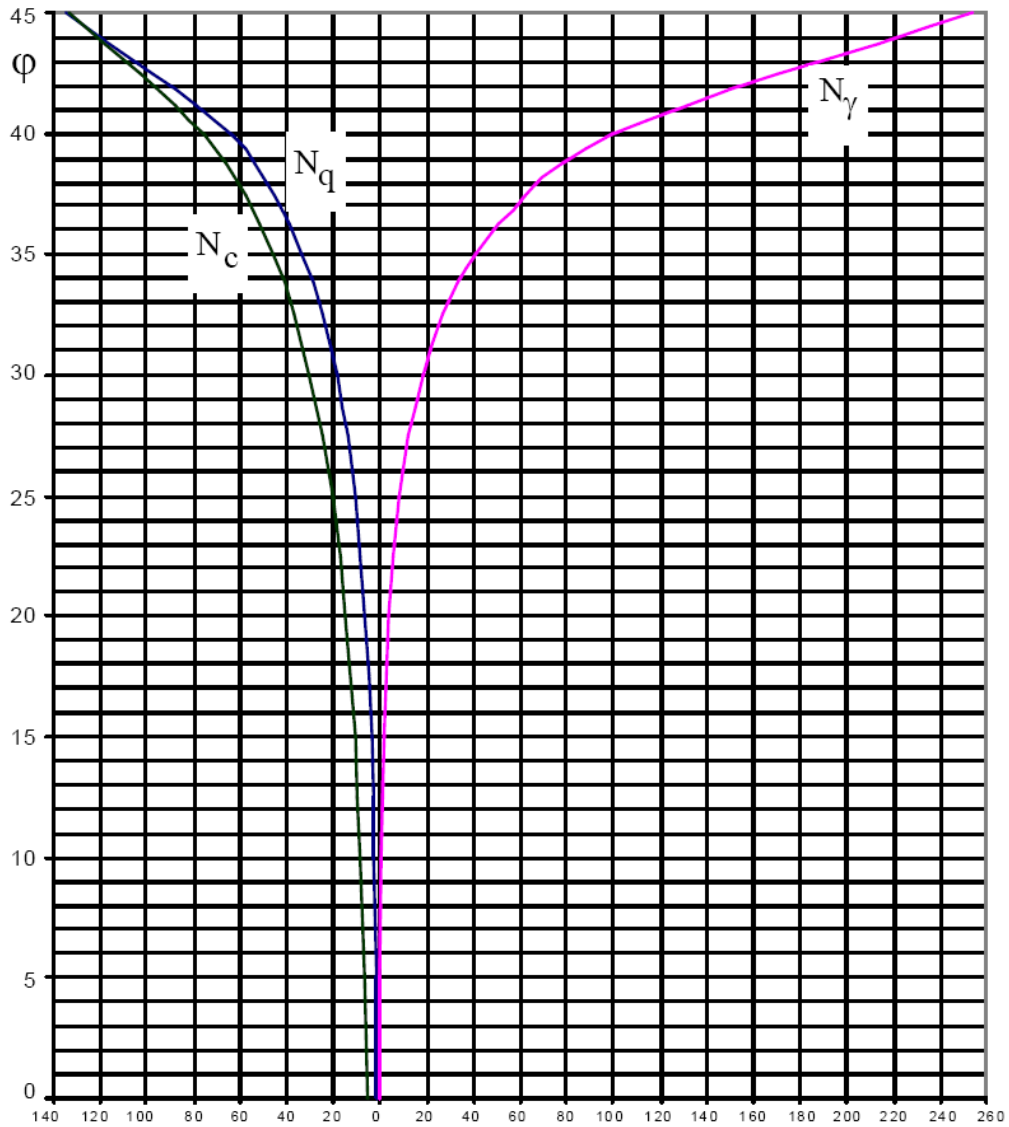


Fig.2.15 Facteur de capacité portante N_γ, N_c et N_q :

➤ Cas d'un sol purement frottant (pulvérulent) $c'=0$:

Dans ce cas :

$$Q_p = A_p \gamma' D N_q$$

[2.13]

Cependant du point de vue expérimental, on a constaté que cette formule n'est plus valable pour les encastremets importants parce que le terme de pointe devient constant à partir d'une certaine profondeur appelée encastrement limite dont la valeur a créé un désaccord entre les différents auteurs.

De nombreux auteurs ont tenté d'expliquer ce comportement en proposant des schémas de rupture autour d'un pieu. Costet et Sanglerat ont par exemple proposé le schéma de rupture (Fig.) dans lequel :

- La zone I correspond au frottement latéral le long du fût, le milieu est en équilibre de quasi-butée.
- La zone II correspond à l'effort de pointe, on a aussi un équilibre de butée.
- Les zones III et IV sont situées au-delà des lignes de glissement et sont en équilibre pseudo-élastique.

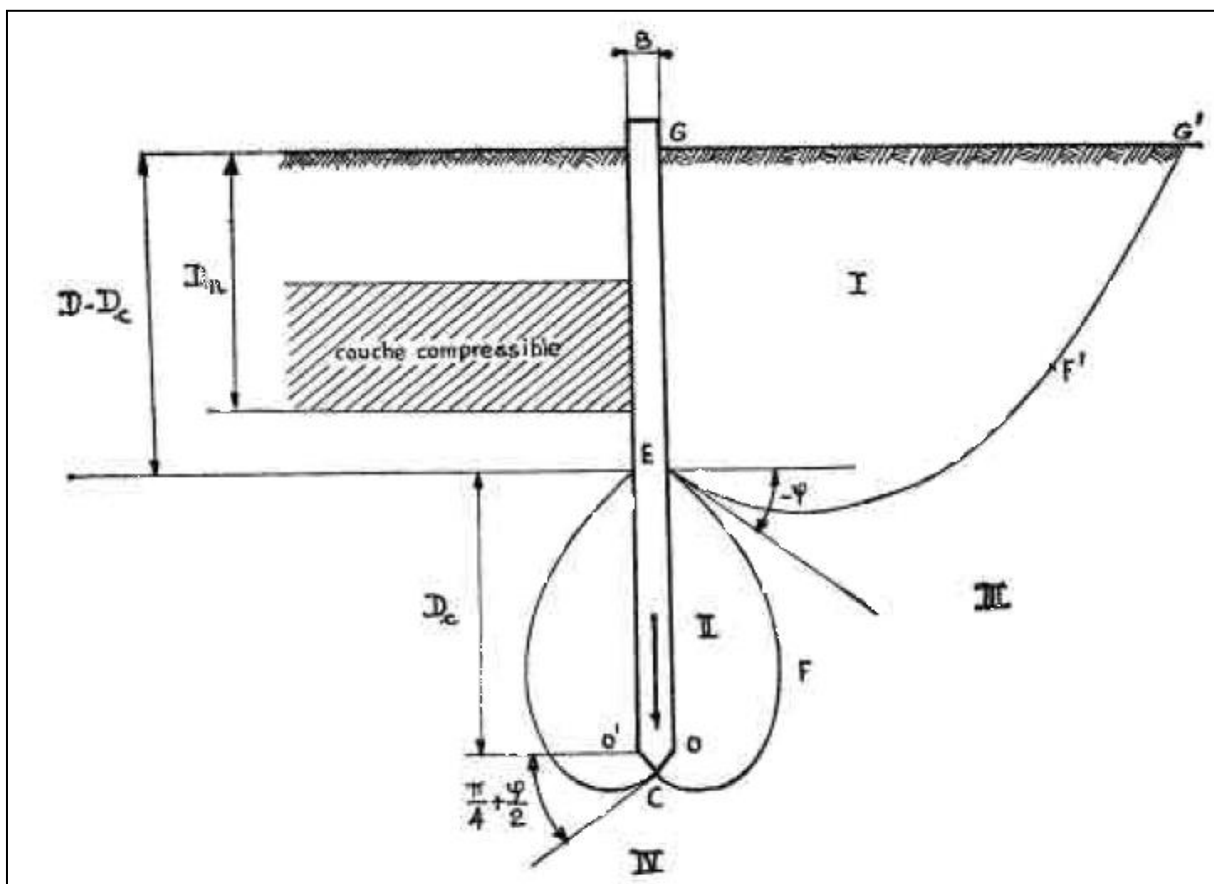


Fig.2.16 Schéma de fonctionnement d'un pieu (d'après J.Costet et G.Sanglerat).

Des essais de laboratoire ont conduit Caquot et Kerisel à proposer la valeur N_q telle que :

$$N_q = e^{7tg\phi} = 103.04tg\phi \quad [2.14]$$

Des essais in situ complémentaires ont permis de modifier la formule précédente en limitant la valeur de N :

$2.7 < N < 3.7$,suivant le diamètre du pieu.

➤ **Cas d'un sol non drainé et cohérent $\Phi' = 0$**

$$Q_p = A_p (1.2 C_u N_c + \gamma D) = A_p (\sigma_v + 1.2 C_u N_c) \quad [2.15]$$

Ou souvent on considère que : $\sigma_v = \gamma D$ est équivalent au poids du pieu C_u étant la cohésion non drainée.

La charge limite (hors poids propre du pieu) sera donc :

$$Q_p = (1.2 C_u N_c) A_p \quad [2.16]$$

$$q_p = 1.2 C_u N_c$$

($\Phi = 0$ et N_c est supérieur au cas des fondations superficielles où $N_c = 7.5$).

On peut alors supposer que : $q_p \approx 10 C_u$

Ce qui nous permet d'écrire :

$$Q_p = A_p(10C_u) \quad [2.17]$$

2.3.2.2 Détermination du frottement latéral :

➤ **Cas d'un sol pulvérulent :**

La mise en place du pieu joue un rôle important pour la détermination du frottement latéral. Ainsi en s'enfonçant dans le sol un pieu battu refoule le sol et engendre un état de butée alors qu'un pieu foré crée une décompression du sol engendrant ainsi un état de poussée. En partant de ces hypothèses on pourra écrire :

$$\tau_{lim} = \sigma'_n t g \Phi^* \quad [2.18]$$

Où :

Φ^* est l'angle de frottement sol/pieu fonction de la rugosité et qui est généralement peu différent de $2/3 \Phi'$

$$\sigma'_v = \gamma' Z \quad [2.19]$$

$$\sigma'_n = \sigma'_h \quad [2.20]$$

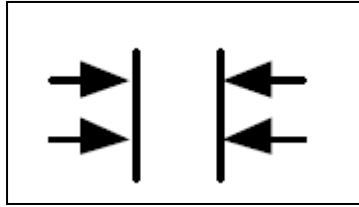


Fig. 2.17 Etat de poussée lors de l'enfoncement d'un pieu foré.

En cas de butée :

$$\tau_{lim} = \sigma'_n \operatorname{tg} \Phi^* = \sigma'_v \cdot k_{p\gamma} \cdot \sin \theta = \alpha \cdot \sigma'_v \quad [2.21]$$

Où:

θ est l'obliquité

$k_{p\gamma}$ Est le coefficient de butée correspondant à un écran vertical.

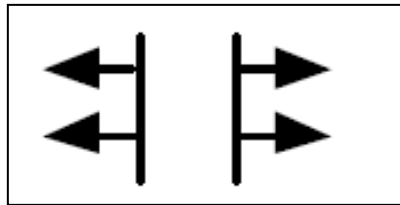


Fig.2.18 Etat de butée lors de l'enfoncement d'un pieu battu.

Le terme $k_{p\gamma} \cdot \sin \theta$ ne peut être déduit des valeurs de K_p déterminées à partir de l'angle de frottement, puisque la rugosité (sol/pieu) modifie l'état de contrainte autour du pieu. Le tableau ci-dessous propose des valeurs de α pour un comportement passif.

ϕ	$\alpha = -\phi$	$\alpha = -2/3\phi$
0		
5		
10	0,285	0,186
15	0,567	0,364
20	1,030	0,641
25	1,810	1,100
30	3,210	1,880
35	5,850	3,270
40	11,300	5,900
45	23,700	11,400

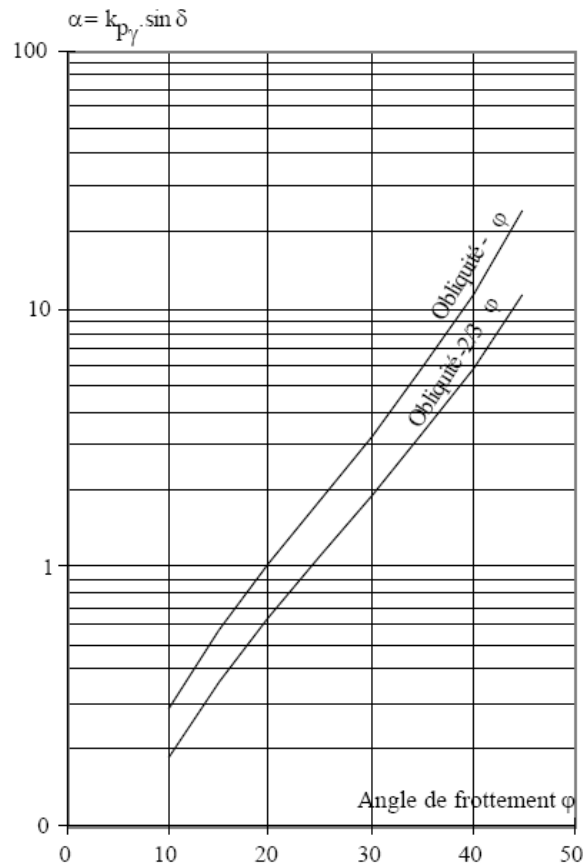


Fig. 2.19 Détermination de la valeur de α en fonction de ϕ

➤ Cas d'un sol purement cohérent: $\phi' = 0$

Dans les sols purement cohérents $\tau_{lim} = Cu$ [2.22]

A l'interface la résistance limite est fonction de Cu et de la rugosité de l'interface

$$\tau_{lim} = \beta \cdot Cu \quad [2.23]$$

Avec $\beta < 1$

Si :

Cu est faible alors : $\beta \approx 1$

Cu est fort

β est très petit par rapport à 1 puisque la cohésion n'est pas entièrement mobilisée.

Expérimentalement β est déterminée comme suit :

$$\beta = \frac{1+Cu^2}{1+7 Cu^2} \quad [2.24]$$

Où :

Cu est la cohésion (en bars)

Donc :

$$q_s = \beta.Cu \quad [2.25]$$

➤ **Cas d'un sol à la fois frottant et à cohésion :**

$$q_s = \alpha.\sigma'_v + \beta.Cu \quad [2.27]$$

Le frottement latéral total est donc :

$$Q = P \int_0^h q_s(z).dz \quad [2.29]$$

P : périmètre de la fondation.

$q_s(z)$: Frottement latéral unitaire à la profondeur z

2.3.3 Détermination de la capacité portante à partir des méthodes dynamiques :

2.3.3.1 Utilisation du battage des pieux :

Les formules de battage très utilisées autrefois, ne le sont plus aujourd'hui qu'à titre de vérification dans les situations suivantes :

- Interprétation des mesures lors de la mise en place des pieux battus.
- Interprétation des essais de pénétration dynamique.

De plus, il est déconseillé de n'utiliser que des formules de battage pour dimensionner une fondation sur pieux.

2.3.3.1.1 Principe du battage d'un pieu :

Le pieu est battu grâce à une masse frappante M tombant d'une hauteur H .sous les coups de mouton le pieu s'enfonce d'une quantité 'e' appelée refus (valeur moyenne de l'enfoncement après 10 coups de mouton)

En écrivant que l'énergie transmise par la chute du mouton est égale à l'énergie nécessaire pour enfoncer le pieu d'une quantité e on a :

$$Q \cdot e = MgH \quad [2.30]$$

Avec g : l'accélération de la pesanteur

Q : la résistance du sol

Donc :

$$Q = MgH/e \quad [2.31]$$

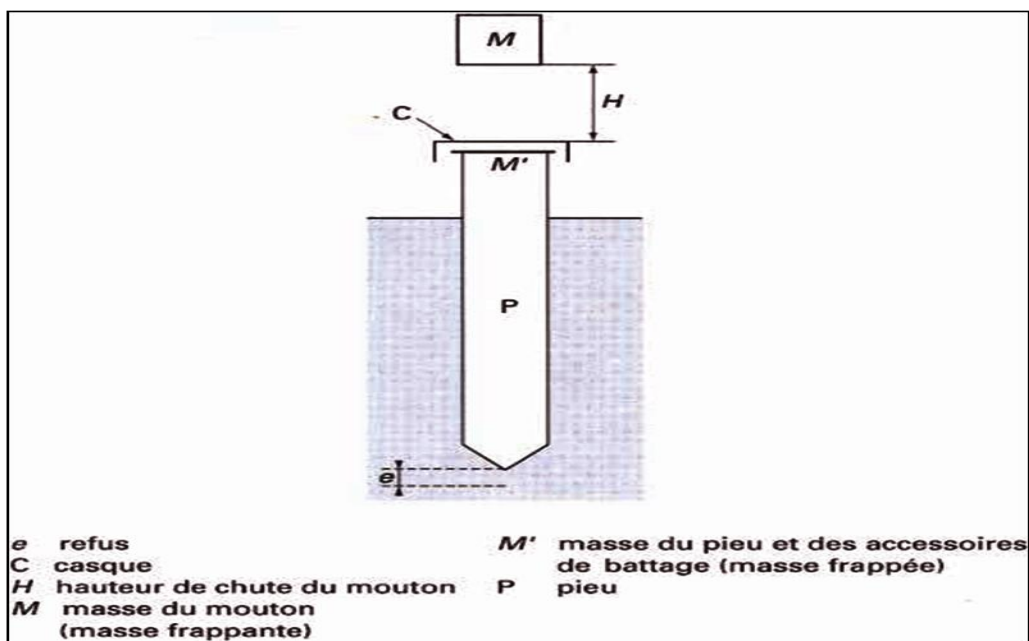


Fig. 2.20 Principe du battage d'un pieu

Cependant pour tenir compte de pertes d'énergie diverses, cette formule a été modifiée et on a proposé d'autres expressions dont on retiendra surtout :

➤ La formule des hollandais :

$$Q_1 = \left(\frac{MgH}{e}\right) \left(\frac{1}{1+M'/M}\right) \quad [2.32]$$

➤ La formule de Crandall :

$$Q_1 = \left(\frac{MgH}{e+e1/2}\right) \left(\frac{1}{1+M'/M}\right) \quad [2.33]$$

Pour la formule des hollandais, on applique un coefficient de sécurité égal à 6 , alors que pour la formule de Crandall qui tient compte aussi du refus élastique e1 ou raccourcissement du pieu, ce coefficient est égal à 4.

On obtient ainsi la charge admissible sur le pieu qui peut être assimilée à la charge admise sous combinaisons rares (théorie des états limites).

2.3.3.2 Utilisation des mesures au pénétromètre dynamique :

L'essai au pénétromètre dynamique est un essai facilement réalisable et peu coûteux, mais son application à la prévision de la capacité portante pose beaucoup de problèmes .Il 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. L'application de la formule de battage à un essai de pénétration dynamique permet d'obtenir la résistance dynamique q_d . L'application de la formule des Hollandais conduit à :

$$q_d = \left(\frac{MgH}{s_p} \cdot v \right) \left(\frac{1}{1} + M' \frac{1}{M} \right) \quad [2.34]$$

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

M : masse du mouton

H : hauteur de chute du mouton

s_p : aire de la section droite du cône

v : pénétration pour un coup ($v=h/N_d$; $h \approx 10$ cm est l'enfoncement de la pointe)

La charge limite d'un pieu est déduite de q_d :

$$Q_l = A \cdot q_d \quad [2.35]$$

Avec A : section droite du pieu.

2.3.3.3 Utilisation de l'essai SPT (standard pénétration test) :

L'essai SPT d'origine américaine consiste à battre à l'aide d'un mouton M tombant d'une hauteur H fixe un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu et à mesurer le nombre de coups N nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 300 mm. De plus l'essai permet d'avoir des échantillons remaniés du sol traversé. Dans la perspective de la prévision de la capacité portante Meyerhof propose les règles suivantes :

- **Pieux battus dans les sables :**

➤ Résistance à la pointe limite :

$$q_p = 40N_1 \cdot D/B \leq 400 \cdot N \quad \text{en KPa.} \quad [2.36]$$

N_l : le nombre de coups corrigés pour une pression effective verticale de 100 KPa

➤ Frottement latéral :

$$q_s = 2. N \quad \text{en KPa} \quad [2.37]$$

- **Pieux forés dans les sables :**

Les valeurs de q_p sont à diviser, environ, par 3.

Les valeurs de q_s sont à diviser ; environ, par 2.

2.3.4 Prévision de la charge Q_l à partir des essais in- situ :

2.3.4.1 Prévision de la charge Q_l à partir des résultats pressiométriques :

2.3.4.1.1 Définitions :

- **Hauteur d'encastrement équivalente :**

Elle est déterminée à partir des résultats in situ (pressiomètre ou pénétromètre)

La pression limite nette P_l^*

$$P_l^* = P_l - P_0 \quad [2.38]$$

Où :

P_l est la pression limite mesurée.

P_0 est la contrainte totale horizontale avant l'essai.

La hauteur d'encastrement équivalente D_e :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz \quad [2.39]$$

Où :

p_{le}^* est la pression limite nette équivalente ou pression moyenne autour de la base du pieu.

Avec :

$$p_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* dz \quad [2.40]$$

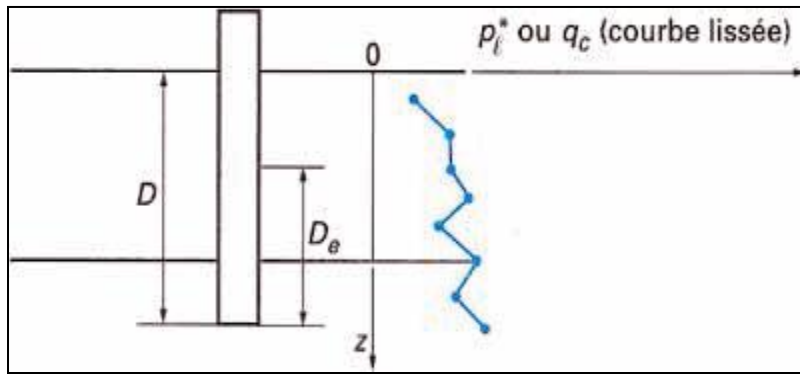


Fig. 2.21 Définition de l'encastrement équivalent.

La pression pressiométrique limite équivalente sert au calcul de la résistance en pointe. Il s'agit d'une moyenne des valeurs mesurées dans une zone au voisinage de la pointe épaisse de $3a$ sous la pointe et de b au dessus.

$a = \max(B/2, 0.5)$ (m) et $b = \min(a, h)$ où h est la hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée.

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

$a = 0.5$ m si $B < 1$ m

Dans le cas d'un sol homogène $b = h = 0$ $a = B/2$ pour $B > 1$ m la zone d'influence en pointe sera épaisse de $1.5 \times B$ sous la pointe.

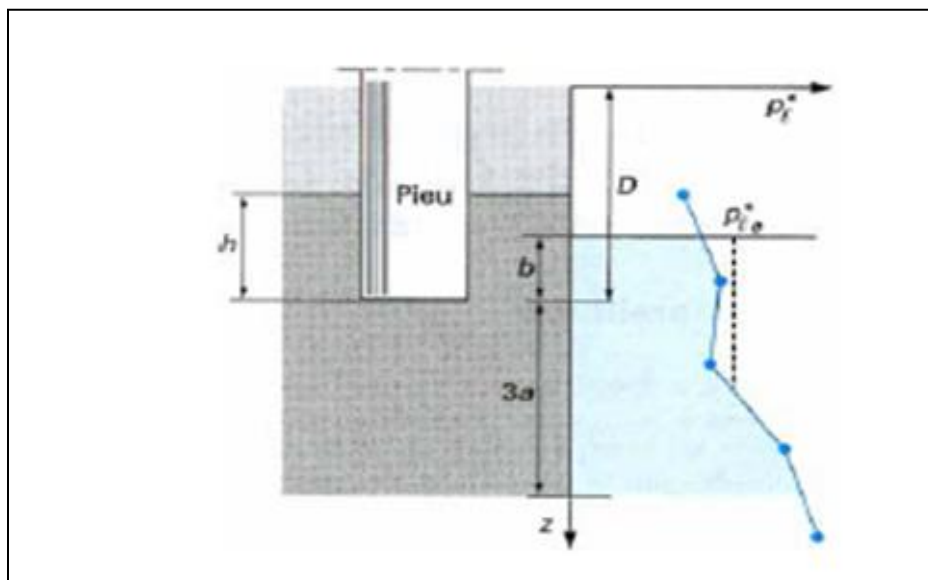


Fig. 2.22 Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre

- **Profondeur critique :**

Il a été prouvé expérimentalement que la charge limite de pointe Q_p augmente avec la profondeur D jusqu'à une profondeur critique D_c au-delà de laquelle elle reste constante. Cette profondeur critique varie avec :

- Le type de sol ;
- La résistance au sol ;
- Le diamètre du pieu.

En fin la hauteur d'encastrement équivalente sert à classer les fondations comme suit :

- Une fondation profonde $De/B > 5$
- Une fondation semi-profonde $1.5 < De/B < 5$
- Une fondation superficielle $De/B < 1.5$

2.3.4.1.2 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 l'expression :

$$Q_p = A \cdot K_p \cdot P_{le}^* \quad [2.41]$$

Avec A : section de la pointe,

P_{le}^* : pression limite nette équivalente

K_p : facteur de portance

Le facteur de portance K_p dépendant de la nature du sol et du mode de mise en place du pieu est donné dans les tableaux ci-dessous :

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec 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

Tableau.2.2 Valeurs du facteur de portance K_p .

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE P ₁ (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5

Tableau. 2.3 Classification des sols (Fascicule 62, titre V)

2.3.4.1.3 Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :

Le frottement latéral limite q_s augmente linéairement avec la pression limite nette à la même profondeur .il dépend de la nature du sol entourant le pieu et le mode d’installation du pieu.

La valeur du frottement latéral q_s à une profondeur z est donnée par les courbes du jeu d’abaques en fonction de la pression limite nette (fascicule 62 titre v).

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$				Q_1	Q_3	$Q_4, Q_4^{(2)}$	Q_3	$Q_4, Q_4^{(2)}$
Foré boue	Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_4^{(2)}$	Q_3	$Q_4, Q_4^{(2)}$
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(2)}$	Q_3	Q_4
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1	Q_2		" "			Q_2	Q_3
Puits ⁽⁵⁾	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2	Q_3		" "			Q_3	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			" "			Q_3	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_2	Q_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	

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).
- (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 foncé perdu (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

Tableau.2.4 Détermination des abaques(Fascicule 62,Titre V).

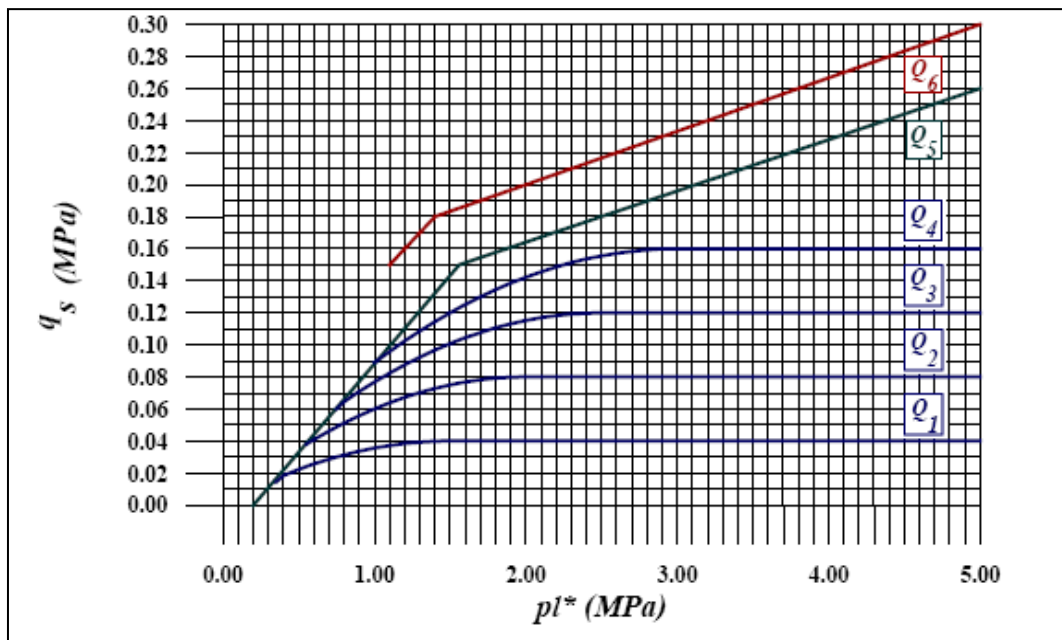


Fig2.23 Valeurs du frottement latéral limite(Fascicule 62,Titre V).

La charge limite verticale est donc :

$$Q_l = Q_p + Q_s = A \cdot K_p \cdot P_{le}^* + p \int_0^D q_s(z) dz \quad [2.42]$$

Notons que pour le calcul de la charge critique Q_c et en absence d'un essai de chargement statique, celle-ci peut-être estimée de la manière suivante :

- Pieux ne refoulant pas le sol

$$Q_c = Q_p/2 + 0,7Q_s \quad [2.43]$$

- Pieux refoulant le sol

$$Q_c = 0,7 Q_p + 0,7Q_s \quad [2.44]$$

Le dimensionnement d'un pieu en compression se fait aux états limites (fascicule 62) comme suit :

- Etats limites ultimes : les efforts de combinaisons de charges fondamentales et accidentelles doivent être respectivement inférieurs à $0,7Q_l$ et $0,83Q_l$.
- États limites de service : les efforts de combinaisons de charges rares et quasi permanentes doivent être respectivement inférieurs à $0,91Q_c$ et $0,7Q_c$.

2.3.4.2 Prévion de la charge limite à partir des résultats du pénétromètre statique :

2.3.4.2.1 Calcul de la charge limite de pointe Q_p :

Selon le fascicule 62 titre v, la charge limite est donnée par :

$$Q_p = A \cdot K_c \cdot q_{ce} \quad [2.45]$$

Avec :

A : section de la pointe,

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente du pénétromètre

K_c : Facteur de portance.

➤ Pour le calcul de résistance de pointe équivalente q_{ce} :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad [2.46]$$

q_{cc} est la résistance de pointe écrêtée à $1,3q_{cm}$:

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad [2.47]$$

a et b ayant la même définition que dans le cas du pressiomètre.

➤ Pour le facteur de portance K_c :

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles. Limons	A	0,40	0,55
	B		
	C		
Sables. Graves	A	0,15	0,50
	B		
	C		
Craies	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

Tableau. 2.5 Valeurs du facteur de portance K_c (Fascicule 62, Titre V).

2.3.4.2.2 Calcul de la charge limite de frottement Q_s :

Selon le fascicule 62, la valeur du frottement latéral limite à la profondeur z est :

$$q_s(z) = \min(q_c(z))\beta; q_s \max \quad [2.48]$$

Avec :

$q_c(z)$: Résistance de pointe lissée à la profondeur z

β et $q_s \max$ sont données dans le tableau ci-dessous (qui est en fonction de la nature du sol et de type de pieu)

Type de pieu		Nature des terrains									
		Argiles. Limons					Sables. Graves			Craies	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β	15	40	75 (1)	40	80 (1)	200	200	200	125	80
	$q_s \max$ (kPa)			80 (1)		80 (1)					
Foré tubé (tube récupéré)	β	15	100	100 (2)	40	100 (2)	250	250	300	125	100
	$q_s \max$ (kPa)			60 (2)		80 (2)					
Métal battu fermé	β	15	120		150		300	300	300	(3)	
	$q_s \max$ (kPa)		40		80						
Battu préfabriqué béton	β	15	75		80		150	150	150	(3)	
	$q_s \max$ (kPa)		80		80						

(1) Réaléage et rainurage en fin de forage.
(2) Forage à sec, tube non louvoyé.
(3) 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.

Tableau.2.6 Valeurs de β et $q_s \max$ (le fascicule 62, Titre V)

La charge limite totale est donc :

$$Q_t = Q_p + Q_s = A \cdot K_c \cdot q_{ce} + \int_0^D q_s(z) dz \quad [2.49]$$

2.3.4.3 Le frottement latéral négatif :

2.3.4.3.1 Définitions et mécanismes du frottement latéral négatif :

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif f_n qui le surcharge.

Le frottement négatif se produit généralement dans les sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme.

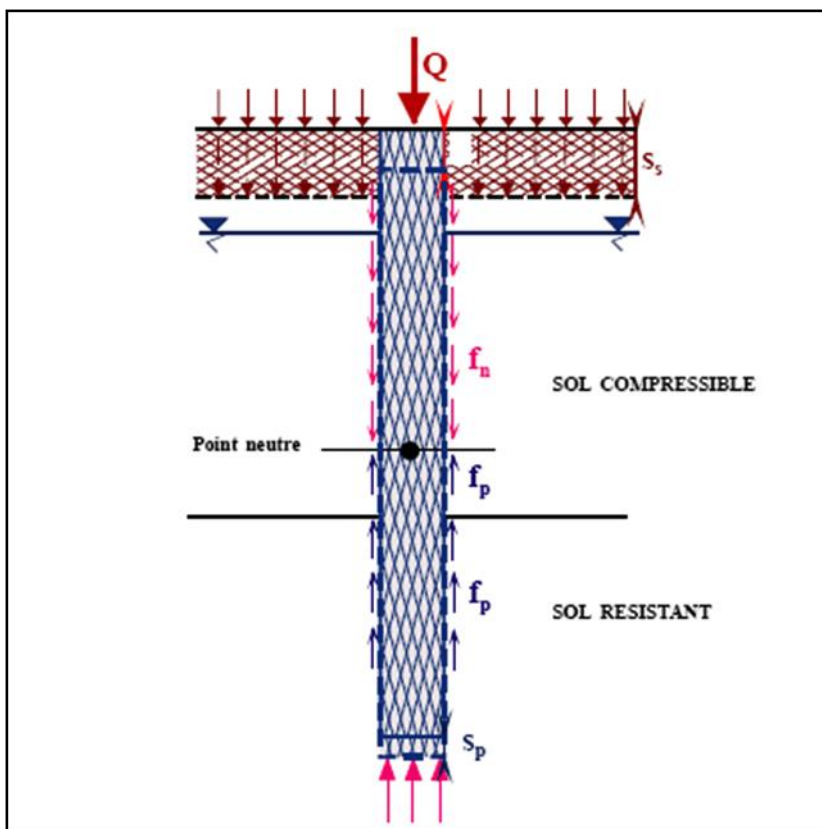


Fig.2.24 Mécanismes du frottement latéral positif et négatif (C.N.A.M .C.Plumelle, 2004).

2.3.4.3.2 Evaluation du frottement latéral négatif :

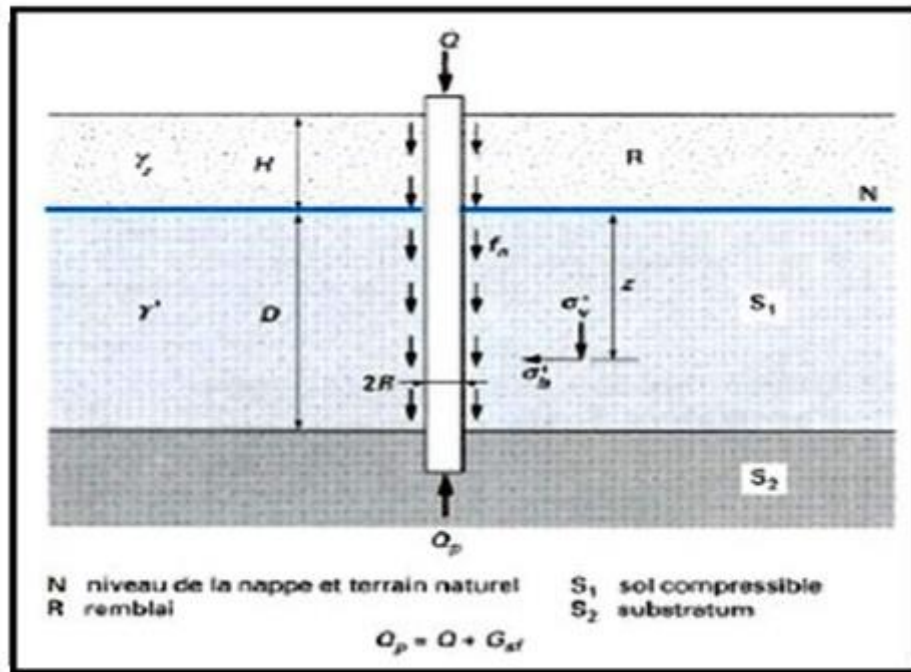


Fig.2.25 Evaluation du frottement négatif sur un pieu isolé.

On calcule la valeur maximale, à long terme, par la méthode suivante :

À un niveau donné z , la valeur du frottement négatif unitaire limite est donnée par :

$$f_n = \sigma'_h \tan \delta = \sigma'_v k \tan \delta \quad [2.50]$$

Avec :

σ'_h et σ'_v : contraintes effectives à long terme horizontale et verticale, à l'interface sol-pieu,

K : rapport σ'_h / σ'_v

δ : angle de frottement du contact sol-pieu.

On en déduit le frottement négatif total dans le remblai et la couche de sol compressible :

$$F_n = P \int_{-H}^h K(z) \tan \delta \cdot \sigma'_v(z) dz \quad [2.51]$$

Avec

P : périmètre du pieu ($2\pi R$ pour un pieu circulaire, R rayon du pieu),

H : hauteur du remblai,

h : hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible.

- **Hauteur d'action du frottement négatif :**

La hauteur h ne représente pas forcément toute la couche de sol compressible. En effet, le frottement négatif n'apparaît que si le tassement du sol autour du pieu est supérieur au tassement propre du pieu. En pratique, on retiendra pour h l'une ou l'autre des deux valeurs suivantes, selon la qualité du sol.

- **En sol suffisamment compressible**

h_1 : profondeur où la contrainte σ'_v devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en l'absence du pieu. Cette condition n'est possible que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu.

- **En sol très peu compressible** où, manifestement, la valeur calculée pour h_1 est excessive :

h_2 : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra, après mise en place du pieu, $0,01B$ (où $B = 2R$ est le diamètre ou la largeur du pieu).

- Le terme $K \tan \delta$:

En pratique, on considère le produit $K \tan \delta$ comme un terme dont les facteurs sont indissociables.

Sa valeur est donnée suivant la nature du sol et le type de pieu :

Nature du terrain		Type de pieu		
		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
Tourbes	sols organiques	0,10	0,15	0,20
Argiles Limons	mous	0,10	0,15	0,20
	femmes à durs	0,15	0,20	0,30
Sables Graves	très lâches		0,35	
	lâches		0,45	
	autres		1,00	

Tableau.2.7 Valeurs du facteur $K \tan \delta$ suivant la nature du sol et le type de pieu (Fascicule 62, Titre V).

2.3.5 Conclusions :

Déterminer la capacité portante d'un pieu d'une manière que celle-ci soit proche de sa portance réelle reste toujours très difficile. Cela s'explique par le fait que la presque totalité

des méthodes de calcul ont été élaborées sans tenir compte de tous les éléments comme celui de la mise en place du pieu. Cependant le calcul de la capacité portante par la méthode pressiométrique s'avère être, au dépit de certaines insuffisances, l'une des plus fiables. Aussi, outre l'avantage de se reposer sur un essai, pratiquement réalisable sur tous les types de sols, cette méthode et les règles qui lui étaient associées peuvent être affinées pour être mieux calées à la réalité.

Chapitre 3 :

Tassement des fondations profondes

3.1 Introduction :

L'étude des déplacements d'un pieu isolé est importante dans la mesure où elle sert de référence pour l'analyse de l'effet de groupe sur le comportement du pieu et permet aussi au chef du projet de choisir le type de pieu qui convient dans le mieux.

Les méthodes de calcul sont très variées mais sont généralement classées comme suit :

- 1) Les méthodes empiriques.
- 2) Les méthodes d'élasticité.
- 3) Les méthodes de transfert de charge.
- 4) La méthode des éléments finis.

Avant de faire une analyse de ces approches, il est impératif de rappeler certains principes et notions de base.

3.2 Notions théoriques de base :

3.2.1 Caractéristiques d'un pieu :

Soit un pieu, sa longueur est D , le diamètre d'un pieu est B . Soumis à un chargement axial, ce dernier est caractérisé par :

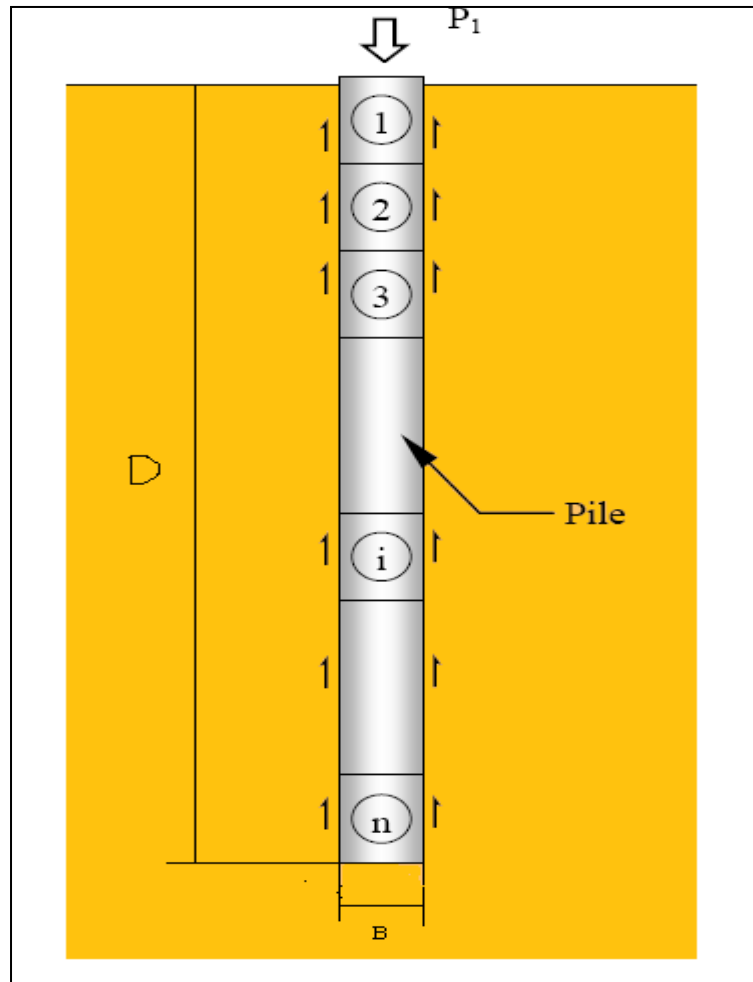


Fig.3.1 Pieu isolé sous chargement axial.

$E = D/B$ est l'élancement du pieu.

E_p est le module de déformation du pieu.

E_s est le module de déformation du sol.

$K = E_p / E_s$ est la déformabilité relative du sol.

ν est le coefficient de Poisson du sol.

Q est la charge appliquée en tête du pieu.

τ est la contrainte tangentielle de frottement latéral le long du pieu.

σ est la contrainte axiale dans le pieu.

i est l'indice désignant l'élément où l'on considère une contrainte.

δ_i est le déplacement vertical d'un élément i .

Dans le calcul du tassement, on fait généralement les hypothèses suivantes :

- Il y'a symétrie de révolution des sollicitations (contraintes et déformations) par rapport à l'axe du pieu.
- La contrainte axiale σ est uniformément répartie sur une section horizontale du pieu.

3.2.2 Décomposition du pieu en n éléments :

Plusieurs méthodes sont basées sur l'établissement des équations d'équilibre du pieu découpé en n éléments.

Chaque élément est désigné par un indice ; soit i . les grandeurs correspondantes définies comme σ_i, τ_i, s_i sont supposées constantes pour tout l'élément.

Dans les méthodes matricielles, la numérotation se fait de haut en bas, alors que dans la méthode itérative de Gambin au contraire, la numérotation se fait à partir de la base et le calcul se fait par itérations à partir de valeurs croissantes de pression au niveau de la base.

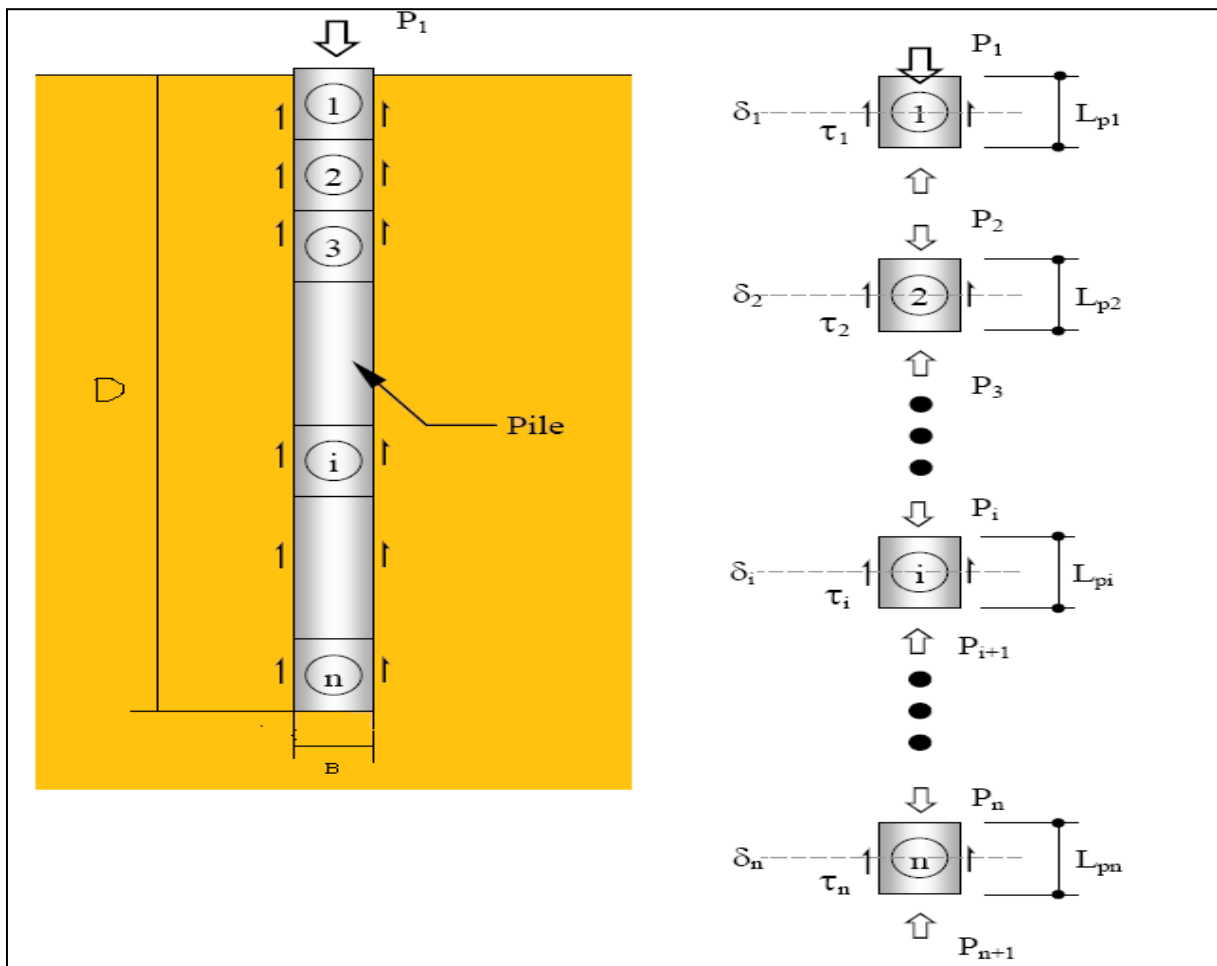


Fig.3.2 Décomposition d'un pieu en n éléments.

3.2.3 Equation d'équilibre d'un élément de pieu :

Si l'on divise le pieu en éléments de hauteur dz , pour chaque élément i on pourra écrire :

$$d\sigma' \Omega = \tau_z \chi dz \quad [3.1]$$

Où :

Ω et χ sont respectivement la section et le périmètre de l'élément.

Si l'élément a une épaisseur h_i

$$(\sigma_{zi} - \sigma_{zi-1}) \Omega = \tau_z \chi h_i \quad [3.2]$$

i étant compté de bas en haut.

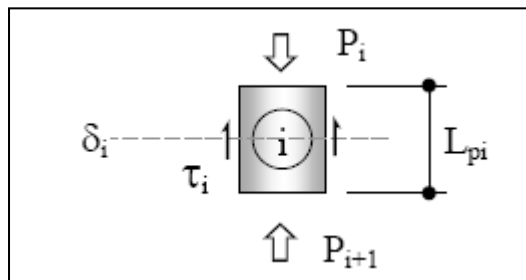


Fig.3.3 Equilibre d'un élément de pieu.

3.3 Les méthodes de calcul :

3.3.1 Les méthodes empiriques :

Ces méthodes de calcul sont basées sur l'accumulation d'un nombre de constatations sur les pieux. Notons à ce titre la recommandation de Meyerhof (1956) pour le tassement en tête d'un pieu pour tous les sols :

$$S_0 = B / (30 - Fs) \quad Fs \text{ étant pris en général égal à } 3. \quad [3.3]$$

Celle de Vesic (1977) dans le cas d'un sol pulvérulent :

$$S_0 = B/100 + \Delta l \quad \Delta l : \text{le raccourcissement élastique du pieu.} \quad [3.4]$$

Enfin suite à l'analyse des essais de chargement des pieux par le LCPC

Frank(1995) a recommandé d'estimer le tassement par :

$$S_0/B = 0,6\% \quad \text{Pour les pieux forés} \quad [3.5]$$

$$S_0/B = 0,9\% \quad \text{Pour les pieux battus ceci étant pour une charge égale à } 0,7Q_c. \quad [3.6]$$

L'intérêt de ces méthodes se limite à la phase préliminaire du projet de fondation et doivent être suivies dans un stade avancé par une analyse des déplacements du pieu.

3.3.2 Les méthodes d'élasticité :

3.3.2.1 La méthode du milieu continu :

Poulos et Davis(1980) ont proposé une méthode simplifiée basée sur la théorie de l'élasticité du sol .Cette méthode considère le sol comme un massif semi fini homogène, élastique, linéaire et isotrope.

La méthode est basée sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force verticale enterrée dans un milieu élastique semi fini.

On utilise dans ce cas les coefficients de Mindlin qui donnent le déplacement en i dû à une force localisée en j .

$$S_{ij} = \mu_{ij} Q_j \quad [3.7]$$

$$\mu_{ij} = \frac{1 + \nu}{8\pi(-\nu)E_s} \left[\frac{z_1^2}{R^2} + \frac{3 - 4\nu}{R} + \frac{5 - 12\nu + 8\nu^2}{R} + \frac{(3 - 4\nu)Z^2 - 2cZ + 2c^2}{R^3} + \frac{6cZ^2(Z - c)}{R^5} \right] \quad [3.8]$$

Le tassement en tête du pieu est donné par :

$$S_0 = \frac{Q I_s}{E_s B} \quad [3.9]$$

E_s est le module du sol

B est le diamètre du pieu

Q est la charge en tête du pieu

I_s : facteur du tassement qui dépend de la compressibilité relative K ($K=E_p/E_s$), de l'élanement D/B , du coefficient de Poisson et du module d'élasticité du pieu E_p .

$$I_s = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \quad \text{Pour les pieux flottants.} \quad [3.10]$$

$$I_s = I_0 \cdot R_k \cdot R_b R_v \quad \text{Pour le cas des pieux résistants à la pointe (à refus).} \quad [3.11]$$

Où :

I_0 est un coefficient d'influence du pieu infiniment rigide placé dans un semi espace dont

$$\nu = 0,5.$$

R_k est un coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu.

R_h est un coefficient correcteur pour la profondeur du substratum.

R_v est un coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson.

R_b est un coefficient correcteur pour la rigidité du substratum.

Cependant ; étant donné les hypothèses faites ; ce calcul s'applique dans un sol homogène où E est constant avec la profondeur.

Randolph et Wroth (1978) ont présenté une formulation analytique du facteur de tassement I_s valable aussi bien pour un sol homogène que pour un sol de Gibson (variation linéaire du module E en fonction de la profondeur).

$$I_s = 4(1 + \nu) \frac{1 + \frac{8D \tanh(\mu D)}{\pi \varepsilon - \lambda(1 - \nu) B \mu D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \varepsilon} + \frac{4\pi \beta D \tanh(\mu D)}{\alpha B \mu D}} \quad [3.12]$$

Où :

$$\varepsilon = \frac{E(D)}{E_b} \quad [3.13]$$

E_b : module du substratum.

Pour une couche sur substratum, et $\varepsilon = 1$ pour un massif semi fini

$$\beta = \frac{E(\frac{D}{2})}{E(D)} \quad [3.14]$$

α

$$= \ln[(0,25 + (2,5B)(1 - \nu) - 0,25)\varepsilon] \frac{D}{B} \quad [3.15]$$

$$\lambda = 2(1 + \nu) \frac{E_p}{E(D)} \quad [3.16]$$

$$\mu D = \frac{2\sqrt{2} D}{\sqrt{\alpha\lambda} B} \quad [3.17]$$

Les valeurs de I_s sont résumées pour le cas d'un sol homogène et celui de Gibson dans les tableaux ci dessous :

$K = E_p/E_s$		10^2	10^3	10^4	10^5
D/B	5	0,2140	0,1910	0,1884	0,1882
	10	0,1733	0,1323	0,1280	0,1274
	20	0,1580	0,0900	0,0820	0,0810
	50	0,1660	0,0615	0,0435	0,0414

Tableau.3.1 Valeurs de I_s dans un sol homogène avec $\nu=1/3$.

$K = E_p/E$		10^2	10^3	10^4	10^6
D/B	5	0,2944	0,2603	0,2567	0,2563
	10	0,2595	0,1960	0,1890	0,1882
	20	0,2504	0,1430	0,1290	0,1274
	50	0,2693	0,1053	0,0732	0,0692

Tableau.3.2 Valeurs de I_s dans un sol Gibson $E=az$ et $\nu=1/3$

En cas d'un sol multicouches ou non homogène, Poulos a recommandé de calculer un module équivalent E_{eq} égal à la moyenne arithmétique pondérée des différentes valeurs de E (Z) le long du pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \sum E_i (Z_i - Z_{i-1}) \quad [3.18]$$

E_i : Le module de Young du sol à la profondeur Z_i

Notons enfin que ces méthodes exigent une connaissance des caractéristiques du sol et la difficulté de définir un module du sol : Du fait que celui ci dépend du chemin des contraintes ; présente un important inconvénient pour ces méthodes.

Toute fois il existe des corrélations importantes entre le module E et les caractéristiques géotechniques du sol telles que : la cohésion, l'indice de densité ou le module pressiométrique .on cite à ce titre les recommandations de Frank et Christoulas (1991) quant à la corrélation entre le module d'élasticité et le module de Young :

$$E = 4E_m < 60MPa \quad \text{Pour les pieux travaillant à la pointe.} \quad [3.19]$$

$$E = 5E_m < 50MPa \quad \text{Pour les pieux flottants} \quad [3.20]$$

(Résultats obtenus suite à l'analyse d'une vingtaine d'essais de chargement de pieux forés en France).

Ainsi il est recommandé d'utiliser ces corrélations empiriques avec prudence et de ne pas négliger ni le contexte géologique, ni le niveau de technologie des pieux.

3.3.2.2 Formule de Cambefort :

Cette méthode est fondée sur l'observation de pieux en cours d'essais de chargement .Cambefort a proposé une relation selon laquelle le tassement de la base pour de faibles déformations est lié linéairement à la charge reprise par la base :

$$\sigma_B = q_B + R \frac{s_B}{B} \quad [3.21]$$

Où :

σ_B est la pression sous la pointe ou la base.

q est une constante de faible valeur qui peut être négligée lorsque aucun chargement ne permet sa prédiction.

R est un facteur de la valeur moyenne du module du sol sur $3B$ de base.

s_B est le tassement à la base de diamètre B .

La théorie donne :

$$R = 4,5 . E \quad \text{Pour les pieux forés}$$

$$R = 13,5 . E \quad \text{Pour les pieux battus.}$$

Mais l'expérience montre que ces valeurs sont trop élevées .On choisira plus volontiers

$R = 3,125 . E$ et $R = 9,375 . E$ (valeurs obtenues à partir de l'étude statique des pieux mis en place en Belgique).

Il est à noter que les formules de Cambefort ne peuvent être utilisées telles quelles sur la base d'un essai de chargement réel ; ce qui leur donne un intérêt pratique limité.

3.3.3 Méthode des éléments finis :

La modélisation numérique par discrétisation apporte une aide très précieuse quant au dimensionnement de la structure et l'estimation de ses mouvements et ceux du sol. Elle doit tenir compte de la loi de comportement du sol, de celle du pieu mais aussi de la loi qui régit le

comportement à l'interface entre le sol et le fût du pieu .Ainsi l'interaction est modélisée par un maillage axisymétrique formé des éléments plans. Le problème peut être étudié par un programme général de calcul par éléments finis.

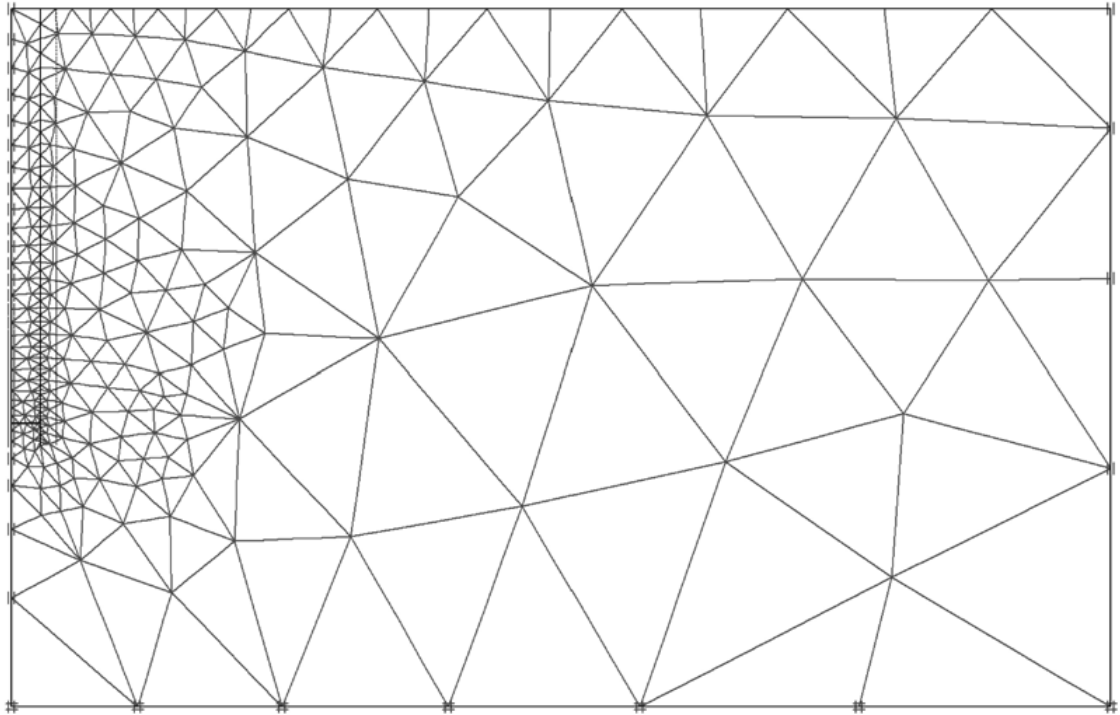


Fig.3.4 Exemple de maillage axisymétrique en 2 D d'un pieu. (Plaxis).

3.3.4 Méthode des courbes t-z et q-z ou théorie des transferts de charges :

3.3.4.1 Principe de la méthode :

La méthode se base sur la discrétisation de l'interface sol/pieu en une infinité de ressorts indépendants qui reprennent les contraintes de frottement latéral τ et les pressions verticales q_p à la base du pieu. Le transfert de charges se fait par le biais de ces ressorts. Le module des courbes de mobilisation (t-z pour le frottement axial et q-z pour la réaction en pointe) de ces ressorts sont définis à partir d'essais divers, notamment les essais pressiométrique, le CPT ou le SPT ou à partir de lois de comportement.

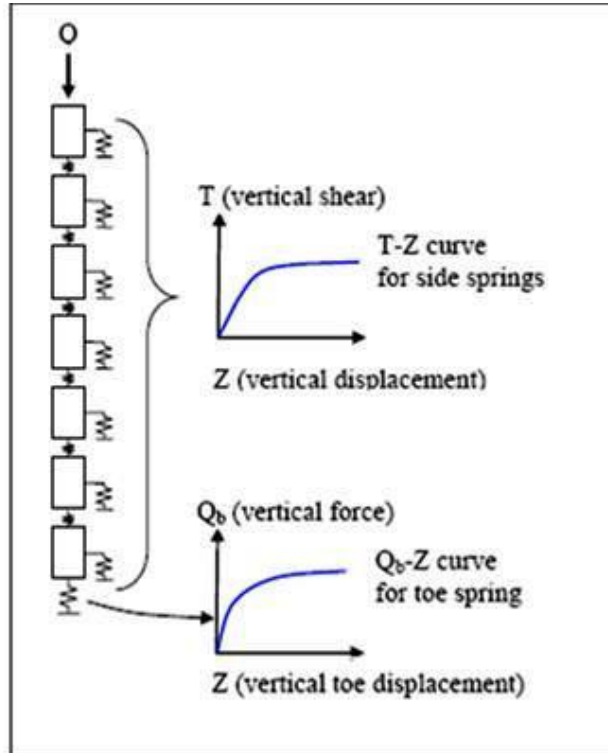


Fig.3.5 Principe de la méthode de transfert de charge.

En supposant que les contraintes mobilisées à l'interface sol/pieu à une profondeur donnée sont proportionnelles au tassement correspondant on a :

$$\tau(z) = B_0 s(z) \quad [3.22]$$

$$q_p = R_0 s(z)/B \quad [3.23]$$

L'équilibre d'une tranche infinitésimale du pieu se traduit par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2 s}{dz^2} - a^2 s = 0 \quad [3.24]$$

Où :

$$a = \sqrt{\frac{4B_0}{E_p B}} \quad [3.25]$$

Dans le cas d'un sol où B_0 est constant avec la profondeur le tassement en tête du pieu est donné par :

$$s_0 = \frac{4Q}{\pi B} \frac{1 + \frac{R_0 \tanh(aD)}{aBE_p}}{R_0 + aBE_p \tanh(aD)} \quad [3.26]$$

Dans le cas d'un sol multicouche ou d'un sol monocouche non homogène, où le profil $B_0(z)$ est quelconque, le sol est alors décomposé en un ensemble de tranches suffisamment minces telles qu'on peut supposer que $B_0(z)$ est constant. Alors l'équation peut être intégrée soit par la méthode des différences finies, soit en exploitant la solution analytique en imposant la continuité aux interfaces des tranches.

Certains auteurs ont proposé des corrélations entre le paramètre B_0 et R_0 et E_s . On cite Cassan qui s'est basé sur le modèle d'une sphère infiniment rigide pour la pointe du pieu pour aboutir à :

$$\frac{R_0}{E_s} = \frac{32(1 - \nu)}{\pi(1 + \nu)(3 - 4\nu)} \quad [3.27]$$

Concernant les pieux rigides et en se basant sur la solution de Mindlin qui a proposé :

$$B_0 = E_s / [B(1,53 \ln(2 D/B) + 0,95)] \quad [3.28]$$

Christoulas (1976) a suggéré l'expression :

$$B_0 = 0,45 E_s \quad [3.29]$$

B_0 et E_s en KPa.

3.3.4.2 Méthode basée sur l'essai pressiométrique de Menard :

3.3.4.2.1 Introduction :

Pour expliquer l'évolution du phénomène de l'enfoncement progressif sous l'effet d'un chargement croissant Cambefort a fait les hypothèses suivantes :

1/ La base du pieu suit un comportement linéaire.

2/ Les champs de contraintes et de déplacements dus à la charge appliquée à la base d'une part et dus aux frottements latéraux sur le long du fût d'autre part sont indépendants.

3/ Au début du chargement d'un pieu, les enfoncements de la surface de contact immédiat du pieu sont les mêmes que ceux du pieu. Mais à partir d'une certaine charge le terrain se décolle légèrement du pieu et va dorénavant s'enfoncer moins que lui.

3.3.4.2.2 Modèle élastique-plastique :

Le modèle le plus simple suppose un comportement élastique tel que celui décrit par Cambefort suivi d'un comportement plastique pur comme l'exemple du modèle de Gambin.

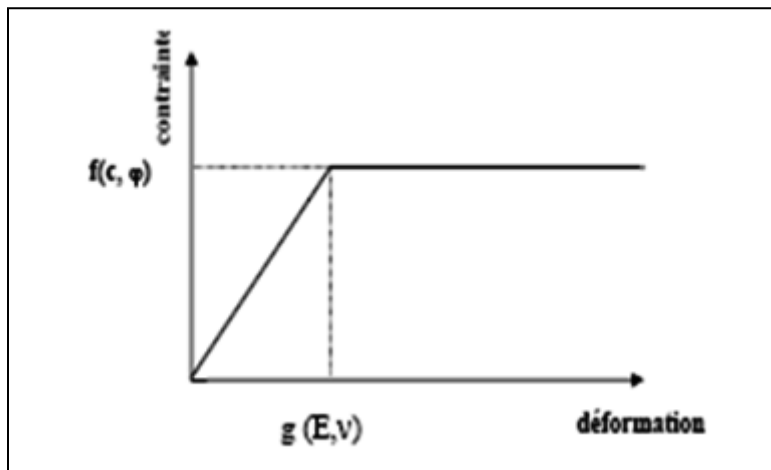


Fig.3.6 Modèle élastoplastique simple.

3.3.4.2.3 Modèle de Frank et Zhao :

Pour des déformations qui ne restent pas faibles, la formule de Cambefort n'est plus valable puisque, de toute façon lorsque la charge augmente elle finit par atteindre la valeur limite. Il convient donc de considérer un comportement intermédiaire pour marquer le passage graduel du comportement élastique à un comportement plastique.

Frank et Zhao (1982) proposent un modèle bilinéaire tenant compte du comportement intermédiaire entre la phase élastique et la phase plastique en utilisant les 02 paramètres fondamentaux de l'essai pressiométrique E_m et P_l pour déterminer les 02 lois.

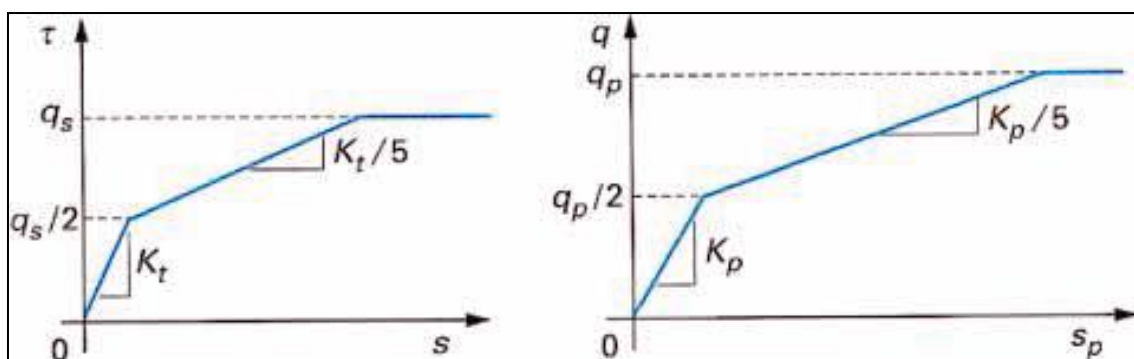


Fig.3.7 Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaires (Frank et Zhao, 1982)

Ces auteurs ont recommandé de construire les courbes de mobilisation du frottement latéral t-z et celle de la pression en pointe q-z avec :

$$B_0 = 2E_m/B \quad \text{et} \quad R_0 = 11E_m \quad \text{pour les sols fins et cohérents.} \quad [3.30]$$

$$B_0 = 0,8 E_m \quad \text{Et} \quad R_0 = 4,8E_m \quad \text{pour les sols granulaires.} \quad [3.31]$$

Ces méthodes donnent généralement satisfaction pour des charges de travail maximales permanentes des pieux (environ la moitié de la charge limite) et il faut noter que ces recommandations ne sont représentatives que pour des charges inférieures ou égales à $0,7Q_c$ qui représentent le domaine de chargement expérimental sur lequel elles ont été calées.

3.4 Conclusions :

L'analyse des méthodes permet d'affirmer que les méthodes de calcul ont évolué d'une manière flagrante.

La méthode de transfert de charge et celle des éléments finis sont les principales causes de cette évolution, et cela grâce à la modélisation du comportement du pieu en tenant compte de la loi comportement du sol et l'émergence des codes de calcul qui ont facilité les estimations.

La méthode pressiométrique reste, malgré l'utilisation d'un modèle élastoplastique linéaire, une méthode très fiable et très utilisée.

Chapitre 4

4.1 Introduction :

L'exploitation des résultats pressiométriques pour le dimensionnement des pieux sous chargement axial reste une méthode satisfaisante et fiable (la loi de comportement du sol étant élastoplastique avec élasticité linéaire).

Dans la perspective d'optimiser la méthode pressiométrique, cette étude présente un modèle élastoplastique avec élasticité non linéaire ; étant donné que de nombreuses approches permettent de modéliser le non linéarité de la réponse du sol dans le domaine élastique. Hardin et Drnevich (1972) ont montré que le comportement du sable avant rupture est convenablement représenté par un modèle hyperbolique. Dans sa version la plus simple, le modèle n'est représenté que par deux paramètres qui sont le module de cisaillement initial ou maximum G_0 et la résistance au cisaillement τ_{max} .

La plupart des modèles non linéaires de type hyperbolique sont définis en suivant les étapes suivantes :

- La première consiste à établir la valeur du module de cisaillement G_0 .
- La seconde consiste à déterminer la forme de la relation entre G_0 et le module de cisaillement sécant (ou tangent) pour des déformations plus élevées.

Le modèle qu'on va présenter dans cette étude est un modèle de type hyperbolique qui s'inscrit dans cette logique, il s'agit d'un modèle développé en Australie par Fahey & Carter (1993) dont les avantages sont :

- Le modèle traduit le comportement réel du sol et compte un nombre relativement faible de paramètres.
- Les paramètres nécessaires à ce modèle sont en principe faciles à identifier avec des essais classiques de laboratoire et en place (essai pressiométrique).

4.2 La méthode de transfert de charge :

L'analyse par la méthode de transfert de charge est très utilisée pour la prévision de la relation chargement/tassement d'un pieu soumis à un chargement axial.

La courbe de transfert de charge (t-z) décrit la relation entre le frottement latéral unitaire du pieu transmis au sol environnant et le déplacement du pieu relatif à une couche du sol.

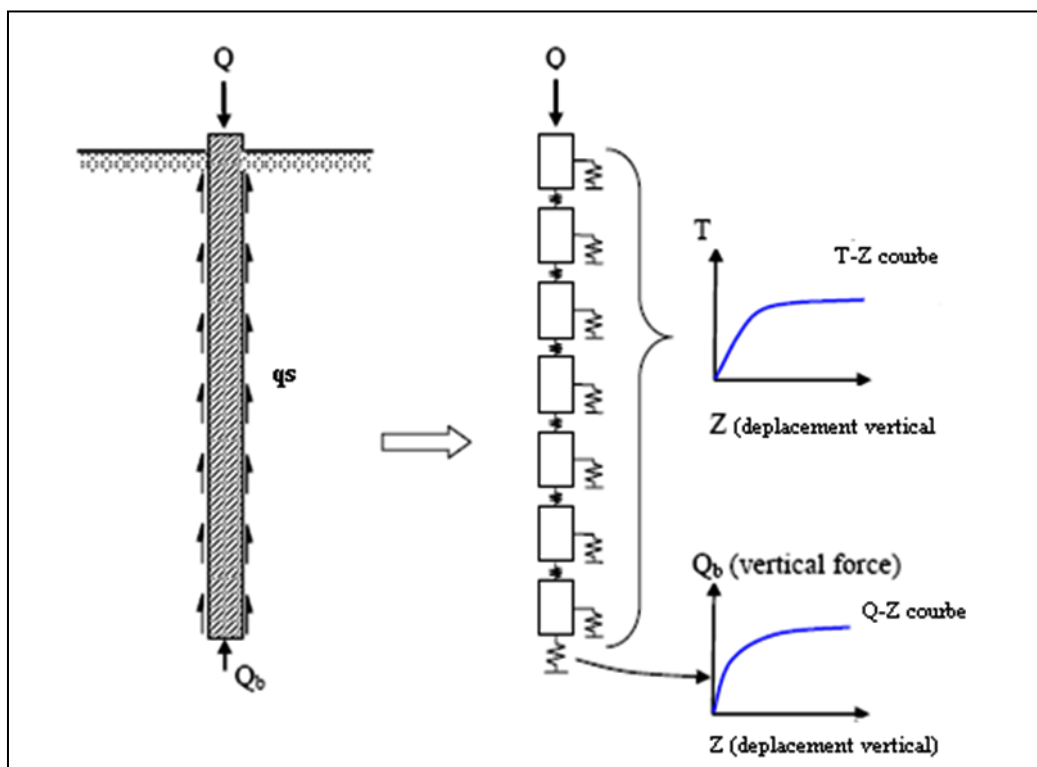


Fig. 4-1 Discretisation d'un pieu isolé par la méthode de transfert de charge.

Les fonctions de transfert de charge sont très nombreuses et se divisent en 02 catégories principales :

1/ Les fonctions empiriques (Coyle and Reese 1966 ; Vijavergiya 1977 ; Reese and O'Neill 1988).

2/ Les fonctions théoriques (Randolph et Wroth 1978 ; Kraft et Al 1981)

Ces dernières sont très intéressantes à cause de leur flexibilité quant à l'introduction des paramètres de la relation contrainte /déformation dans le calcul d'estimation.

Dans ce chapitre on présente une nouvelle approche pour estimer le tassement d'un pieu isolé, basée sur la combinaison de la méthode de transfert de charge avec un modèle (hyperbolique modifié) proposé par Fahey and Carter (1993) et les résultats obtenus à partir d'un essai pressiométrique.

4.3 Les courbes théoriques de transfert de charge :

4.3.1 Les courbes théoriques de transfert de charge le long d'un pieu (courbes T-Z) :

La fonction de transfert de charge peut être exprimée mathématiquement, ce qui permet d'associer la charge transférée d'un élément de structure au sol avec le déplacement relatif entre ce dernier et le sol environnant (Everett 1991). En général cette relation est exprimée par :

$$Z_s = f(\tau) \quad [4.1]$$

Où

Z_s : Déplacement vertical relatif du fût du pieu.

τ : Contrainte de cisaillement transférée au sol le long du fût.

En tenant compte de la distribution radiale des contraintes, on peut obtenir la relation exprimant la distorsion (déformation de cisaillement) γ comme suit :

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial Z_s}{\partial r} \quad [4.2]$$

Où :

u : Déplacement radial de l'élément du sol.

y : Coordonnée verticale mesurée à partir de la tête du pieu.

r : Coordonnée radiale comptée à partir du centre du pieu.

Et en utilisant la relation :

$$\tau(r) = G(r, \tau). \gamma(y, r) \quad [4.3]$$

$G(r, \tau)$ Est le module de cisaillement sécant du sol.

En substituant

$$d Z_s = \left[\frac{\tau(r)}{G(r,\tau)} - \frac{\partial u}{\partial y} \right] dr \quad [4.4.]$$

Ainsi le déplacement total le long du fût peut être calculé en intégrant l'équation obtenue. Cette intégration est généralement calculée entre la distance radiale r_0 (rayon du pieu) et une distance r_m au delà de laquelle la déformation du sol sera considérée négligeable.

Le résultat sera :

$$Z_s = \int_{r_0}^{r_m} \left[\frac{\tau(r)}{G(r,\tau)} - \frac{\partial u}{\partial y} \right] dr \quad [4.5]$$

On constate que dans la perspective d'obtenir une courbe théorique de transfert de charge, il faut déterminer **la variation radiale de la contrainte de cisaillement** et **la variation du module de cisaillement** en fonction de 02 paramètres :

- La contrainte de cisaillement
- La distance radiale du pieu.

Autre considération : la détermination de la valeur limite de r_m .

4.3.2 Variation radiale de la contrainte de cisaillement :

4.3.2.1 Modèle Randolph et Wroth :

Randolph et Wroth (1978) ont montré que la déformation du sol autour d'un pieu isolé chargé axialement peut être modélisée à une série de cylindres concentriques soumis à un cisaillement pur.

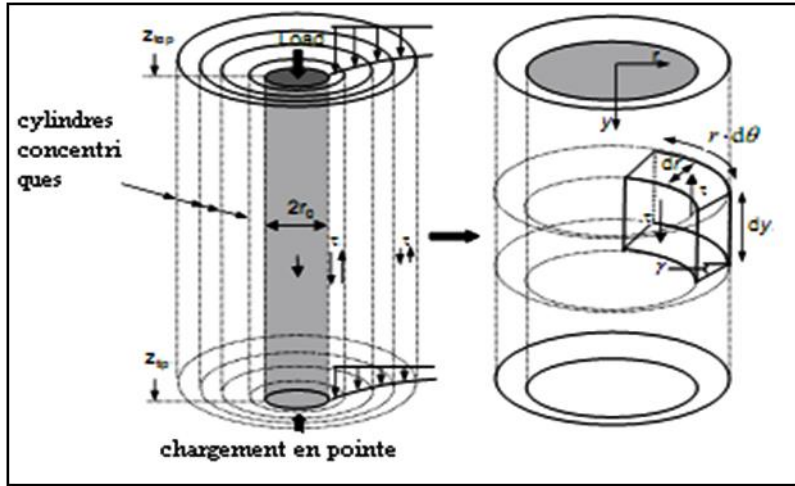


Fig. 4-2 Cylindres concentriques soumis à un cisaillement pur (Modèle Randolph et Wroth).

Ainsi, en considérant un pieu isolé de rayon r_0 placé dans un sol uniforme, caractérisé par un module de cisaillement G et une contrainte de cisaillement τ_{max} .

L'équilibre vertical d'un élément de sol situé à une distance r du pieu et à une profondeur y donne :

$$\frac{\partial(r\tau)}{\partial r} + r \frac{\partial\sigma_y}{\partial y} = 0 \quad [4.6]$$

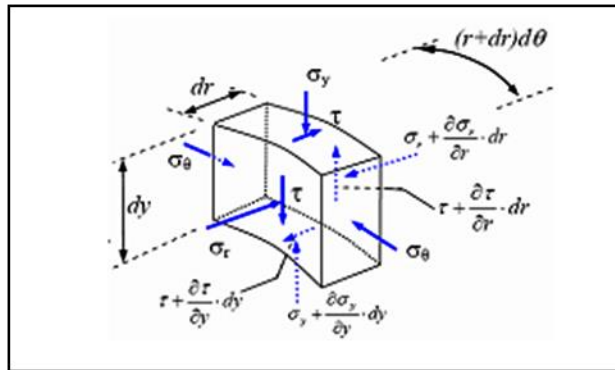


Fig.4-3 Etat de contrainte d'un élément de sol.

Randolph et Wroth ont supposé que pour un pieu isolé chargé axialement l'augmentation de la contrainte de cisaillement est plus importante que celle de la contrainte normale ; ainsi en négligeant le deuxième terme l'équation devient

$$\frac{\partial r\tau}{r} = 0$$

[4.7]

En intégrant l'équation [IV. 7] entre r_0 et r , on obtient :

$$\tau(r) = \tau_0 \frac{r_0}{r} \quad [4.8]$$

Avec :

τ_0 : la contrainte de cisaillement à l'interface pieu/sol.

$\tau(r)$: Contrainte de cisaillement à une distance radiale r .

En substituant dans l'équation [IV. 5] :

$$Z_s = \int_{r_0}^{r_m} \left[\frac{\tau_0 \frac{r_0}{r}}{G(r, \tau)} - \frac{\partial u}{\partial y} \right] dr \quad [4.9]$$

En négligeant la variation de la contrainte verticale en fonction de la profondeur (l'élément du sol étant soumis à un état de cisaillement pur) et par conséquent le premier déplacement vertical sera aussi négligé. Toujours dans cette perspective, Baguelin et Frank (1979) ont montré en utilisant la méthode des éléments finis que le chargement vertical d'un pieu ne produit aucun déplacement radial .Donc le terme $\frac{\partial u}{\partial y}$ sera négligé et on aura :

$$Z_s = \int_{r_0}^{r_m} \left[\frac{\tau_0 r_0}{rG(r, \tau)} \right] dr = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{rG(r, \tau)} \quad [4.10]$$

Maintenant pour obtenir l'expression finale du transfert de charge, nous aurons à déterminer $G(r, \tau)$ et r_m .

4.3.3 Variation du module de cisaillement :

4.3.3.1 Variation radiale du module de cisaillement :

Si le pieu est installé sans perturbation du sol environnant et en considérant aussi le sol comme uniforme et homogène (sans variation des propriétés latérales ou en fonction de la

profondeur), la distribution du module de cisaillement sera comme le montre la figure : (Fig. 4-4-a).

Cependant le sol entourant le pieu tend toujours à être perturbé à cause du processus d'installation. L'amplitude et l'extension de cette perturbation est difficile à quantifier et reste sujette à des recherches. Plusieurs auteurs (Kraft et al. ,1981 ; Baguelin et Frank ,1979) ont proposé de supposer la variation radiale du module de cisaillement à une variation linéaire (Fig.4-4-b).

Aussi Kraft et al (1981) ont tenu compte de la rigidité du sol après l'installation du pieu (Fig.4-4-c).

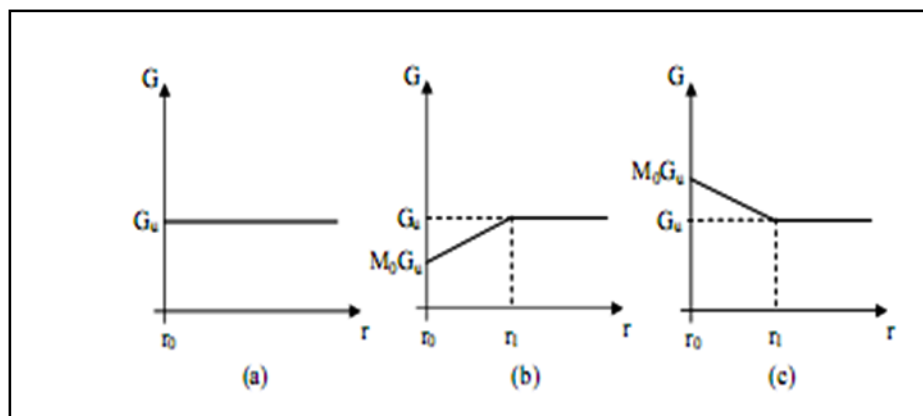


Fig.4-4 Distribution radiale du module de cisaillement due à l'installation du pieu.

Donc le module de cisaillement varie d'une valeur égale à $M_0 G_{max}$ à l'interface sol/pieu vers une valeur constante G_{max} distante de r_1 du centre du pieu. Cette variation a pour expression :

$$G(r) = G_{max}(\tau) \left(M_0 + \frac{1 - M_0 \frac{r}{r_0}}{\frac{r_1}{r_0} - 1} \right) \quad [4.11]$$

Où :

M_0 : Coefficient empirique de l'effet de l'installation.

r_1 : Limite de la zone perturbée.

Ainsi en tenant compte de l'effet de l'installation, la valeur de Z_s calculée précédemment devient :

$$Z_s = \int_{r_0}^{r_1} \left[\frac{\tau(r)}{G(r_1, M_0, \tau)} \right] dr + \int_{r_1}^{r_m} \frac{\tau(r)}{G_{max}(\tau)} dr \quad [4.12]$$

Cependant dans la perspective de faciliter l'obtention de la courbe de transfert de charge tout en tenant compte de l'effet de l'installation, Kraft et al (1981) ont défini un module de cisaillement équivalent constant et qui a pour expression :

$$G_{equi} = G_{max} \frac{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)}{\frac{\left(\frac{r_1}{r_0}\right) - 1}{\left(M_0 \frac{r_1}{r_0}\right) - 1} \ln\left(M_0 \frac{r_1}{r_0}\right) + \ln \frac{r_m}{r_1}} \quad [4.13]$$

Avec :

conditions	chargement	$\frac{r_1}{r_0}$	M_0
Immédiat après installation	petit	16	0,65
	Grand ($q_s > 0,6Cu$)	15,2	0,2
Après consolidation	petit	4	1,3
	Grand ($q_s > 0,4Cu$)	12	0,8
	Grand ($q_s = Cu$)	14,1	0,4

Tableau. 4.1 Valeurs pour le calcul du module de cisaillement équivalent (Kraft et al.1981).

Notons que :

q_s est la contrainte le long pieu

c_u est la contrainte de cisaillement maximale

A partir de l'équation [IV.10] on obtient :

$$Z_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{r G_{equi}(\tau)} \quad [4.14]$$

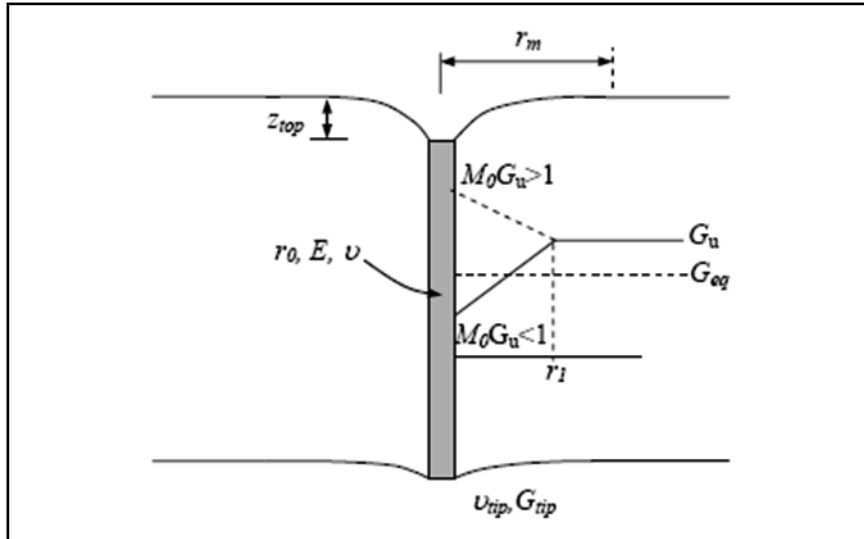


Fig.4-5 Distribution radiale du module de cisaillement équivalent.

4.3.3.2 Variation du module de cisaillement en fonction de la contrainte de cisaillement :

Le problème qui se pose ici est de trouver une relation qui peut représenter la dégradation de la rigidité du sol (représentée par le module de cisaillement) en fonction de l'augmentation de la contrainte de cisaillement ; c'est-à-dire :

$$\frac{G(\tau)}{G_i} = f(\tau) \quad [4.15]$$

Où :

$G(\tau)$: Module de cisaillement sécant du sol pour une contrainte τ .

G_i : Module de cisaillement initial ou maximal (de référence).

Fahey and Carter (1993) ont proposé un modèle hyperbolique modifié et qui a pour avantage le nombre réduit de paramètres à déterminer .Ce modèle a pour expression :

$$\frac{G}{G_{max}} = 1 - f \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_{max}}\right)^g \quad [4.16]$$

Où : G et G_{max} (ou G_i) sont les modules de cisaillement pour une contrainte τ et maximal.

f et g sont les paramètres de la courbe, ils contrôlent la forme de la courbe et varient respectivement entre $[0,1]$ et $[0.2,0.4]$ pour la majorité des sols (Mayne et Schneider, 2001).

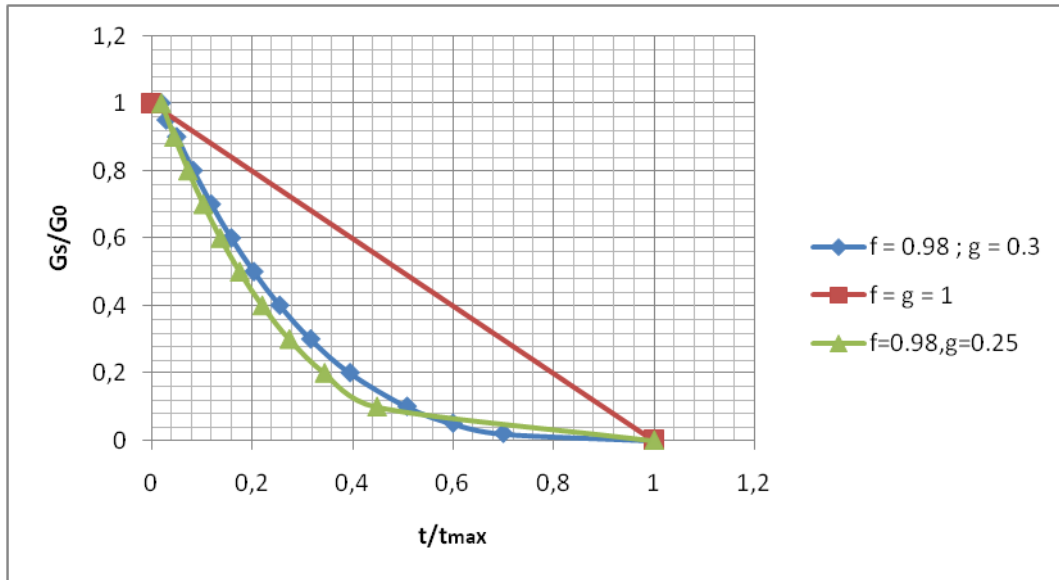


Fig.4.6 Courbe théorique de la variation du module de cisaillement.

4.3.3.3 Détermination des paramètres du modèle Fahey and Carter :

4.3.3.3.1 Détermination de module de cisaillement maximal G_{max} :

Le module de cisaillement aux petites déformations G_{max} (ou G_0) est généralement défini comme le module du sol pour une déformation au cisaillement (distorsion) de 10^{-6} , supposé constant en dessous de cette valeur (indépendante de la nature du sol).

La détermination du module en petites déformations G_{max} peut être obtenue à partir de différents tests et essais.

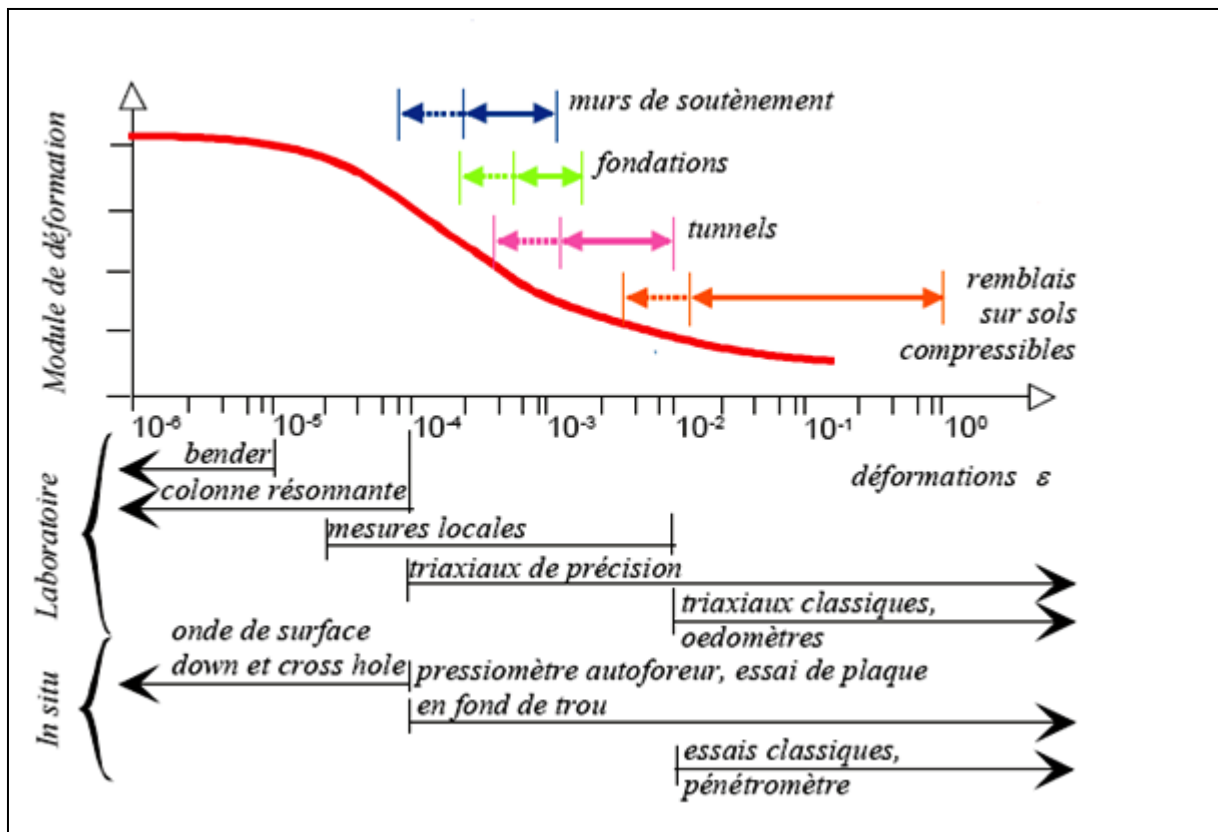


Fig.4.7 Domaine d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformations et de leur application (Reiffsteck, 2002).

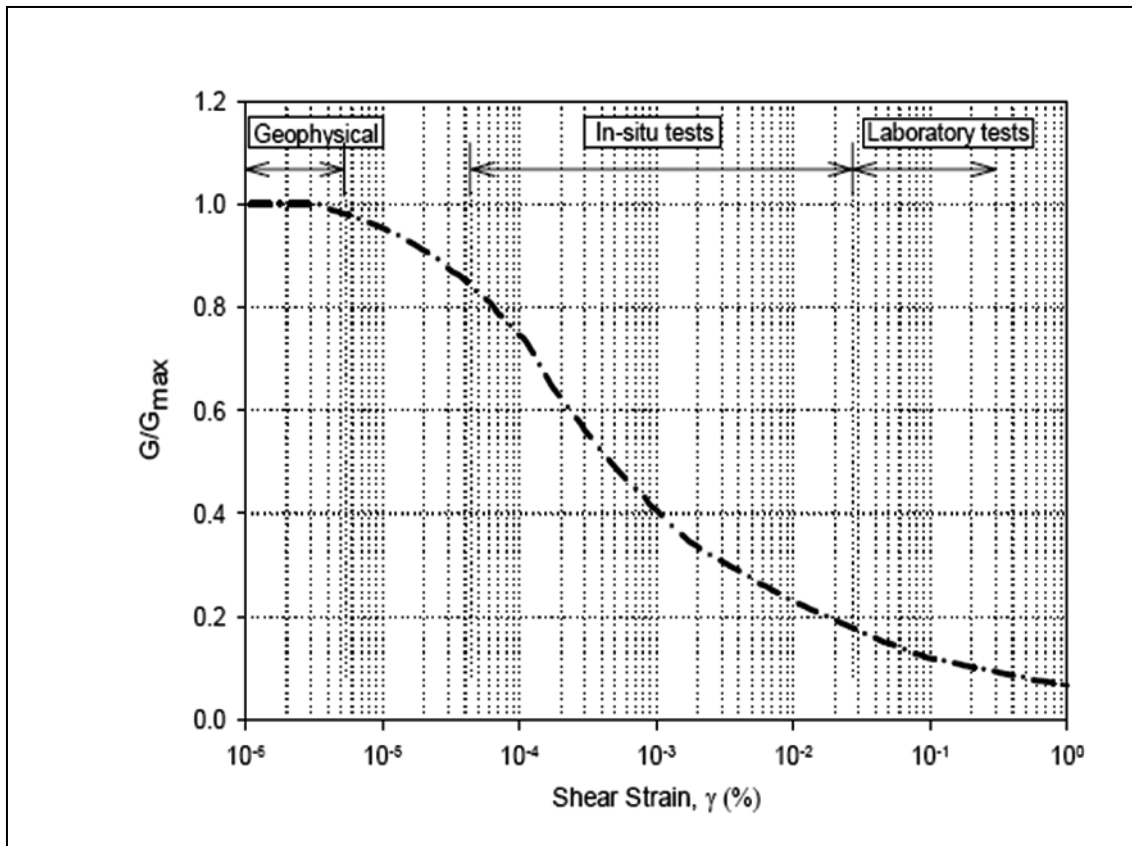


Fig. 4.8 Variation du module de cisaillement en fonction de la distorsion du sol (adaptée de Mayne and Schneider, 2001).

Tests géophysiques :

On utilise l'onde de cisaillement pour obtenir G_{max} par la relation :

$$G_0 = G_{max} = \rho V_s^2 \quad [4.17]$$

Où :

V_s : vitesse de l'onde de cisaillement du sol.

ρ : Densité du sol.

Résultats expérimentaux en laboratoires :

Il existe un quasi unanimité pour dire que la contrainte moyenne et l'indice des vides sont les paramètres les plus déterminants (Thépot 2004).

Le module de cisaillement maximum augmente avec la contrainte moyenne, selon une loi de puissance dont l'exposant est proche de 0,5 pour les matériaux granulaires, lorsque l'indice des vides est maintenu constant. Les mêmes résultats ont été observés avec les argiles, testées

avec le même indice des vides et le même rapport de surconsolidation (Atkinson et Salfors 1991).

L'origine de cette idée revient à Hardin et Richart (1963) qui ont établi à partir d'essais de propagation d'onde dans des sols pulvérulents l'expression suivante :

$$\frac{G_0}{P_a} = A \frac{(b - e)^2}{1 + e} \left(\frac{P}{P_a}\right)^n \quad [4.18]$$

Avec :

n proche de 0,5.

P_a représente la pression atmosphérique.

A et b sont des constantes adimensionnelles.

Plusieurs auteurs ont quantifié les valeurs des constantes A , b et n comme : Iwasaki et al (1978), Hardin (1978) et Hicher (1985).

Ainsi Iwasaki et al (1978) ont évalué ces constantes en fonction du niveau de déformation :

Pour $\gamma = 10^{-6}$; $A = 900$; $b = 2,17$, $n = 0,4$

$\gamma = 10^{-5}$; $A = 850$; $b = 2,17$; $n = 0,44$

$\gamma = 10^{-4}$; $A = 700$; $b = 2,17$; $n = 0,5$

Les valeurs obtenues des modules sont recensées dans le tableau suivant :

Valeurs indicatives du module de cisaillement maximum

Type de formules	Iwasaki et al. (1978)			Hardin (1978)		Hicher (1985)	
	$\gamma = 10^{-6}$	$\gamma = 10^{-5}$	$\gamma = 10^{-4}$	ronds	anguleux	$w_L < 50\%$	$w_L > 50\%$
G_0 (MPa) pour $K_0 = 0,5$	374	316	219	219	244	59	98
G_0 (MPa) pour $K_0 = 1$	440	377	269	269	298	73	120

Tableau.4.2 Valeurs indicatives du module de cisaillement maximum

Corrélations avec le CPT :

Plusieurs corrélations ont été établies pour estimer G_0 à partir de q_c . Parmi ces équations on cite celle de Chow(1996) :

$$G_0 = \frac{q_c}{A + B\eta - C\eta^2} \quad [4.19]$$

Avec :

$$\eta = \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v P_a}} \quad [4.20]$$

$A = 0,0203$; $B = 0,00125$ et $C = 1,21 \cdot 10^{-6}$

σ'_v Représente la pression de surcharge effective in situ.

P_a Représente la pression atmosphérique = 101 KPa.

Corrélations avec l'essai cyclique au pressiomètre :

Dans le but de trouver une corrélation entre G_0 et les paramètres de l'essai pressiométrique plusieurs auteurs depuis Menard (1961) ont émis des hypothèses quant à l'obtention d'un module élastique ou de microdéformation en arrivant à gommer l'effet d'installation à partir d'un essai pressiométrique cyclique .

Jamiolkowski et Al (1985) ; Ghionna et Al (1994) et à partir de plusieurs investigations : mesures dynamiques, essais triaxiaux et utilisation du pressiomètre OYO ont établi que le rapport entre G_0 et G_{cy} (module déchargement-chargeement) varie de la manière suivante :

Type de sol	sable	Gneiss résiduels	Sols résiduels
G_0/G_{cy}	1.67 à 2.38	2.10 à 2.36	2.5 à 3.5

Tableau.4.3 Variation du module de cisaillement maximum en fonction du module cyclique (Ghionna et al, 1994)

Cependant, la détermination d'un module de cisaillement maximum G_0 fiable exige des tests géophysiques.

4.3.3.2 Détermination de τ_{max} :

L'essai pressiométrique étant réalisé dans des conditions non drainées ; la valeur de la contrainte de cisaillement maximale est celle de la cohésion non drainée c_u . L'expression empirique couramment utilisée sous la forme simplifiée est :

$$c_u = \frac{P_l - P_0}{5,5} = \frac{P_l^*}{5,5} \quad [4.21]$$

On peut aussi utiliser les résultats obtenus par Baguelin et al (1978) pour la détermination de ce paramètre.

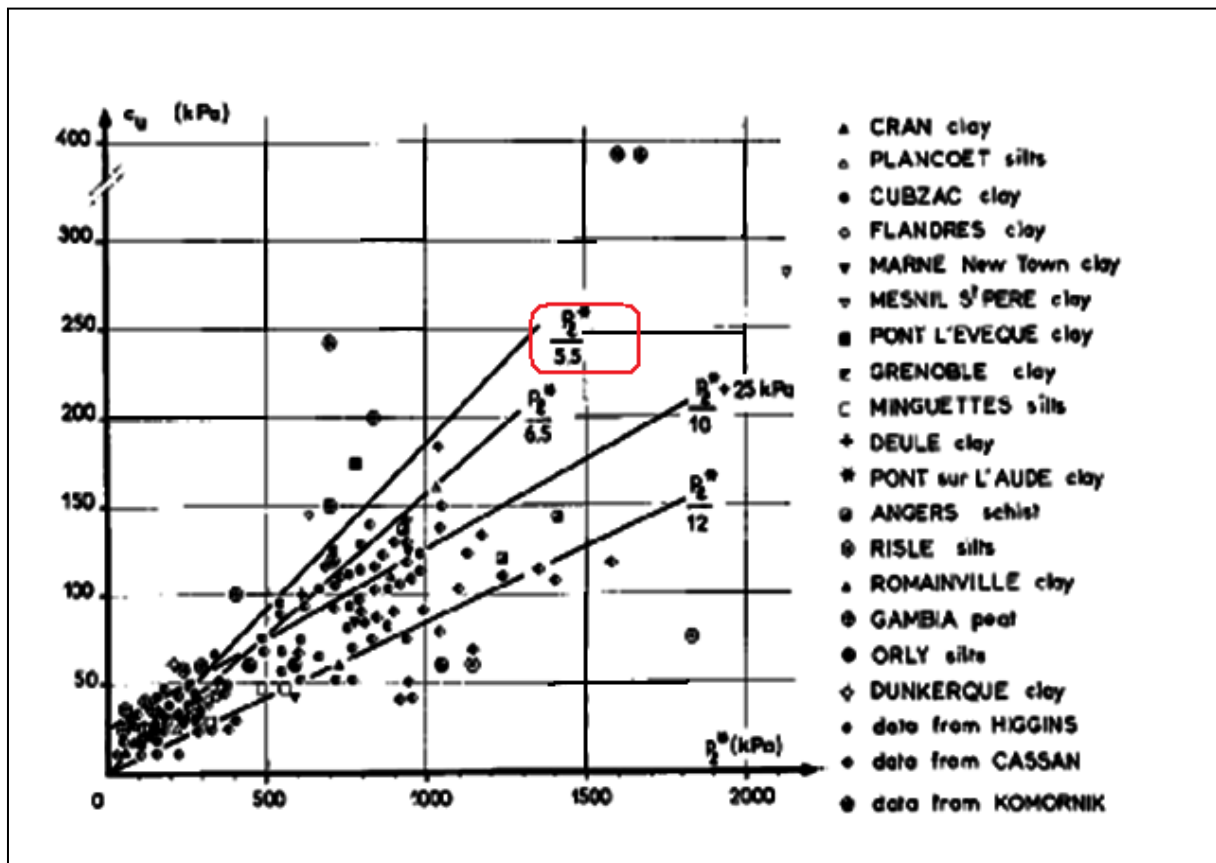


Fig. 4.9 Valeurs de C_u en fonction de P_l^* (Baguelin et al, 1978).

4.3.3.3 Détermination de τ :

La contrainte de cisaillement τ à une distance radiale r est donnée par l'équation [4.8] :

$$\tau(r) = \tau_0 \frac{r_0}{r}$$

4.3.3.4 Les paramètres f et g :

Les constantes f et g du modèle sont utilisées pour définir la dégradation du module de cisaillement avec la contrainte de cisaillement. Le paramètre f contrôle l'accroissement de la dégradation du module de cisaillement et varie entre 0 et 1. Cependant, les études menées récemment ont montré que la valeur $f = 0,98$ donne satisfaction pour la plupart des cas. Le paramètre g contrôle le degré de dégradation et varie généralement pour la plupart des sols entre 0,2 et 0,4 (Mayne et Schneider, 2001). Toute fois la valeur $g = 0,3$ donne des résultats satisfaisants.

4.3.4 Détermination du rayon d'influence du pieu r_m :

Le rayon d'influence d'un pieu peut être défini comme étant la distance radiale au-delà de laquelle la contrainte de cisaillement ou le déplacement dans le sol provoqué par le chargement axial devient négligeable.

La détermination de ce rayon est empirique et a pour expression (Randolph et Wroth, 1978) :

$$r_m = 2,5L\Psi(1 - \nu) \quad [4.22]$$

Avec :

L est la profondeur du pieu dans le sol.

Ψ est le facteur d'hétérogénéité égal au rapport du module de cisaillement du sol à une profondeur L/2 à celui correspondant à la pointe du pieu.

ν : coefficient de Poisson du sol.

Les modules de cisaillement du sol à des profondeurs L/2 et à la pointe du pieu sont déterminés en utilisant la relation du coefficient de structure proposé par Ménard :

$$\alpha = \frac{E_s^+}{E_m} \quad [4.23]$$

Où :

E_m est le module pressiométrique.

E_s^+ est le module d'élasticité du sol en compression.

	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
Type	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4	
Sous consolidé altéré ou remanié ou lâche	-	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3			

Tableau.4.4 Valeurs du coefficient de structure selon Ménard.

4.4 Génération de la courbe de transfert (t-z) :

Dans la section précédente on a présenté tous les paramètres indispensables pour représenter le modèle Fahey and Carter .Dans cette partie on présente les différentes étapes pour générer la courbe (t-z).

1^{ère} étape :

La courbe de transfert sera obtenue par l'intégration de :

$$Z_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{rG(r, \tau)} \quad [4.24]$$

2^{ème} étape :

Le modèle hyperbolique modifié (Fahey and Carter) étant choisi :

- On détermine le module de cisaillement G_0 ou G_{max} .
- On détermine le module de cisaillement équivalent en tenant compte de l'effet de l'installation.

$$G_{equi}(\tau) = \frac{\int_0^{r_m} \frac{dr}{r}}{\int_{r_0}^{r_1} \frac{dr}{rG_0 \left(1 - f\left(\frac{\tau_0 r_0}{r\tau_{max}}\right)^g\right) \left[M_0 + \frac{(1 - M_0) \left(\frac{r}{r_0}\right)}{\frac{r_1}{r_0} - 1}\right]} + \int_{r_1}^{r_m} \frac{dr}{rG_0 \left[1 - f\left(\frac{\tau_0 r_0}{r\tau_{max}}\right)^g\right]}} \quad [4.25]$$

3^{ème} étape :

En remplaçant :

$$Z_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{rG_{equi} \left(1 - f\left(\frac{\tau_0 r_0}{r\tau_{max}}\right)^g\right)} \quad [4.26]$$

Donc :

$$Z_s = \frac{\tau_0 r_0}{gG_{equi}} \ln \left[\frac{\left(\frac{r_m}{r_0}\right)^g - f\left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}}\right)^g}{1 - f\left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}}\right)^g} \right] \quad [4.27]$$

Notons que si on ne tient pas compte de l'effet de l'installation alors :

$$G_{equi} = G_0$$

4^{ème} étape :

Enfin, on introduit l'expression de l'estimation du rayon d'influence r_m :

$$Z_s = \frac{\tau_0 r_0}{g G_{equi}} \ln \left[\frac{\left(\frac{2,5L\Psi(1-\nu)}{r_0} \right)^g - f \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}} \right)^g}{1 - f \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}} \right)^g} \right] \quad [4.28]$$

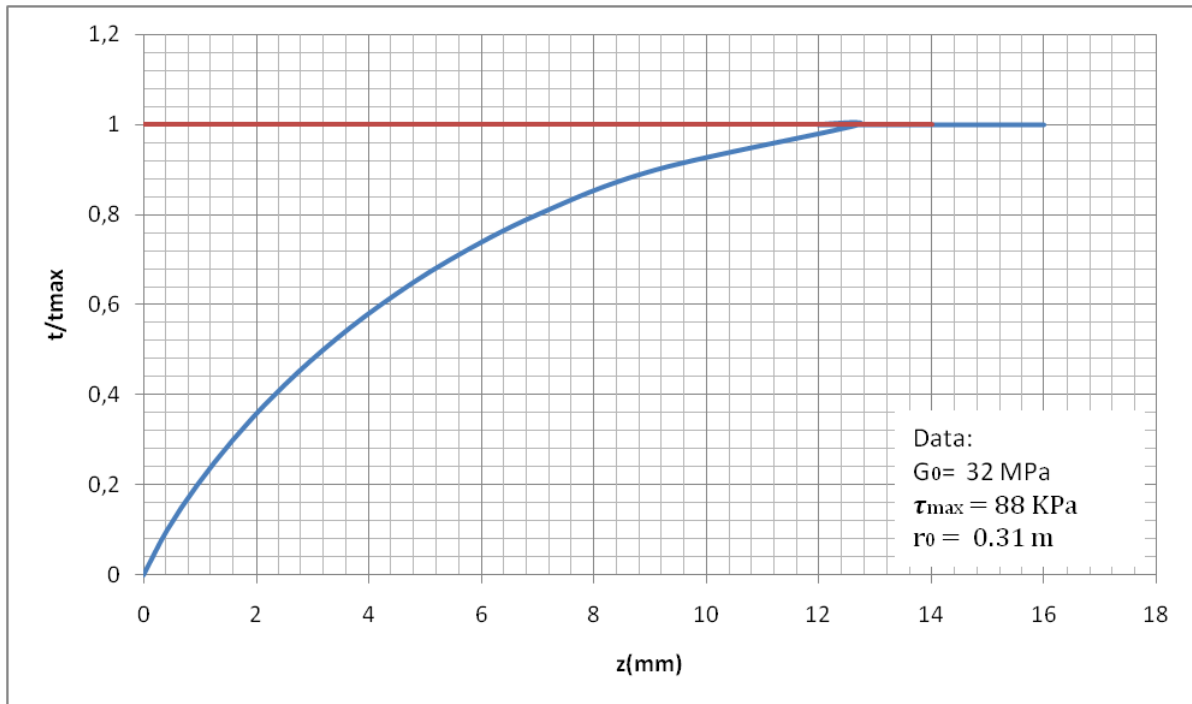


Fig.4.10 Exemple de courbe de transfert de charge T-Z

4.5 Courbe de transfert de charge théorique à la pointe d'un pieu (Q-Z) :

La création de la courbe de transfert de charge à la pointe d'un pieu n'est pas aussi simple que celle le long d'un pieu (T-Z) ; et cela est dû à la distribution complexe des contraintes de cisaillement développées sous la pointe. Cependant le problème de transfert de charge peut être résolu en l'assimilant (Chow, 1986 ; Kraft et al. ,1981 ; Lim et al. ,1993 ; Randolph &Wroth, 1978) à la solution de Boussinesq (1885) pour le cas d'une force rigide dans un semi espace élastique .Donc le déplacement de cette force peut être calculé par :

$$Z_b = \frac{Q_b(1-\nu)}{4r_0G} \omega \quad [4.29]$$

Avec :

Z_b : le déplacement à la pointe du pieu.

Q_b : la charge à la pointe du pieu.

ν : coefficient de poisson du sol sous le pieu

G : module de cisaillement du sol sous le pieu

ω : facteur de forme et de profondeur qui peut prendre la valeur de 1 (Fleming et al. ,1985 ; Naggar & Novak ,1994).

En introduisant le modèle Fahey & Carter, l'expression précédente devient :

$$Z_b = \frac{Q_b(1 - \nu)}{4r_0G_0 \left[1 - f \left(\frac{Q_b}{Q_{max}} \right)^g \right]} \quad [4.30]$$

Où :

Q_{max} est la capacité ultime à la tête d'un pieu.

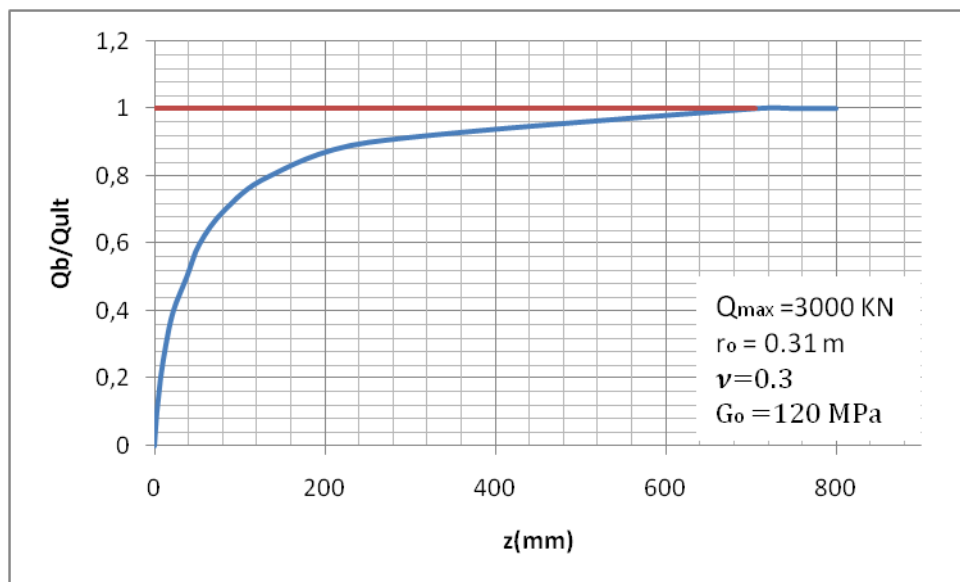


Fig.4.11 Exemple de courbe de transfert de charge Q-Z

4.6 Conclusions :

Le modèle hyperbolique modifié permet de modéliser le comportement non linéaire le long du pieu ainsi qu'à la pointe

Le modèle proposé (Fahey & Carter) exige un nombre très restreint de paramètres et facile à déterminer.

La méthode proposée permet de générer des courbes de transfert de charge en utilisant les résultats pressiométrique.

L'estimation du tassement d'un pieu isolé en utilisant les résultats pressiométriques et en tenant compte de la non linéarité du sol est théoriquement réalisable.

5.1 Introduction :

Pour discuter l'apport potentiel d'un modèle comme celui de Fahey&Carter pour l'estimation du tassement d'un pieu isolé sous chargement axial, nous nous sommes appuyés sur l'essai en vraie grandeur réalisé en 2003 par LPC, et qui s'agit d'un essai de chargement statique. Dans la suite nous présenterons les prévisions (estimations) obtenues à partir du modèle Fahey&carter et enfin une confrontation des résultats obtenus avec ceux de l'essai de chargement statique.

5.2 Essai de chargement statique

5.2.1 Introduction :

Dans le cadre de ses recherches sur le comportement des pieux refoulants vissés et à la demande de l'entreprise Botte Sade Fondations, la section « comportement des sols et des ouvrages géotechniques » du LCPC a réalisé un essai de chargement en vraie grandeur sur le site du centre commercial de Lézarde à Montivilliers (Seine-Maritime), près du Havre.

Le projet concernait la réalisation d'un parking dalle et d'un bassin d'orage de $3500m^2$. Il a été prévu que l'ensemble soit fondé, entre autres, sur un total de 110 pieux refoulants vissés moulés, réalisés en trois diamètres 410/580, 510/720 et 610/860 millimètres.

Le site intéressé offrait la possibilité » d'étudier le comportement sous charge verticale statique de ce type de pieu, reposant en pointe dans un sable limoneux surmonté par des

sables graveleux et une couche de couverture d'alluvions modernes dont certains niveaux étaient compressibles.

5.2.2 Caractéristiques des sols :

La campagne de reconnaissance du plot d'essai a comporté (fig. V.1.2.1) :

- un profil pressiométrique Ménard, f2
- deux profils pénétrométriques, CPT1 et CPT2
- un sondage carotté Sc1 de 20,20 m de profondeur.

Les profils PMT et CPT sont présentés sur les figures V.1.2.2.1 et V.1.2.2.2. L'analyse des sondages a montré que la pointe du pieu se trouvait dans les sables limoneux de l'Albien, caractérisés par $q_c = 6MPa$.

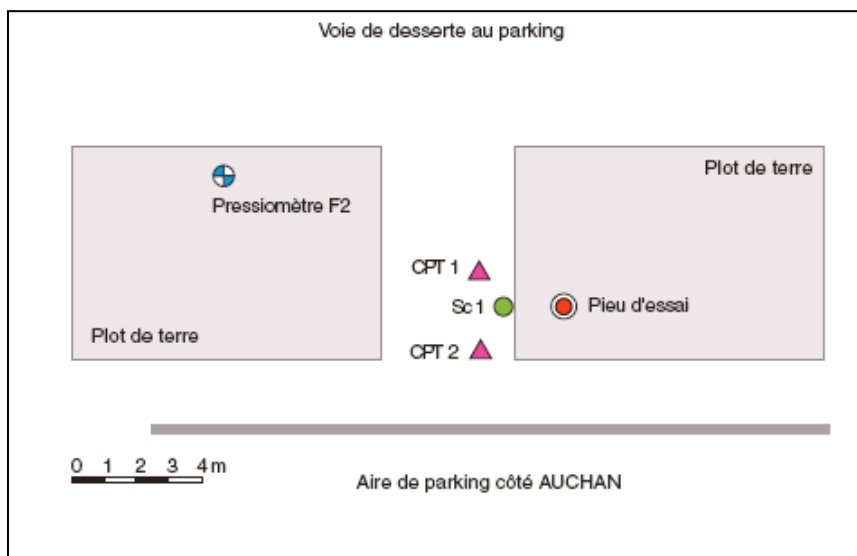


Fig. 5.1 Implantation des sondages de reconnaissance par rapport au pieu d'essai

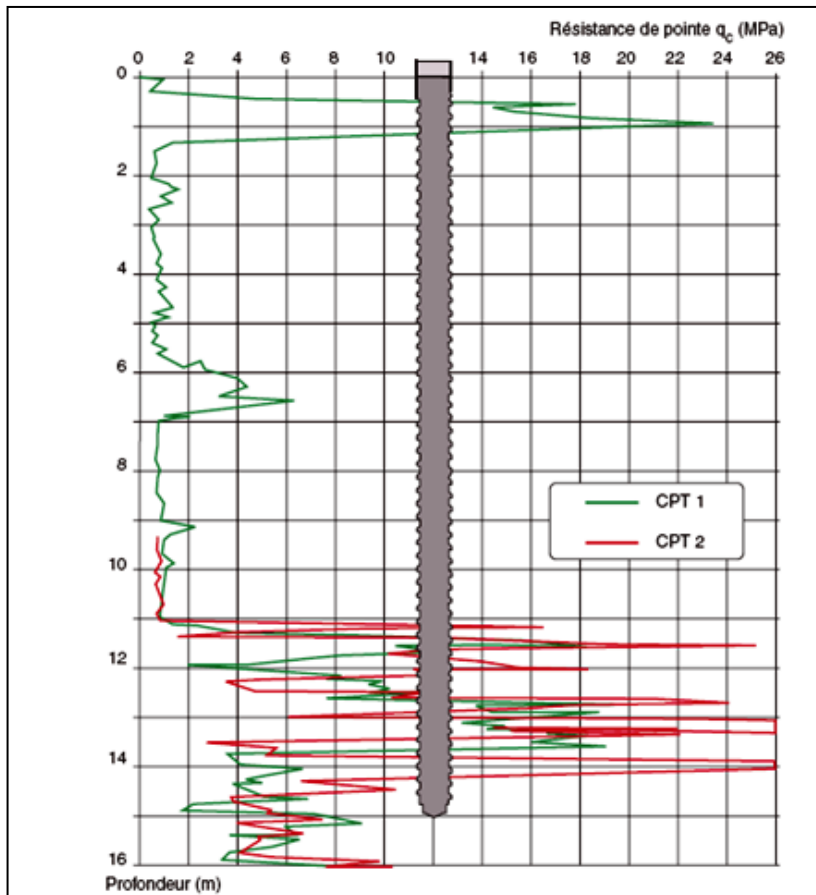


Fig. 5.2 Sondages pénétrométriques CPT 1 et CPT2

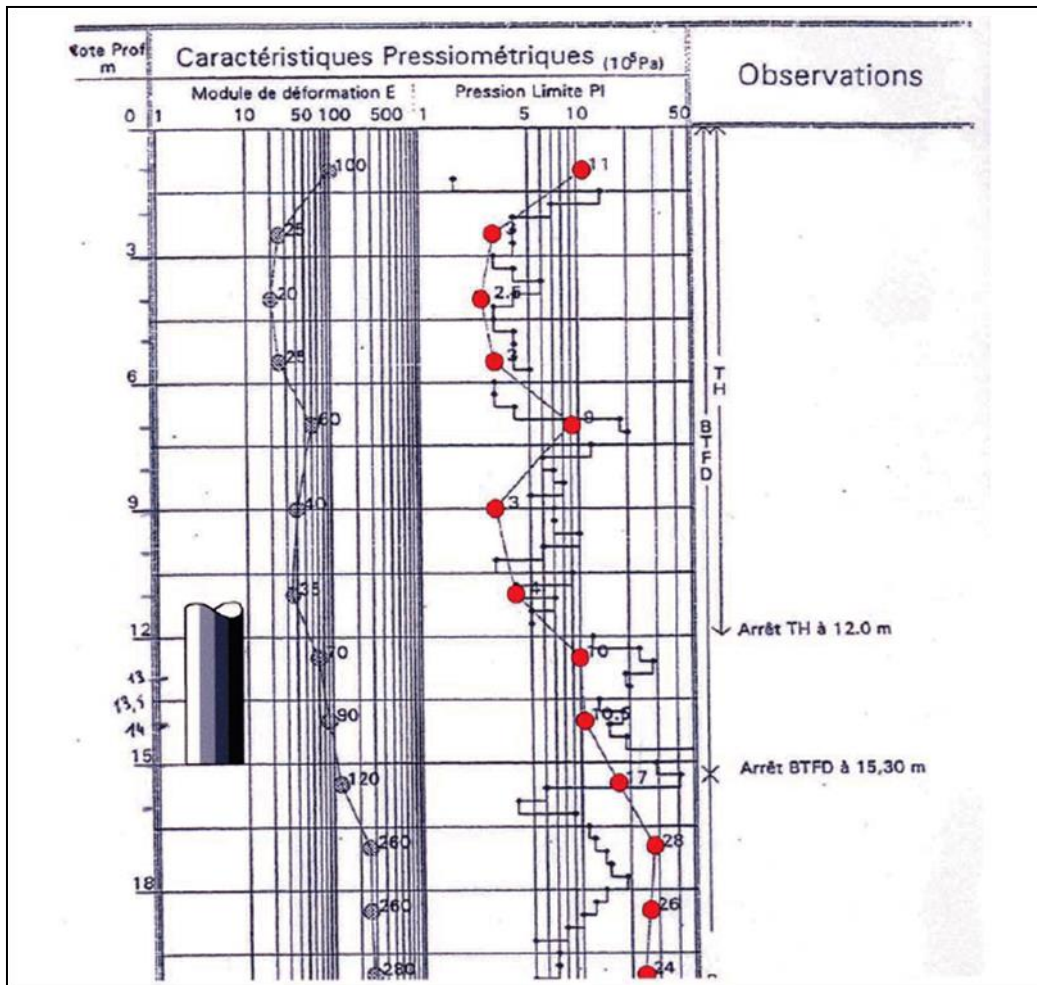


Fig. 5.3 Sondage pressiométrique F2 établi par Fondouest.

Cela est corroboré par la granulométrie de la figure V.1.2.3 réalisé sur des échantillons de sols prélevés au droit de la pointe.

Avec une plate-forme de travail située à 4,77 NGF, la coupe des sols était la suivante :

- de 0 à 1,5 m : remblais de sables et graviers très hétérogènes
- de 1,5 à 11 m : alluvions modernes, alternance de limon sableux et tourbeux
- de 11 à 14 m : sables et graviers
- de 14 à 16 m : sables limoneux moyennement denses de l'Albien.

La nappe, variable, a été trouvée à 2 m de profondeur sous la plate-forme d'essai.

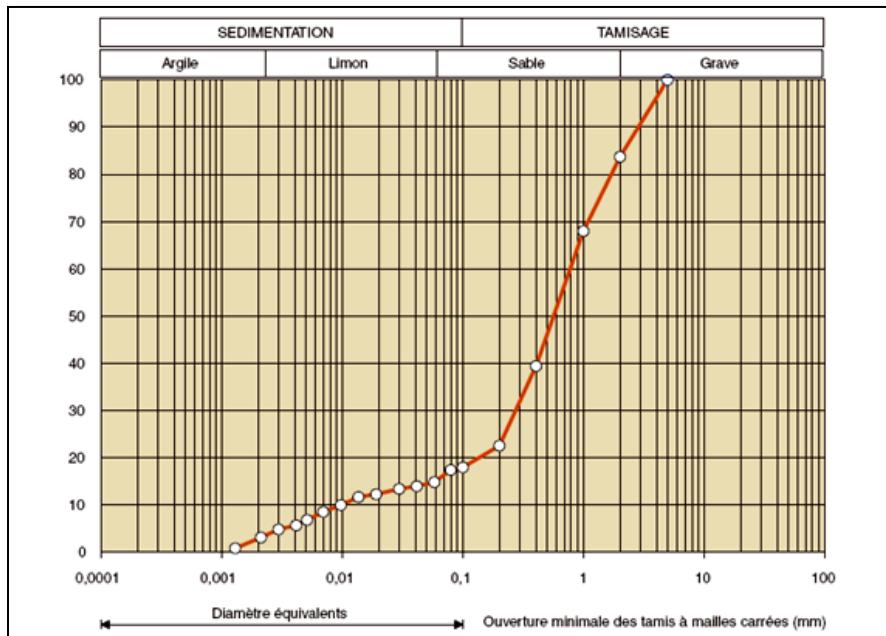


Fig. 5.4 Granulométrie effectuée sur les sables de l’Albien prélevés au niveau de la pointe.

5.2.3 Caractéristiques est équipement du pieu d’essai :

Le pieu d’essai a été réalisée à partir d’une foreuse Botte Sade, équipée d’une tête de refoulement Atlas et dont le diamètre effectivement mesuré était de 410/620mm (fig. V.1.3.4.1 et V.1.3.4.2). La mise en œuvre du pieu d’essai était contrôlée à l’aide d’un enregistreur de paramètres de forage type Taralog, système Lutz.



Fig. 5.5 Platine de la pointe.

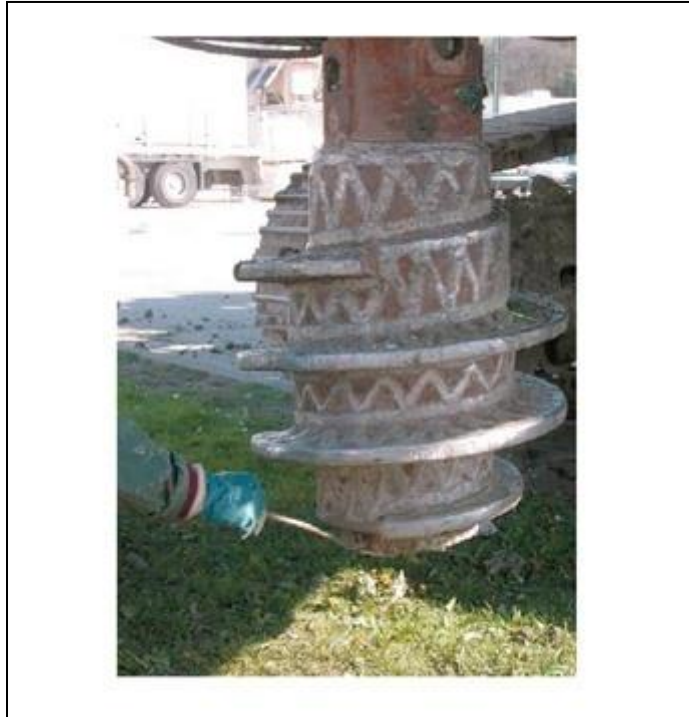


Fig. 5.6 Tête de refoulement au bout de la colonne de fonçage.

Le pieu d'essai, d'une longueur de 15m dans le sol par rapport à la plate-forme de travail, a été réalisé le 7 avril 2003. Le suivi de la mise en œuvre donne une idée précise de la durée de chacune des opérations :

- Forage : 11 minutes
- Bétonnage : 10 minutes
- Insertion de la cage : 5 minutes

Soit un total de 31 minutes, en comptant les temps morts entre chaque opération.

Le bétonnage a été effectué à la pompe. Le dosage du béton était le suivant :

- Ciment CEM III/A 42,5 : 400Kg/m³
- Eau: 171 litres
- Granulats : 0/4= 770Kg, 10/20=745Kg
- Réducteur d'eau pozzolith 390N :0,5%.

D'où les propriétés ci-après :

- Un affaissement au cône supérieur à 19
- Une résistance moyenne à l'écrasement à 28 jours $R_c = 32 \text{ MPa}$.

La remontée des déblais était faible, n'excédant pas 0,1m³ pour le pieu d'essai.

Le pieu a été armé sur toute sa hauteur avec une cage mise en place par poussage après bétonnage.

L'armature était constituée de 7HA16 et d'un tube-logement \varnothing 52/60mm disposé dans l'axe du pieu, pour recevoir un train d'extensomètres amovibles LPC (laboratoires des Ponts et Chaussées), type MVLP.50.



Fig. 5.7 Vue de l'essai de chargement en cours.

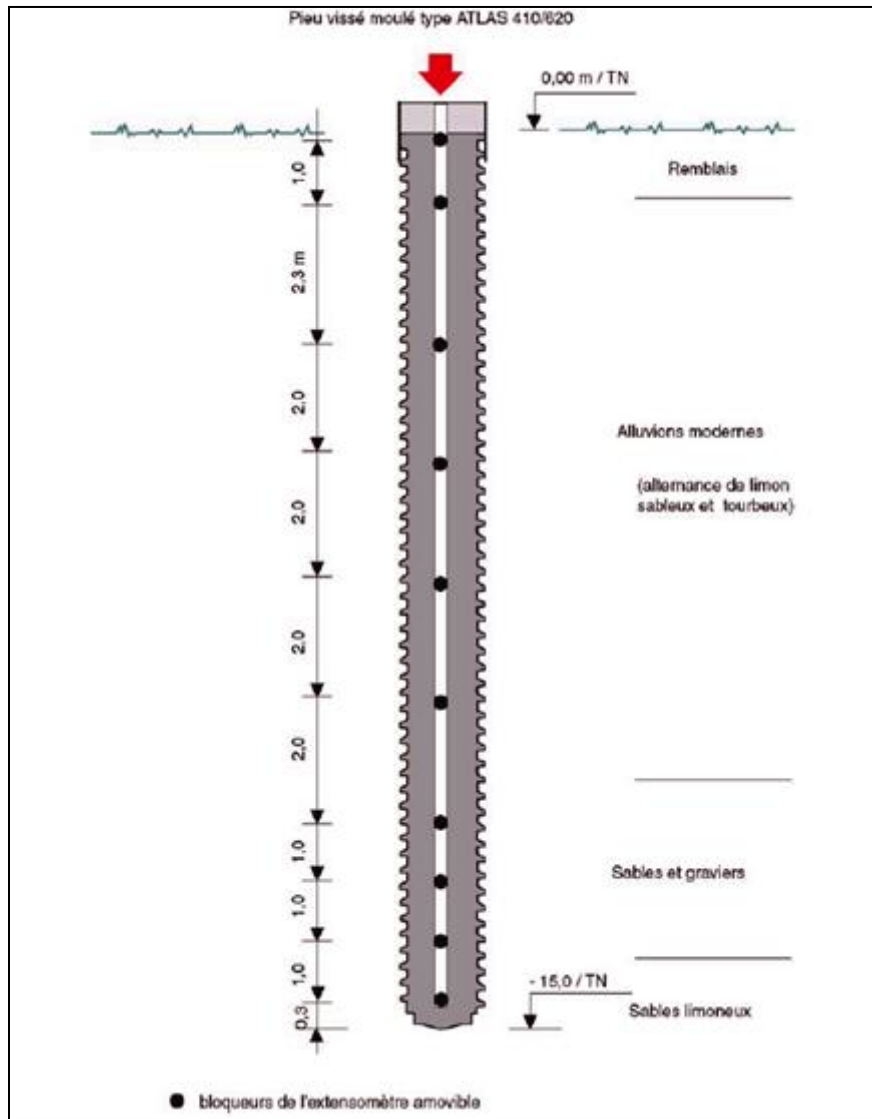


Fig. 5.8 Disposition des tronçons de mesure le long du fut.

5.2.4 Essai de chargement et résultats :

Le pieu d'essai a été chargé le 23 avril 2003, soit après un délai de repos de 12 jours, et selon un programme conforme aux principes du mode opératoire de l'essai de pieu de LPC. La charge d'épreuve a été appliquée par paliers de 0,2MN. L'essai a été poussé jusqu'à la limite du vérin, soit un total de 15 paliers, d'où une contrainte maximale de quelque 23MPa sur la section pleine (\varnothing 410mm) du pieu.

Les relations caractéristiques obtenues après l'interprétation des mesures effectuées en tête ont été les suivantes :

- Enfouissement de la tête du pieu s_0 et de la pointe s_p sous la charge Q_0 , pour chaque palier (fig. V.1.4.1)
- Relations entre s_0 et $\log t$ traduisant l'évolution du fluage pour chaque palier

- Graphique pour la détermination de la charge critique de fluage Q_c .

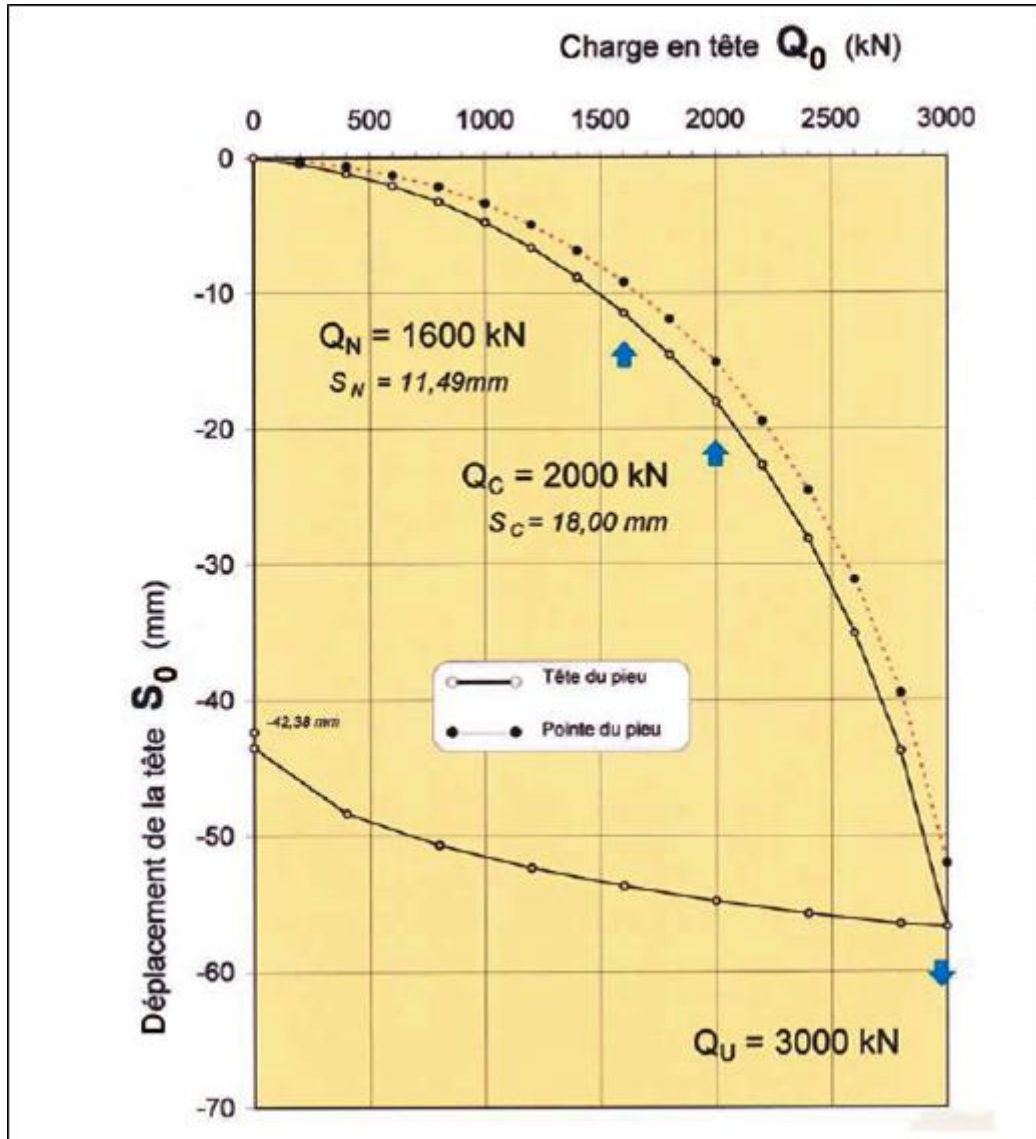


Fig. 5.9 Courbes d'enfoncement de la tête et de la pointe du pieu d'essai.

L'analyse du comportement du pieu jusqu'au 15^e palier, soit 3MN, montre que la charge limite conventionnelle vis-à-vis du sol Q_u a été pratiquement atteinte, ce qui est confirmé par les enfoncements de la tête s_0 et de la pointe s_p , très proches du 10^e du diamètre extérieur nominal du fût, c'est-à-dire 62 millimètres.

La charge critique de fluage a été estimée à $Q_c = 2\text{MN}$, et la charge limite vis-à-vis du sol à $Q_u \geq 3\text{MN}$. Il en résulte une charge nominale $Q_N = 1,6\text{MN}$, avec un coefficient de sécurité de 0,8*. Dans le cas présent, la charge nominale Q_N ainsi déduite se situait au-delà de la

charge nominale du projet Q_{NP} prise égale à 1,11MN pour des pieux $\varnothing 410/620mm$. D'où un rapport $Q_N/Q_{NP}=1,45$

La valeur du facteur de pointe K_p a été estimée à 3,65.

L'individualisation des frottements unitaires q_s par niveaux, dont les courbes de mobilisation sont illustrées par la figure 9, conduit, pour des déplacements y_i de 50mm correspondant au $1/10^e$ du diamètre moyen, aux valeurs suivantes :

- niveaux H à C, $18 < q_s < 35$ KPa, essentiellement dans les alluvions modernes compressibles de P_l moyen 0,3MPa
- niveaux A et B, respectivement 245KPa et 160KPa pour les sables et graviers et les sables limoneux de P_l moyen 1,2 MPa, et $6 < q_c < 14$ MPa.

On notera que tous les frottements sont pleinement mobilisés.

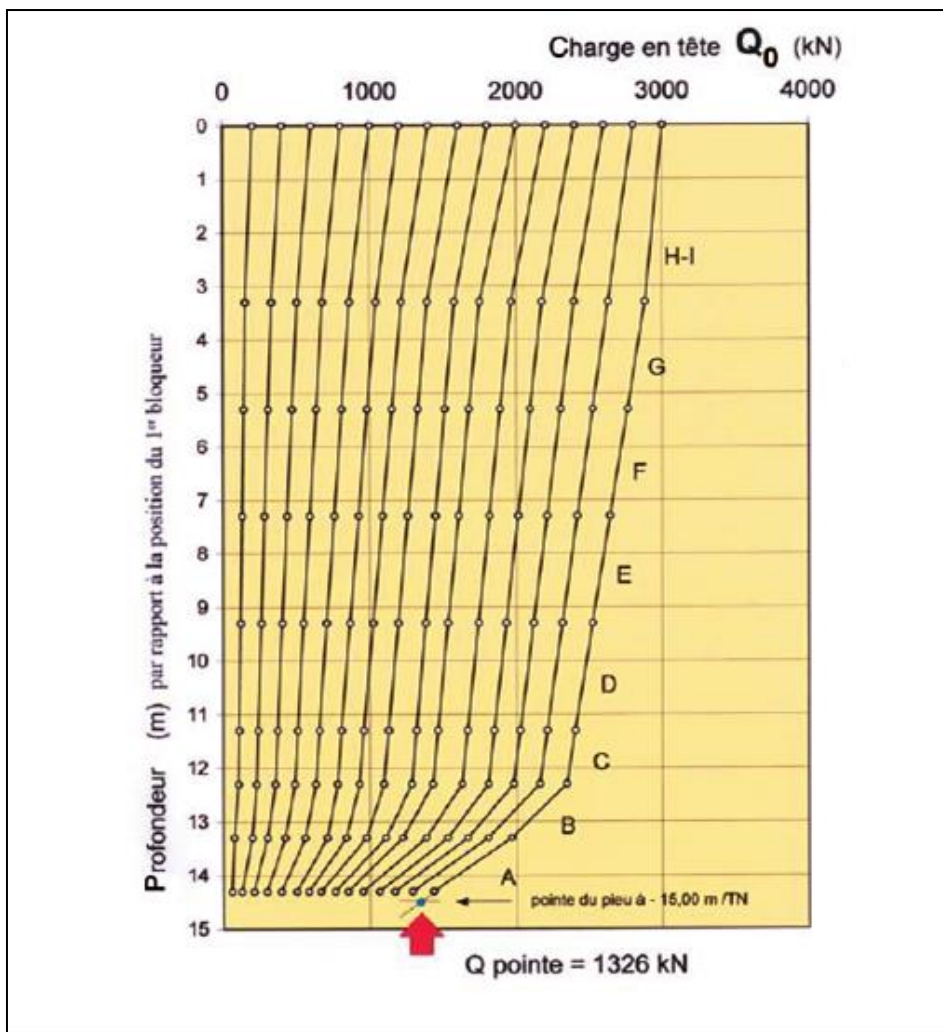


Fig. 5.10 Distribution de la charge le long du fut.

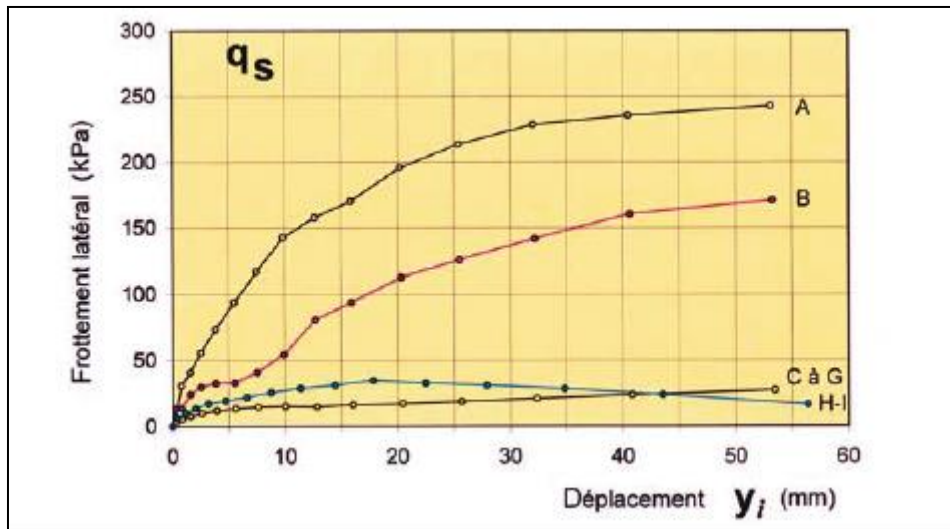


Fig. 5.11 Courbes de mobilisation du frottement latéral à différents niveaux.

5.2.5 Conclusions :

Sur le plan de la capacité portante, l'essai de chargement a montré :

- Que le pieu testé indiquait une portance globale élevée pour une longueur totale de 15m, essentiellement assurée par deux derniers mètres de sables moyennement denses, la pointe étant arrêtée dans des sables limoneux de $pl^*=1,2\text{MPa}$
- Que sous la charge de service $Q_{NP}=1,11\text{MN}$, l'enfoncement élastique vaut 5,8mm
- Que les valeurs des paramètres dimensionnant, à savoir le facteur de pointe K_p et les frottements unitaires q_s sont très proches des valeurs proposées dans la référence, consacrée au calcul des pieux refoulants. On notera que l'interprétation a été effectuée en prenant un diamètre D_f (diamètre maximal de la spire).
- Sur un plan plus général, les mesures extensométriques ayant permis de s'assurer de l'intégrité du fût sur toute sa hauteur, il a été démontré à nouveau que la technique des pieux refoulants était réalisable dans les sables sous nappe.

5.3 Estimation du tassement du pieu testé en utilisant le modèle de Fahey & Carter :

5.3.1 Introduction :

Dans la perspective du calcul, on va utiliser un programme pour le calcul non linéaire baptisé **FC model**. On procédera au calcul des paramètres du modèle à partir des données géotechniques, et à prévoir la capacité portante à partir des résultats pressiométriques. En dernier lieu pouvoir estimer le tassement total du pieu.

5.3.2 Détermination des paramètres du modèle à partir des données géotechniques

5.3.2.1 Calcul de G_0

Dans notre cas, on s'est basé sur la corrélation avec le CPT pour estimer le module de cisaillement maximum (Equation 4.19).

5.3.2.2 Calcul de τ_{max}

Le calcul de la contrainte de cisaillement maximale sera fait à partir de l'équation :

$$c_u = \frac{P_l - P_0}{5,5} = \frac{P_l^*}{5,5}$$

5.3.2.3 Les paramètres f et g

Dans nos calculs on prendra $f = 0,98$ et $g = 0,3$

5.3.2.4 Calcul du rayon d'influence r_m

Le rayon d'influence r_m sera calculé en utilisant l'équation :

$$r_m = 2,5L\Psi(1 - \nu)$$

5.3.2.5 Prise en compte de l'effet d'installation

Compte tenu de la difficulté à estimer l'effet d'installation, dans la suite de nos calculs on ne tiendra pas compte de ce facteur.

$$G_{equi} = G_0$$

Enfin, voici un tableau récapitulatif contenant les valeurs des paramètres de calcul :

G_0 (MPa)	r_m (m)	τ_{max} (Kpa)	ν	L(m)
79,5		218,18		
95,3		155		
32	22,5	37	[0,3 ;0,4]	15
50		178		

Tableau.5.1 Tableau récapitulatif des paramètres de calcul.

Notons que les données concernant les remblais ne seront pas prises en compte (insuffisance et disparité des données) et tendra compte seulement de l'effet de l'auto portance dans le calcul de la capacité portante.

Ces paramètres ont été obtenus en se basant sur les données des couches :

- De 0 à 1,5 m : remblais de sables et graviers très hétérogènes.
- de 1,5 à 11 m : alluvions modernes, alternance de limon sableux et tourbeux
- de 11 à 14 m : sables et graviers
- de 14 à 16 m : sables limoneux moyennement denses de l'Albien

5.3.3 Prévion de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats pressiométriques

Le calcul de la capacité portante d'un pieu par la méthode pressiométrique se fait en utilisant l'équation :

$$Q_l = Q_p + Q_s = A \cdot K_p \cdot P_{ie}^* + p \int_0^D q_s(z) dz$$

Dans notre cas il s'agit d'un pieu vissé moulé, en se basant sur le fascicule 62 titres v la capacité portante sera calculés à partir des abaques. Concernant le calcul de la capacité portante à la pointe on prendra pour le facteur de portance la valeur proposée ($K_p = 3,65$).

On obtient donc :

$$Q_l = Q_p + Q_s = 1314 + 1205,65 = 2519,65 \text{ KN} = 2520 \text{ KN}$$

5.3.4 Génération de la courbe t-z

A partir des paramètres obtenus le programme de calcul FC model nous a permis d'obtenir les courbes de mobilisation du frottement latéral à différents niveaux. Les courbes (t-z) sont illustrées dans les figures ci dessous.

Modèle de Fahey & Carter

Fichier Aide

Paramètres du modèle

Em (-):

Pl (-):

Pl* (-):

Paramètre du pieu

Ro (m):

D (m):

Ep (-):

Paramètres pressiométrique

f [0,0 - 1,0]:

g [0,2 - 0,4]:

Rm (m):

Qmax (KN):

Paramètres du sol

Niveau de couche	Go (MPa)	Tmax (KPa)	V (-)	Epaisseur (m)
0	91.7	218.18	0.3	
1	83.7	181.18	0.3	
2	14.6	54.5	0.3	

Actualiser Effacer (To/Tmax) en fonction de (Z/Zmax)

Fig.5.12 Introduction des paramètres de calcul dans le programme.

En supposant que pour couche traversée par le pieu correspond un élément de pieu ,on obtient les courbes suivantes :

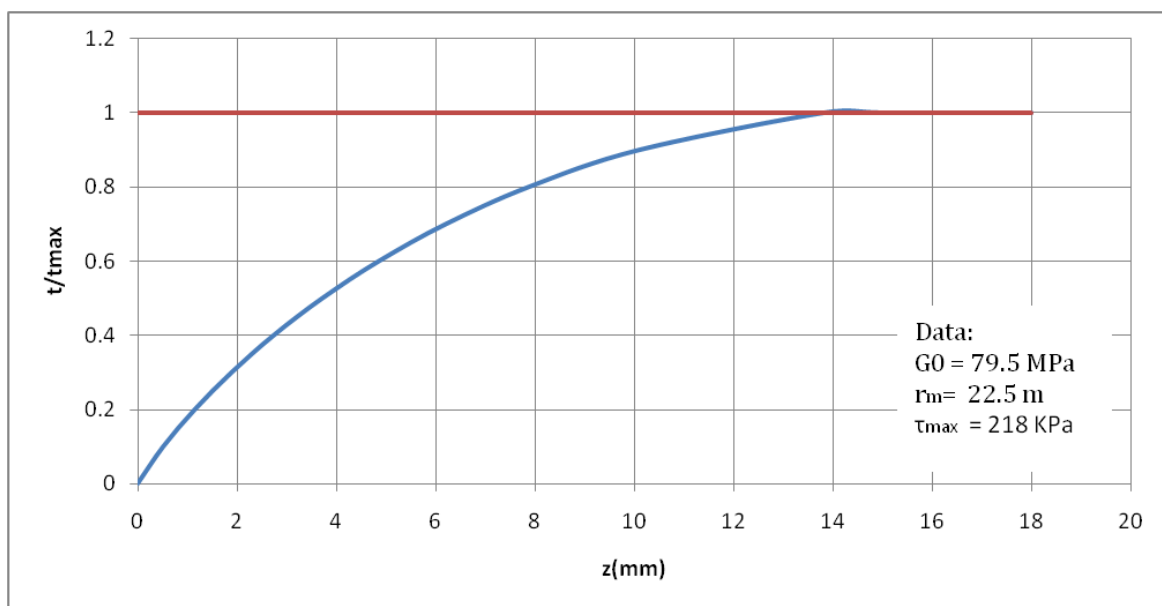


Fig.5.13 Courbe de transfert de charge t-z pour un élément de pieu.

▪ DATA

$$G_0 = 82 \text{ MPa}$$

$$q_s = 128 \text{ KPa}$$

$$\tau_{max} = 218,18 \text{ KPa}$$

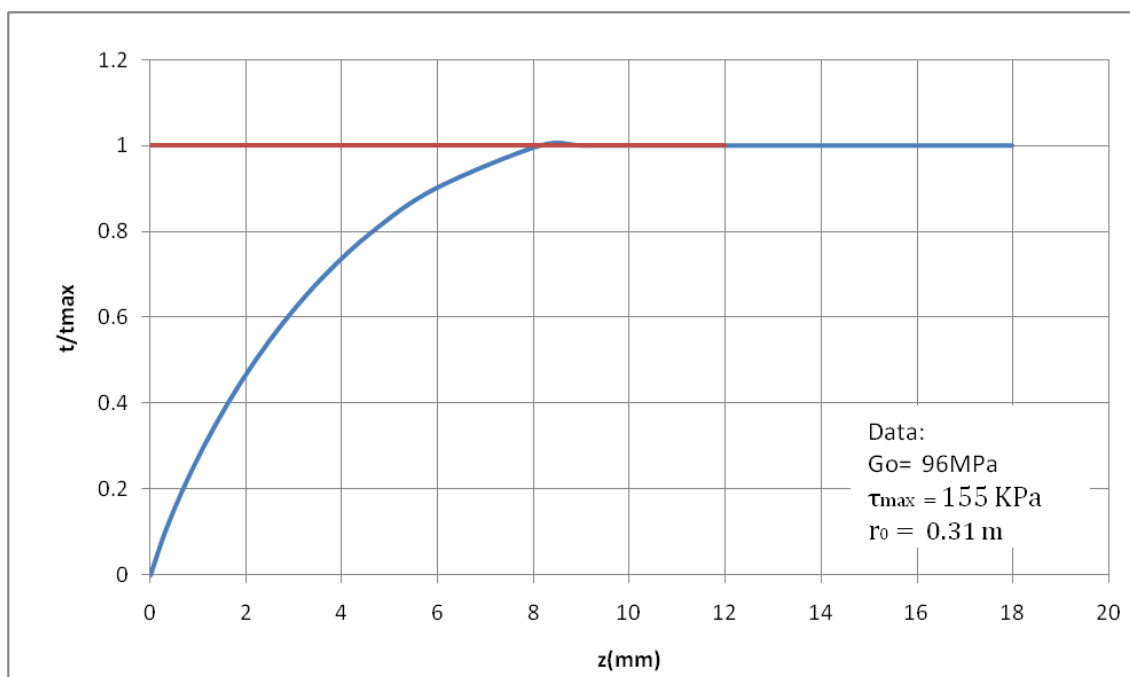


Fig. 5.14 Courbe de transfert de charge t-z pour un élément de pieu.

▪ DATA

$$G_0 = 96 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = 155 \text{ KPa}$$

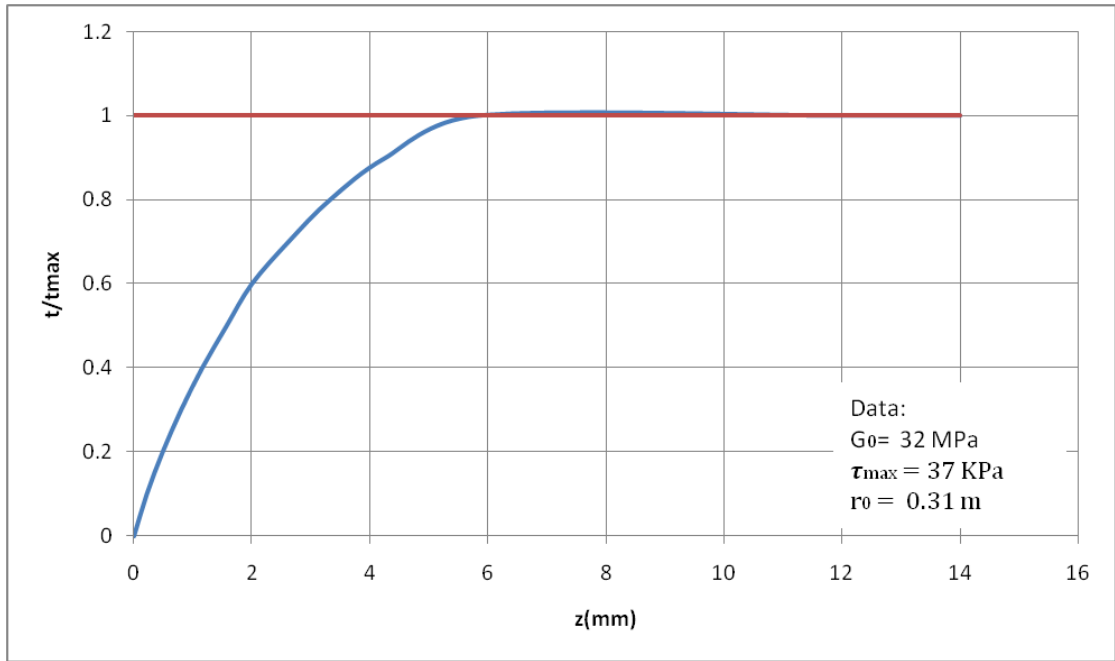


Fig.5.15 Courbe de transfert de charge t-z pour un élément de pieu.

▪ **DATA**

$G_0 = 32 \text{ MPa}$

$q_s = 18.48 \text{ KPa}$

$\tau_{\max} = 69 \text{ KPa}$

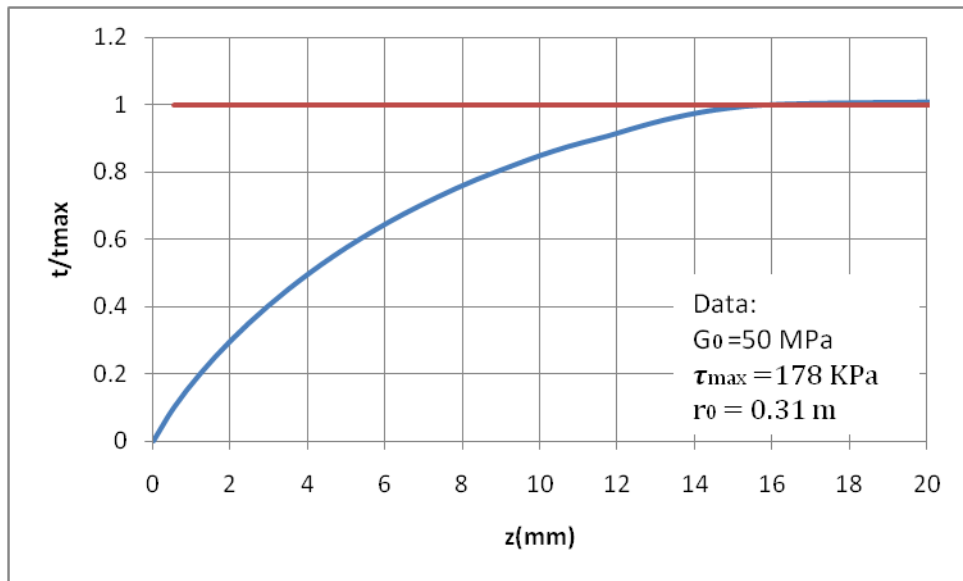


Fig.5.16 Courbe de transfert de charge t-z pour un élément de pieu.

5.3.5 Génération de la courbe q-z

De la même manière que celle des courbes t-z, la génération de la courbe q-z va nous permettre de calculer le tassement à la pointe du pieu. La figure ci-dessous illustre les résultats obtenus.

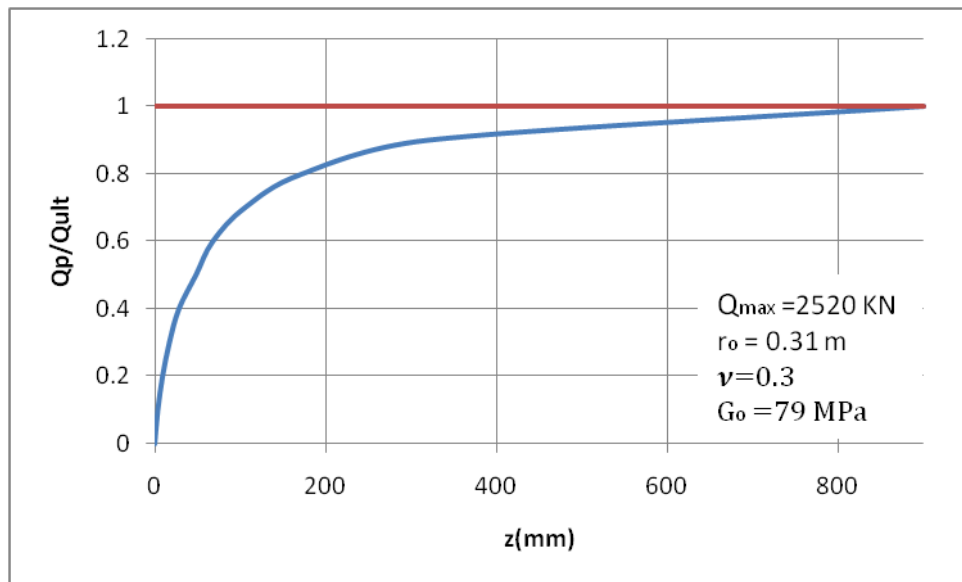


Fig.5.17 Courbe de transfert de charge q-z à la pointe du pieu

▪ DATA

$$G_0 = 82 \text{ MPa}$$

$$Q_p = 1314 \text{ KN}$$

$$Q_{max} = 2520 \text{ KN}$$

5.3.6 Simulation d'un essai de chargement statique

A partir des courbes obtenues précédemment, on a simulé un essai de chargement statique dont la courbe obtenue sera comparée à celle de celui en grandeur nature (fig.5.18). La charge maximale sera fixée à la valeur ultime prévue à partir des résultats pressiométriques :

$$Q_{max} = 2520 \text{ KN}$$

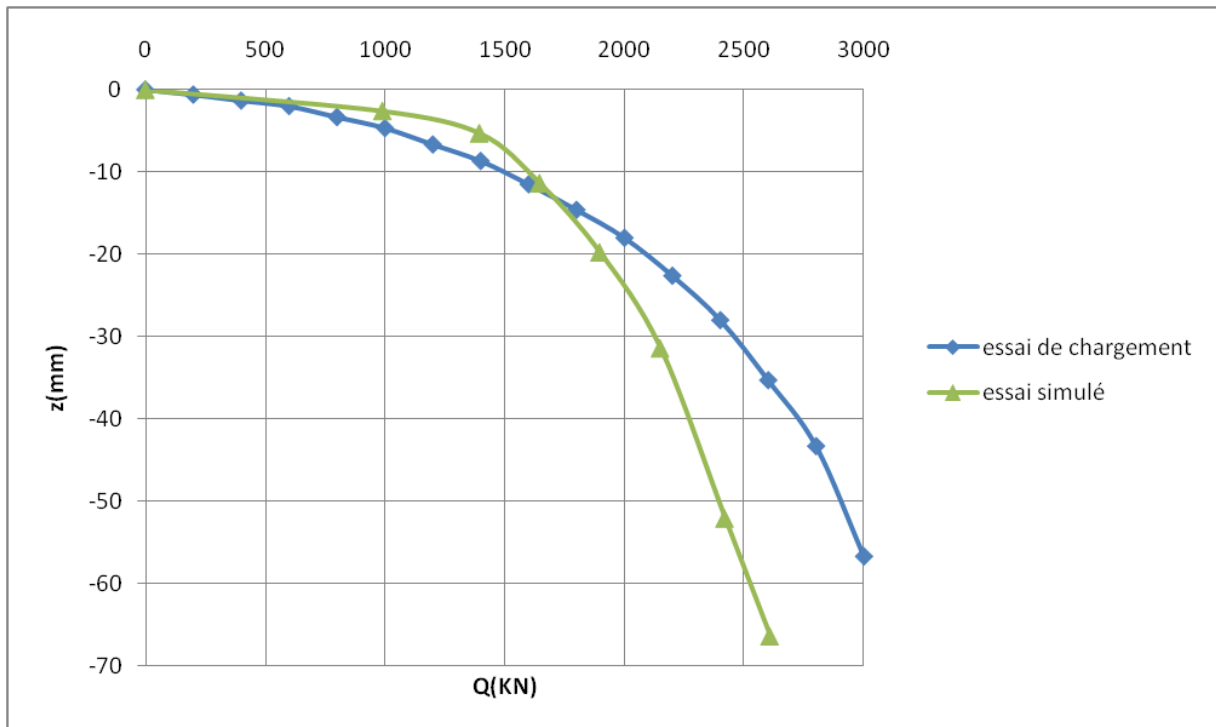


Fig.5.18 Comparaison de la courbe de l'essai en vraie grandeur à celle de l'essai simulé.

5.3.6.1 Analyse du comportement du pieu à partir de l'essai simulé

La courbe de chargement simulé nous permet de constater le rapprochement des résultats calculés avec ceux mesurés :

- ✓ la capacité portante ultime étant déterminée :

$$Q_l = 2520 \text{ KN.}$$

La charge de fluage sera déduite en utilisant l'équation [2.2] :

$$Q_c = 1680 \text{ KN}$$

- ✓ La charge nominale sera : $Q_N = 1344 \text{ KN}$. La charge ultime prévisionnelle suivant les règles du Fascicule 62 est :

$$Q_N = \frac{Q_l}{2} = 1260 \text{ KN}$$

- ✓ La charge retransmise à la pointe est égale à 1314 KN
- ✓ Les tassements enregistrés sont certes plus optimistes mais tout à fait acceptables :
 - L'enfoncement de la tête sous charge nominale est de 8 mm ; alors que celui sous l'effet de la charge de fluage est de 12 mm.
 - Sous la charge de service $Q_{NP} = 933 \text{ KN}$, l'enfoncement est de 4 mm.

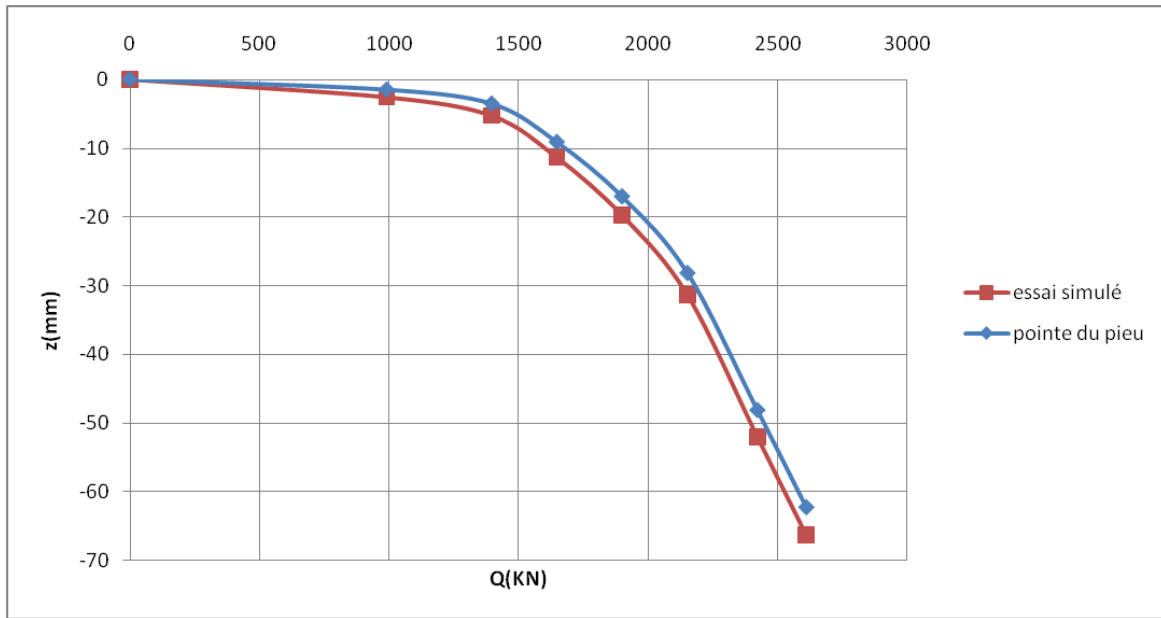


Fig. 5.19 Courbes d'enfoncement de la tête et de la pointe du pieu « essai simulé ».

5.4 Confrontation entre les mesures et les résultats calculés

La présentation et l'analyse des résultats se feront à partir du tableau ci-dessous :

pieu	Moyen d'estimation	Charges ultimes Q_u (KN)	Charges nominales Q_N (KN)	Tassement (mm)
Ø(410/620mm)	Essai de pieu	3000	1600	56,72
	Modèle Fahey&Carter (Essai simulé)	2520	1260	58,83

Tableau.5.2 Comparaison des résultats.

5.5 Conclusion

Les résultats obtenus ont montré que l'estimation du tassement d'un pieu isolé sous chargement axial à partir des résultats pressiométriques et en utilisant le modèle Fahey&Carter peut donner des résultats satisfaisants et encourageants quant à la prise en compte de la non linéarité (modèle hyperbolique) dans les calculs.

Chapitre 6 :

Conclusions et perspectives :

6.1 Conclusions générales :

Dans le cadre de l'estimation du tassement d'un pieu isolé à partir des résultats pressiométriques ; on présente dans ce mémoire une méthode basée sur le transfert de charge et la génération de courbes théoriques spécifiques à ce dernier.

Ces courbes sont capables de modéliser la variation (dégradation) du module de cisaillement maximum par l'utilisation d'un modèle hyperbolique modifié, les valeurs asymptotiques de la courbe étant calculées à partir des résultats pressiométriques.

Enfin, on a confronté les résultats obtenus à partir de cette méthode à ceux mesurés au cours d'un essai de chargement statique. Ce qui nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ L'utilisation des résultats pressiométriques reste une méthode fiable pour déterminer les caractéristiques des sols pour le dimensionnement des ouvrages (estimation du frottement latéral et à la pointe).
- ✓ La détermination du module de cisaillement maximum exige l'utilisation de corrélation entre les paramètres d'autres essais in situ.
- ✓ L'influence du mode d'installation et de son effet reste très importante dans le calcul d'estimation.

Toutefois les résultats obtenus nous permettent de conclure que l'utilisation de la méthode proposée donne des résultats réalistes et fiables.

6.2 Perspectives futures :

Notre recherche s'est focalisée sur le développement d'une méthode pour l'estimation du tassement d'un pieu à partir des résultats pressiométriques, en utilisant un modèle hyperbolique modifié. A la fin de cette recherche, on peut affirmer que l'objectif est atteint. Cependant les conclusions formulées permettent la suggestion de quelques pistes pour la poursuite de ce travail. Les propositions suivantes sont avancées pour un éventuel travail futur :

- ✓ Application du module cyclique de l'essai pressiométrique comme un module de Young et ainsi déterminer le module de cisaillement maximum.
- ✓ Déterminer une possible relation entre les paramètres de l'essai pressiométrique et les paramètres hyperboliques (f et g).
- ✓ Etude de la variabilité des paramètres hyperboliques (f, g) et la proposition de valeurs recommandées de ces derniers pour différents types de sol.
- ✓ Extension de la méthode proposée à d'autres essais in situ et comparaison des résultats dans la perspective d'une corrélation entre les paramètres des différents essais.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- Roger Frank & Zhao, S. A. (1982).** *Estimation par les Paramètres pressiométriques de L'enfoncement Sous Charge Axiale de Pieux Forés dans des Sols Fins.* Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 119, pp. 17-24.
- Kraft, L. M. J., Ray, R. P., and Kagawa T. (1981).** *Theoretical T-Z Curves.* Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104(GT12),
- Marc Boulon, Jacques Desrues, Pierre Foray. (1977),** *Calcul des pieux : tassement sous charge de service, frottement négatif.* Exposé au Comité Français de Mécanique des Sols. Séance du 14 mars 1977.
- Zhu, H., and Chang, M. (2002).** "Load Transfer Curves Along Bored Piles Considering Modulus Degradation." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering
- FAHEY M., CARTER J.P. (1993),** *A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model.* Canadian Geotechnical Journal, vol. 30, pp. 348-362.
- Olivier Combarieu. (1995),** *L'essai pressiométrique et la résistance au cisaillement des sols.* Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 196, pp. 43-51.
- Roger Frank & Philippe Mestat. (2000),** *Aspects expérimentaux et numériques du frottement latéral des pieux.* Editions scientifiques et médicales Elsevier.SAS.
- S.Christoulas.** *Calcul des tassements des fondations sur pieux verticaux.* Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées.
- R.Frank. (1997),** *Comparaison de coefficients de sécurité pour les pieux sous charges axiales.* Revue Française de Géotechnique, 81, pp. 27-32.
- M.Bustamante & L.Gianeselli. (1981),** *Portance réelle et portance calculée des pieux isolés sollicités verticalement. Règles pressiométriques.* Revue Française de Géotechnique, 16, pp.17-33.

S.Coquillay. (2005), *Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques*. Thèse de Doctorat de L'école Nationale des Ponts et Chaussées Paris. 249 pages.

Ali.Bouafia. (2004), *Les essais in situ dans les projets de fondations*. Office des publications universitaires.

MiguelE.Ruiz. (2005), *Study of axially loaded post grouted drilled shafts using CPT based load transfer curves*. Thèse pour l'obtention d'un Master of Science en genie civil, University of Puerto Rico.

J.Monnet & T.Chemaa. (1995), *Etude théorique et expérimentale de l'équilibre élastoplastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre*. Revue Française de Géotechnique, 73, pp.15-26.

JP. Magnan. *Corrélations entre les propriétés des sols*. Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction. C 219.

JF. Capelle. (2002), *Essais pressiométriques et dilatométriques, Bases de l'interprétation et de l'utilisation des résultats*. RocTest (site internet).

Olivier Combarieu. (1999), *Estimation du frottement latéral sol-pieu à partir du pressiomètre et des caractéristiques de cisaillement*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 221, pp.37-54.

Olivier Combarieu. (1996), *L'essai pressiométrique et la charge portante en pointe des pieux*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 203, pp.61-73.

Ming-Fang Chang & Hong Zhu (2004) , *Construction effect on load transfer along bored piles*. Journal of Geotechnical and geoenvironmental, pp.426-437.

Roger Frank. *Fondations profondes*. Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction. C 248.

JP. Magnan. *Résistance au cisaillement*. Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction. C216.

Olivier Combarieu. (2001), *L'essai cyclique au pressiomètre*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 233.pp.37-65.

Samuel Amar & JF.Jézéquel. *Propriétés mécaniques des sols déterminées en place*.
Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction 220.

C.Plumelle. (2004), *Fondations profondes*. C.N.A.M-Géotechnique, Chapitre XV/Pieux.

V.Merrien-Soukatchoff, D.Amitrano, J.P.Piguet. (2003), *Eléments de géotechnique*. Ecole des Mines de Nancy, Département Sciences de la Terre et Environnement.

François Schlosser (1988), *Eléments de Mécanique des sols*. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée.

Olivier Combarieu. (2005), *Tassement des sols de fondations sous ouvrages*. Exposé au Comité Français de la mécanique des sols, Paris. Séance du 16-12-2005.

Miguel A. Pando, Carl D. Ealy, George M. Filz, J.J. Lesko, and E.J. Hoppe (2006), *A Laboratory and Field study of composite piles for bridge substructures*. Report under the sponsorship of the U.S Department of Transportation, performing Virginia Transportation research council.

Mohammad Al Hussein. (2001), *Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques*. Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier –Grenoble I.

Fascicule 62, Titre V (1993), *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, CCTG applicables aux marchés publics de travaux, ministère de l'équipement.

W.Richwien & Z.Wang. (1999), *Displacement of pile under axial load*. Technical note, Revue Géotechnique, 49, pp. 537-540.

M.Bustamante, L.Gianiselli & D.Thiriat. (2004), *Portance d'un pieu refoulant, ancré dans un sable*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 250, pp. 33-41.

