

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



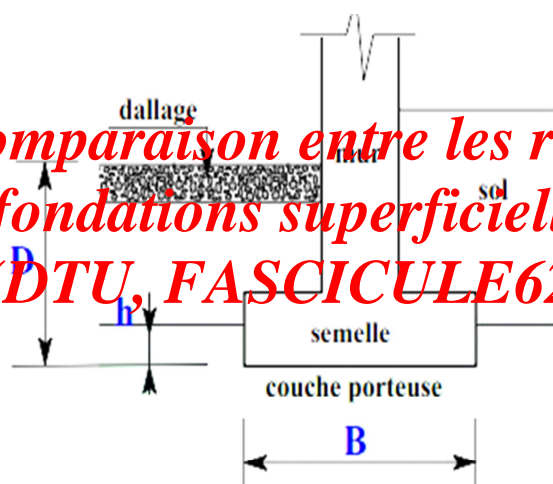
Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master 2 académique en Génie Civil.

Option : géotechnique et environnement.

THEME

Comparaison entre les règlements de calcul des fondations superficielles et profondes selon (DTU, FASCICULE62 et L'EUROCODE7)



Présenté par :

M^{elle} SIZINE FATIHA

Devant le jury composé de :

Président

M^{me} Louadj Samia

Maitre de conférences à l'UMMTO

Rapporteur

M^f Melbouci Bachir

Professeur à l'UMMTO

Examineurs

M^{me} Baidi Fawzia

Maitre assistante à l'UMMTO

M^f Ben Azzoug Mouloud

Maitre de conférences à l'UMMTO

Année 2012/2013



REMERCIEMENT

Tous d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

*Tous mes infinis remerciements à mon promoteur
Mr: MELBOUCI Bachir pour son aide, ses orientations et ces précieux conseils tout le long de mon travail*

Je tiens à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

Je tiens à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Mes remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Mes remerciements à ma famille et tous les amis (es)

Enfin, je tiens à remercier également les membres de jury qui me fera l'honneur de juger mon travail.

Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail :

*A mes chers parents BOUSSAD et TASSADIT pour qui je
dois tout et auxquels je ne rendrais jamais assez*

A mon frère MOULOUD

*A mes sœurs NACIMA, MALIKA, DALILA et surtout HAYET
et ma chère nièce MARIA*

*A tous mes oncles et mes tantes paternels et maternels en
particulière djadou MOUH et khalou ALI et SAID*

*A tous mes amis (es) : ERIKA, TITI, SOUSOU, KENZA,
KAHINA, ZOHRA, YACINE, MOUH, MUSTAPHA,
en particulier FARID et MERIEM*

A toutes la promotion master 2 géotechnique (2012/2013)

Liste des tableaux

Tableau 02-01 : Valeurs de N_c , N_γ et N_q en fonction de φ	/20
Tableau 02-02 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi (Conditions non drainées et drainées)	/21
Tableau 02-03 : Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (d'après Meyerhof).	/23
Tableau 02-04 : grandeur des contraintes de calcul q en fonction de la nature du sol.	/29
Tableau 02-05 : valeurs du coefficient α .	/31
Tableau 02-06 : valeurs des coefficients de formes.	/31
Tableau 02-07 : valeurs des coefficients k_c et α (d'après M. Bustamante et L. Gianceselli)	/33
Tableau 02-07 bis : Méthode pénétrométrique. Valeurs des coefficients k_c et α et de q_{si} (d'après la commission de concentration des bureaux de contrôle).	/34
Tableau 02-08 : reproduit les valeurs proposées par Caquot et Kérisel.	/38
Tableau 02-09: valeurs maximales du coefficient β pour quelques pieux types.	/39
Tableau 02-10 : valeurs de la pression limite (M. Bustamante et L. Gianceselli).	/42
Tableau 02-11 : Nature du sol pour la courbe de frottement latéral à considérer (d'après M. BUSTAMANTE ET L. GIANESELLI).	/44
Tableau 02-12 : valeurs caractéristiques de β pour différents sols (d'après F. Baguelin et J.F. Jézéquel).	/46
Tableau 03-01 : Définition des catégories conventionnelles de sols.	/53
Tableau 03-02 : Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993).	/55
Tableau 03-03 : Facteur de portance pénétrométrique.	/62
Tableau 03-04 : Définition des catégories conventionnelles de sols.	/75
Tableau 03-05 : Valeurs du facteur de portance k_p .	/77
Tableau 03-06 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art).	/79

Tableau 03-07 : Coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s pour les profilés métalliques ouverts à la base.	/80
Tableau 03-08 : Valeurs du facteur de portance k_c .	/82
Tableau 03-09 : Choix du coefficient β et de $q_{s \max}$.	/83
Tableau 04-01 : Coefficients de forme Conditions non drainées.	/86
Tableau 04-02 : Coefficients de forme Conditions drainées.	/87
Tableau 04-03 : Valeur du facteur de capacité portante k , pour les fondations superficielles.	/91
Tableau 04-04 : Classification des roches tendres et fracturées.	/94
Tableau 04-05 : Classification et pression de contact présumée pour les craies de forte porosité.	/96
Tableau 04-06 : facteur de forme, λ_d , λ_c pour le tassement des fondations superficielles.	/96
Tableau 04-07 : valeurs du facteur α pour les fondations superficielles.	/97
Tableau 04-08 : de valeurs de γ_b , γ_s et γ_t .	/104
Tableau 04-09 : valeurs du facteur de capacité portante, K , pour les pieux chargés axialement.	/105
Tableau 04-10 : Choix des courbes du frottement latéral.	/106
Tableau 04-11 : valeurs maximales de α_p et α_s pour les sables et les sables graveleux.	/108
Tableau 04-12 : valeurs de α_s maximales pour argile, limon et tourbe.	/110
Tableau 05-01 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi (Conditions non drainées et drainées).	/111
Tableau 05-02 : Coefficients de forme conditions drainées.	/112
Tableau 05-03 : Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N\gamma_q$ (sables) (d'après Meyerhof).	/113

Liste des figures

Figure 01-01 : remplissage du puits.	/5
Figure 01-02 : Bulbes de pressions dus à des pieux isolés ou en groupe.	/7
Figure 01-03 : les pieux préfabriqués en béton armé.	/8
Figure 01-04 : Pieux battus en métal.	/9
Figure 01-05 : pieux battus pilonnés.	/9
Figure 01-06 : pieux moulés à tube battu.	/10
Figure 01-07 : pieux vissés moulés.	/10
Figure 01-08 : Pieux forés simples.	/11
Figure 01-09 : pieux forés tubés.	/11
Figure 01-10 : Pieux vibro-forés.	/12
Figure 01-11 : pieux forés à la boue.	/12
Figure 01-13 : pieux forés à la tarière creuse.	/13
Figure 01-15 : Micropieux.	/14
Figure02-01 : Coupe vertical sur semelle superficielle.	/15
Figure 02-03 : schéma de rupture d'une semelle.	/16
Figure 02-04 : Courbe tassement charge.	/17
Figure 02-05 : Valeurs de N_γ ; N_c et N_q recommandées par Terzaghi et Peck.	/21
Les valeurs de N_γ sont dues à Meyerhof.	
Figure 02-06 : Inclinaison et excentrement d'une charge.	/22
Figure 02-07 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée.	/23
Figure 02-08 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée.	/24
Figure 02-09 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique.	/25
Figure 02-10 : valeurs du coefficient minorateur due l'inclinaison de la charge.	/25
Figure 02-11 : profil pénétrométrique.	/26
Figure 02-12 : valeurs du facteur de portance pénétrométrique.	/27
Figure 02-13 : valeurs de Φ , N_γ et N_q en fonction de N.	/28
Figure02-14 : Détermination de la valeur représentative de la contrainte normale au sol.	/29
Figure 02-16: différentes couches d'ancrage.	/35
Figure 02-17 : valeurs du facteur de portance (M. Bustamante et L. Gianceselli 2011).	/42

Figure 02-18 : frottement latéral unitaire limite (M. Bustamante et L. Gianceselli 2011).	/43
Figure 02-19 : valeurs de q_s en fonction de la nature du sol et la pression limite (M. Bustamante et L. Gianceselli 2011).	/43
Figure 02-20 : résultat de pressiomètre autoforeur (pression en fonction du déplacement).	/45
Figure 03-01 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle.	/48
Figure 03-02 : Définition de la pression limite nette équivalente p_e^* dans le cas d'une couche porteuse homogène.	/50
Figure 03-03 : Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes.	/51
Figure 03-04 : Variation de la capacité portante en fonction de la profondeur D , dans un sol homogène.	/51
Figure 03-05 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées ou circulaires.	/54
Figure 03-06 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.	/56
Figure 03-07 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal.	/57
Figure 03-08 : Fondation en crête de talus.	/58
Figure 03-09 : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul.	/58
Figure 03-10 : Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastree et située près de la crête de talus.	/59
Figure 03-11 : Charge inclinée dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur d'un talus.	/59
Figure 03-12 : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement.	/60
Figure 03-13 : Surface réduite dans le cas d'un excentrement dans les deux directions (Modèle de Meyerhof).	/61
Figure 03-14 : Courbe de chargement axial d'un pieu.	/66
Figure 03-15 : Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques.	/68
Figure 03-16 : Définition de l'encastrement équivalent.	/68
Figure 03-17 : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre.	/70
Figure 03-18 : Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente au pénétromètre statique.	/70
Figure 03-19 : Variation de la charge limite de pointe Q_p en fonction de la profondeur D dans un sol homogène.	/71
Figure 03-20: Dispositif de chargement et de mesure pour essai de pieu (schéma de principe).	/72

Figure 03-21 : Programmes de chargement-déchargement.	/76
Figure 03-22 : Exemple de courbes caractéristiques tracées lors d'un essai de chargement statique de pieu.	/81
Figure 03-23 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu.	/81
Figure 03-24 : Section A et périmètre P à considérer pour les pieux tubulaires et les profilés métalliques ouverts à la base.	/81
Figure 04-01 : pression de contact présumée des fondations isolées de forme carrée reposant sur des roches.	/95
Figure 04-02 : facteur d'influence pour les déformations.	/100
Figure 04-03 : frottement latéral pour pieux chargé axialement.	/105
Figure 04-04: explication de $q_{c,I}$, $q_{c,II}$ et $q_{c,III}$.	/108
Figure 04-05 : facteur de forme de la pointe du pieu.	/109
Figure 04-06 : Les valeurs du facteur s.	/109
Figure 05- 01 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B.	/112
Figure 05-02 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée.	/113
Figure 06-01 : paramètres généraux.	/141
Figure 06-02 : Caractéristiques des couches de sols.	/142
Figure 06-03 : Famille des couches de sol de la base générale de données.	/143
Figure 06-04 : valeurs de facture de portance K_p .	/143
Figure 06-05 : valeurs du frottement latéral unitaire q_s .	/144
Figure 06-06 : Corrections géométriques et discrétisation du calcul.	/146
Figure 06-07 : Section et Périmètre pour pieux tubulaires et profilés métalliques ouverts à la base.	/147
Figure 06-08 : Détermination de Q_{max} et Q_{min} .	/147
Figure 06-09 : Critères de calcul et Calcul.	/148
Figure 06-10 : tableaux de résultat.	/149
Figure 06-11 : fichier des résultats.	/149
Figure 06-12 : chargements superposées.	/150
Figure 06-13 : les différents graphiques détaillés.	/151

Introduction générale:	1
Chapitre 01: généralité sur les fondations	
I. Introduction :	2
II. Types de fondations superficielles	2
III. Généralité sur les fondations profondes.....	4
III.1. Rôle des fondations.....	4
III.2. Désignation des fondations	4
III.3. LES PUITES.....	4
III.3.1. Définition.....	4
III.3.2. Mise en œuvre des puits	5
III.4. LES PIEUX	6
III.4.1. Définition.....	6
III.4.2. Aspect mécanique	6
III.4.3. Frottement négatif et frottement positif.....	6
III.4.4. Influence d'un groupe de pieux :	7
III.4.5. Mise en œuvre des pieux	8
IV. Choix du type de pieu.....	14
Chapitre 02: calcul des fondations selon leDTU	
Section 01 : Calcul des fondations superficielles selon le DTU	15
I. Définition	15
II. Détermination de q_u	18
II.1. détermination de q_u à partir des essais de laboratoire	18
II.2. Détermination de q_u à partir des essais pressiométriques	24
II. 3. Détermination de q_u à partir des essais pénétrométriques.....	26
III. Évaluation des tassements	30
III. 1. Évaluation à partir des essais de laboratoire.....	30
III.2. Évaluation à partir des essais pressiométriques.....	31
II.3 Évaluation des tassements à partir des essais pénétrométriques (statiques, dynamique, SPT).....	32
Section02 : Calcul de la capacité portante des fondations profondes selon le DTU.....	33

Sommaire

I. Calcul des fondations profondes soumises à une charge axiale.....	33
I.1. Principe de calcul.....	33
I. 2. Mode de fonctionnement d'une fondation profonde	34
I.3. éléments d'information nécessaires au calcul	35
I.4. Méthodes de calcul prévisionnelles de la charge limite d'un pieu isolé sous charges axiales	35
I.5. Contraintes de calcul :	46

Chapitre 03: calcul des fondations selon le fascicule 62

Section01 : calcul des fondations superficielles selon le fascicule 62	48
I. Méthodes pressiométrique et pénétrométrique.....	48
I.1. Hauteur d'encastrement équivalente D_e	48
I.2 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard :	52
I.3. Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus	56
I.4. Influence de l'excentrement	60
I.5. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique	61
I. Calcul des tassements	62
II.1. Calcul du tassement par les essais de laboratoires	62
II.2. Évaluation du tassement d'une fondation superficielle isolée à partir des essais en place.....	63
Section02 : calcul des fondations profondes selon le fascicule 62	64
I. Pieu isolé sous charge axiale.....	64
I.1. Définitions. Introduction.....	64
I.2 Prévision de la charge limite et de la charge de fluage Q_c à partir d'un essai de chargement statique	71
I.3 Prévision de la charge limite Q_l par la méthode pressiométrique	74
I.4. Prévision de la charge limite à partir des résultats du pénétromètre statique Q_l	82

Chapitre 04: calcul des fondations selon l'EUROCODE 7

Section 01 : calcul des fondations superficielles selon l'Eurocode7	84
I. Généralités	84
II. Etats limites	84
III. Actions et situations de calcul	84

Sommaire

IV.	Considérations relatives aux calculs et à l'exécution	85
IV.1.	La profondeur	85
IV.2.	La largeur	85
V.	Calcul à l'état limite ultime	85
V.1.	Stabilité d'ensemble	85
V.2.	Défaut de capacité portante	86
V.3.	Rupture par glissement	91
V.4.	Charge fortement excentrées	93
VI.	Calcul aux états limites de service	93
VII.	Fondation au rocher	94
VII. 1.	Considération complémentaire pour le dimensionnement	94
VII.2.	Méthode de détermination de la pression de contact présumée des fondations superficielles sur les rocher	94
VIII.	Evaluation du tassement des fondations superficielles	96
	<input type="checkbox"/> Essai pressiométrique Menard	96
	<input type="checkbox"/> Essai de pénétration standard (SPT)	97
	<input type="checkbox"/> Essai de pénétration au cône:	99
Section 02 : Fondations sur pieux selon l'Eurocode7.....		101
I.	Généralités :.....	101
II.	Etats limites :.....	101
III.	Méthodes de calcul et considérations relatives au calcul.....	101
III. 1.	Méthode de calcul.....	101
III.2.	Considérations relative au calcul	101
III.3.	Pieux en compression	102
Chapitre 05: comparaison entre les trois règlements		
I.	Détermination de q_u à partir des essais de laboratoire.....	111
I. 1.	Semelle filante. Charge verticale et centrée	111
I. 2.	Influence de la forme de la fondation :	111
I.3.	Influence de l'inclinais et de l'excentrement de la charge	112
II.	détermination de q_u à partir des essais in-situ :	115
I.1.	détermination de q_u à partir des essais pressiométriques :.....	115

Chapitre 06: Applications

I. Application aux fondations superficielles116

II. Application aux fondations profondes:122

III. Application aux logiciels Foxta141

I. Définitions du logiciel.....141

II. Manuel d'utilisation.....141

III. Résultats :.....149

CONCLUSION GENERAL :.....154

Bibliographie :i

Introduction général

Introduction générale:

On appelle fondation, les parties enterrées d'un ouvrage conçues pour transmettre au sol de manière rationnelle, les charges provenant de la superstructure.

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers, etc. Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des puits et pieux courts ou des barrettes de faible profondeur et de la plupart des caissons. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

Il existe trois textes réglementaires :

- Le **D.T.U.13.12.** –nov.1988 règles pour le calcul des fondations superficielles qui s'applique aux travaux de bâtiment.
- Le **fascicule 62-** fév. 1999 qui s'applique aux travaux de Génie Civil, ouvrages d'art notamment.
- **L'eurocode7**

Actuellement ces trois textes, rédigés à des périodes différentes, ils sont homogènes, y compris dans des termes et symboles.

Chapitre 01 :

Généralité sur les fondations

I. Introduction :

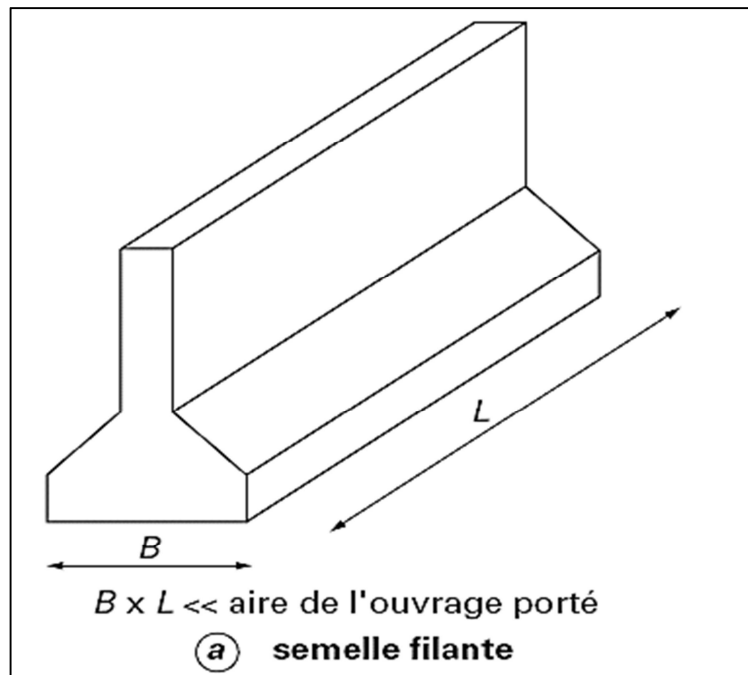
La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent, elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent.

Si D l'enfoncement de la fondation dans le sol depuis la surface, B sa largeur alors on parlera de fondation superficielle si $\frac{D}{B} \leq 5$.

II. Types de fondations superficielles

On distingue :

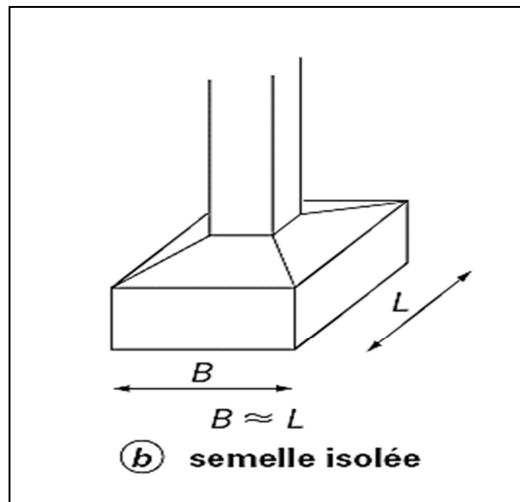
- **Les semelles continues ou filantes** : une semelle est dite continue lorsque l'une de ses dimensions est grande par rapport à l'autre, en pratique $\frac{L}{B} > 5$ bien entendu, les limites relatives à $\frac{D}{B}$ et $\frac{L}{B}$ sont arbitraires et ne doivent pas être considérées qu'à titre indicatif. Les semelles filantes supportent les murs ou les voiles et les parois.



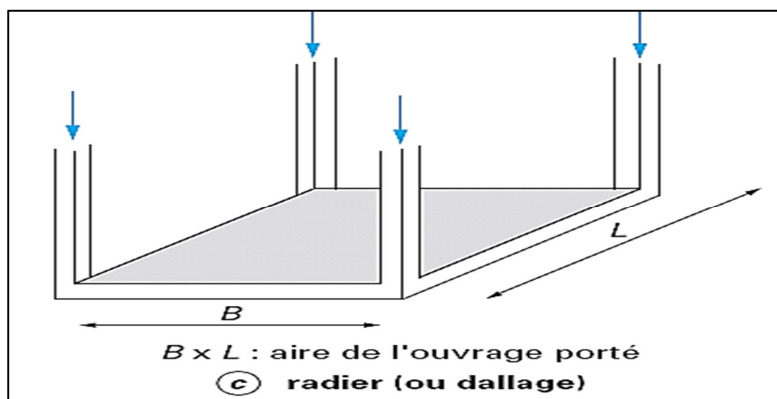
- **Les semelles isolées**: dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; le rapport $\frac{L}{B} < 5$, elles sont situées sous les poteaux.

On distinguera :

- Les semelles circulaires : $B = 2R$
- Les semelles carrées : $L = B$
- Les semelles rectangulaires : $B < L \leq 5B$



- **Les radiers ou dallages** : de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux ou simples ; il s'agit d'une semelle de grande dimension portant en général tout un ouvrage ou une partie de l'ouvrage.



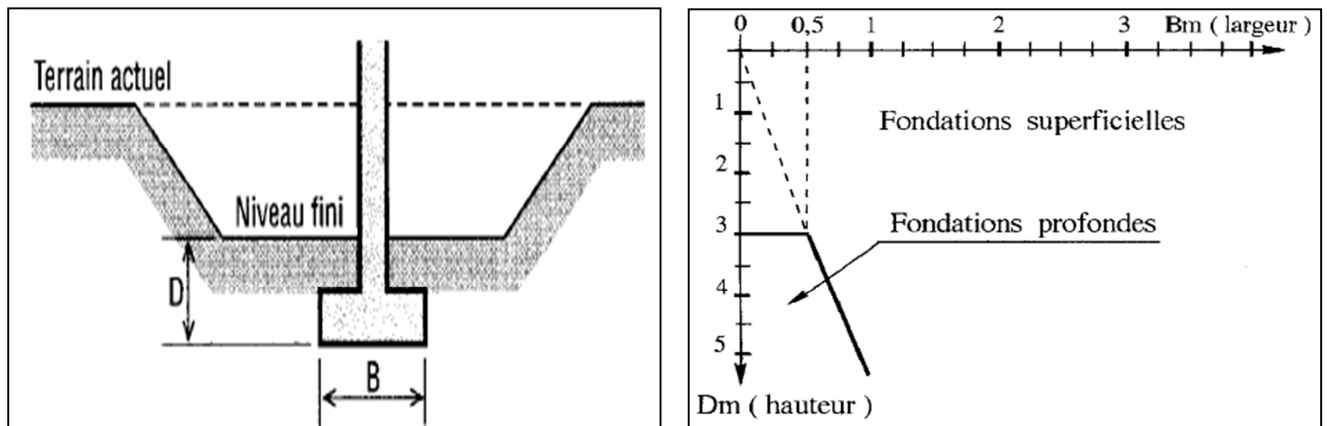
III. Généralité sur les fondations profondes

III.1. Rôle des fondations

Les fondations servent à transmettre au sol les charges dues à un ouvrage, déterminées par une descente de charges. Il arrive souvent que le terrain superficiel sur le quelle une fondation devrait être assise n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu (cas de vase de turbe d'argile molle ou de terrains peu résistants et très compressible). Dans ce cas il faudra chercher le bon sol et faire reposer l'ouvrage sur des pieux, puits ou barrettes qui sont caractérisés par une valeur élevée du rapport $\frac{D}{B}$. Ou **D** est la profondeur et **B** le diamètre de la fondation.

III.2. Désignation des fondations

Une fondation est dite profonde si $D > 3$ m et si $D > 6 B$.



D désigne la distance entre le dessous de la fondation et le niveau fini du sol et **B** correspond à la largeur de la semelle.

III.3. LES PUITS

III.3.1. Définition

Les **puits**, massifs en béton de gros diamètres et de petites hauteurs, ce sont des fondations semi-profondes qui présentent un diamètre **B** compris entre **0,80** et **2m** et un élancement $\frac{D}{B}$ compris entre **4** et **10**.

$$puit \Rightarrow \begin{cases} 4 < \frac{D}{B} < 10 \\ 0,8m < B < 2m \end{cases}$$

III.3.2. Mise en œuvre des puits

1. terrassement.
2. implantation des axes des puits et tracé du contour à excaver.
3. forage du trou et dans le cas de présence de la nappe d'eaux un pompage est obligatoire. Les puits sont creusés à l'aide d'une pelle mécanique ou d'une benne preneuse. Le D.T.U. précise "fondations creusées à la main", mais le forage se fait actuellement mécaniquement. Les parois du forage doivent être soutenues par un blindage pour éviter l'éboulement des terres. Ce blindage pourra dans certains cas être récupéré. Les principaux types de blindage de puits sont des planches en bois maintenues par des cerces métalliques tous les mètres de profondeur, ou des anneaux en béton coulés en place par passe ou du béton projeté armé...

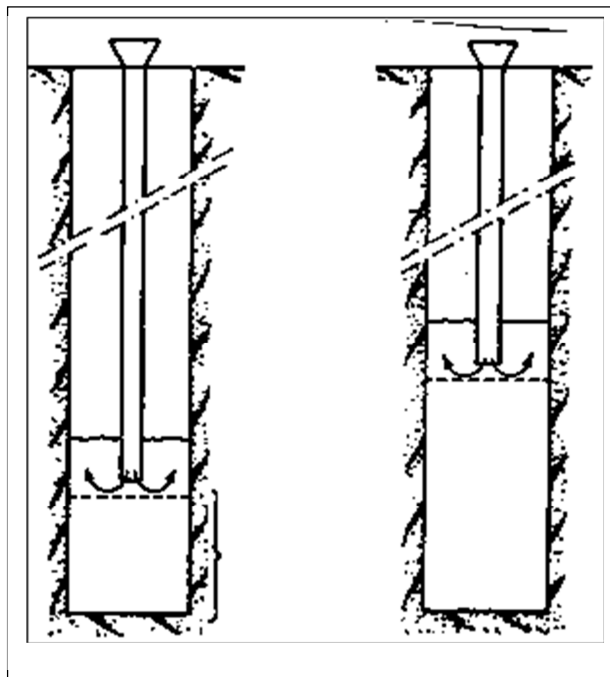


Figure 01-01 : remplissage du puits

4. remplissage du puits avec du gros béton dosé au minimum à 250 kg de ciment par m³ de béton par un système de tubes ou gouttières. le tube par lequel arrive le béton doit être placé en bas du puits, puis progressivement remonté pour éviter la ségrégation du béton, en ayant toujours soin de conserver une certaine hauteur entre le bas du tube et le niveau supérieur du béton.

La mise en place du béton peut se faire à l'aide de bennes à fond ouvrant à condition de n'utiliser que des bennes spéciales à ouverture automatique telles que l'ouverture ne se

fasse que lorsque la benne est plongée dans la coulée précédente. Le blindage ne peut être retiré au fur et à mesure du bétonnage que dans les zones stables.

5. araser les têtes de puits au niveau voulu, en incorporant des armatures en attente en partie haute dans le cas où le puits serait lié à la structure de l'ouvrage.

III.4. LES PIEUX

III.4.1. Définition

Les **pieux**, sortes de colonnes en béton armé de faibles diamètres par rapport à leur hauteur. On un élancement $\frac{D}{B}$ supérieur à **10** et leur diamètre est le plus souvent inférieur à **0.80m**

$$pieux \Rightarrow \begin{cases} \frac{D}{B} > 10 \\ B < 0,80m \end{cases}$$

III.4.2. Aspect mécanique

Un pieu transmet les charges verticales (charges permanentes comme le poids des éléments porteurs et non porteurs, les charges d'exploitation, la neige...) et horizontales (comme par exemple les poussées des terres ou de l'eau ou l'action du vent sur la structure) de la structure au sol de trois façons différentes :

- soit par **sa pointe à la couche d'assise**,
- soit par **sa surface latérale aux différentes couches rencontrées**,
- soit par **les deux, comme dans la plupart des cas**.

Il n'y a pas de frottement latéral quand le pieu traverse une carrière et peu de frottement latéral lorsque le pieu traverse une couche de sol trop meuble qui ne se tient pas.

Il n'y a pas d'effet de pointe quand il n'y a pas de couche d'assise suffisamment résistante à une profondeur raisonnable. Les pieux sont alors dits flottants.

Sous charges uniquement verticales, les pieux travaillent en compression simple. Mais leur hauteur est beaucoup plus importante que leur section. Ainsi, un petit excentrement de la charge en tête de pieu ou tout simplement une charge horizontale appliquée sur la structure crée un moment en tête de pieu. Le pieu est alors soumis à de la flexion composée, c'est à dire qu'il aura tendance à fléchir et ne sera donc pas uniquement soumis à de la compression mais dans certaines parties, à de la traction. Il faudra donc le plus souvent armer les pieux.

III.4.3. Frottement négatif et frottement positif

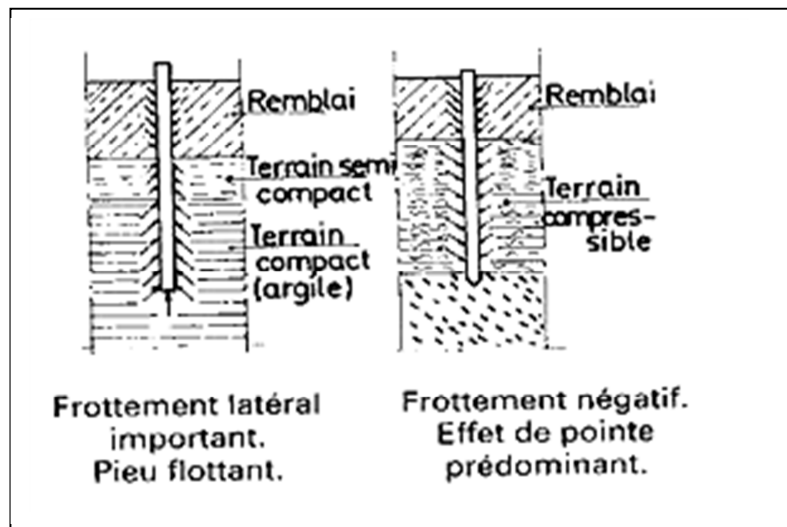
Le frottement latéral positif est l'adhérence entre le sol et le pieu. Il favorise la force portante, c'est à dire que le sol autour de la surface latérale des pieux reprend tout ou une partie des charges transmises par le pieu. **Il empêche le pieu de s'enfoncer.**

Dans certains cas, le frottement latéral peut s'inverser. Le frottement est alors dit **négatif**. En effet, **il agit comme une charge supplémentaire appliquée sur le pieu, et l'enfonce.** Ce

frottement négatif peut n'être rencontré que dans une seule ou quelques couches du sol. Attention ce frottement négatif est néfaste pour le pieu. On y remédie soit en utilisant une chemise, tube d'acier mince non récupéré et laissé dans le sol soit en prenant assise sur une couche suffisamment résistante.

Un frottement négatif est dû au **tassement** des terrains. Ce tassement peut être provoqué par :

- une surcharge extérieure appliquée sur un terrain (usines, entrepôts, remblais...)
- le rabattement de la nappe phréatique
- le poids propre du sol mal consolidé (vases...)



III.4.4. Influence d'un groupe de pieux :

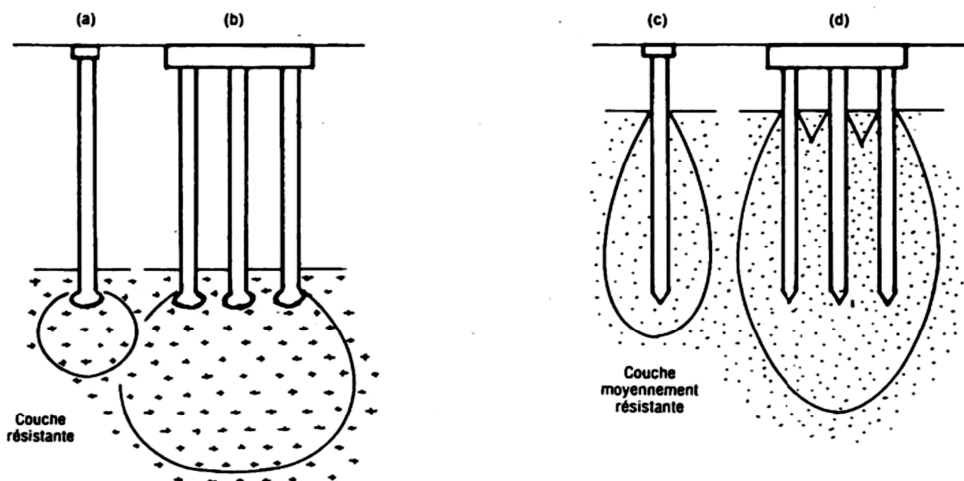


Figure01-02 : Bulbes de pressions dus à des pieux isolés ou en groupe. (a) et (b) sous effet de pointe ;(c) et (d) sous frottement latéral.

Comme pour les fondations superficielles, il existe un bulbe de pressions sous les pieux. Il faut donc veiller à ce que les couches sous-jacentes soient capables de supporter les pressions transmises. En effet, les pieux peuvent être groupés et le bulbe de pressions d'un groupe de pieux descend beaucoup plus profondément que le bulbe de pressions d'un pieu isolé. Ainsi l'entraxe de deux pieux doit être au moins égal à 3 ou 3,5 fois le diamètre des pieux.

Il faudra faire attention à l'ordre d'exécution des pieux car les premiers pieux modifient les caractéristiques du sol.

III.4.5. Mise en œuvre des pieux

Il existe de nombreux modes d'exécution des pieux. Dans ce qui suit on va voir que quelques types de pieux.

III.4.5.1. les pieux façonnés à l'avance

III.4.5.1.1. les pieux préfabriqués en béton armé

Les pieux en béton armé sont enfoncés dans le sol par battage au moyen d'un mouton diesel ou par vibrofonçage. Ils se composent de trois parties :

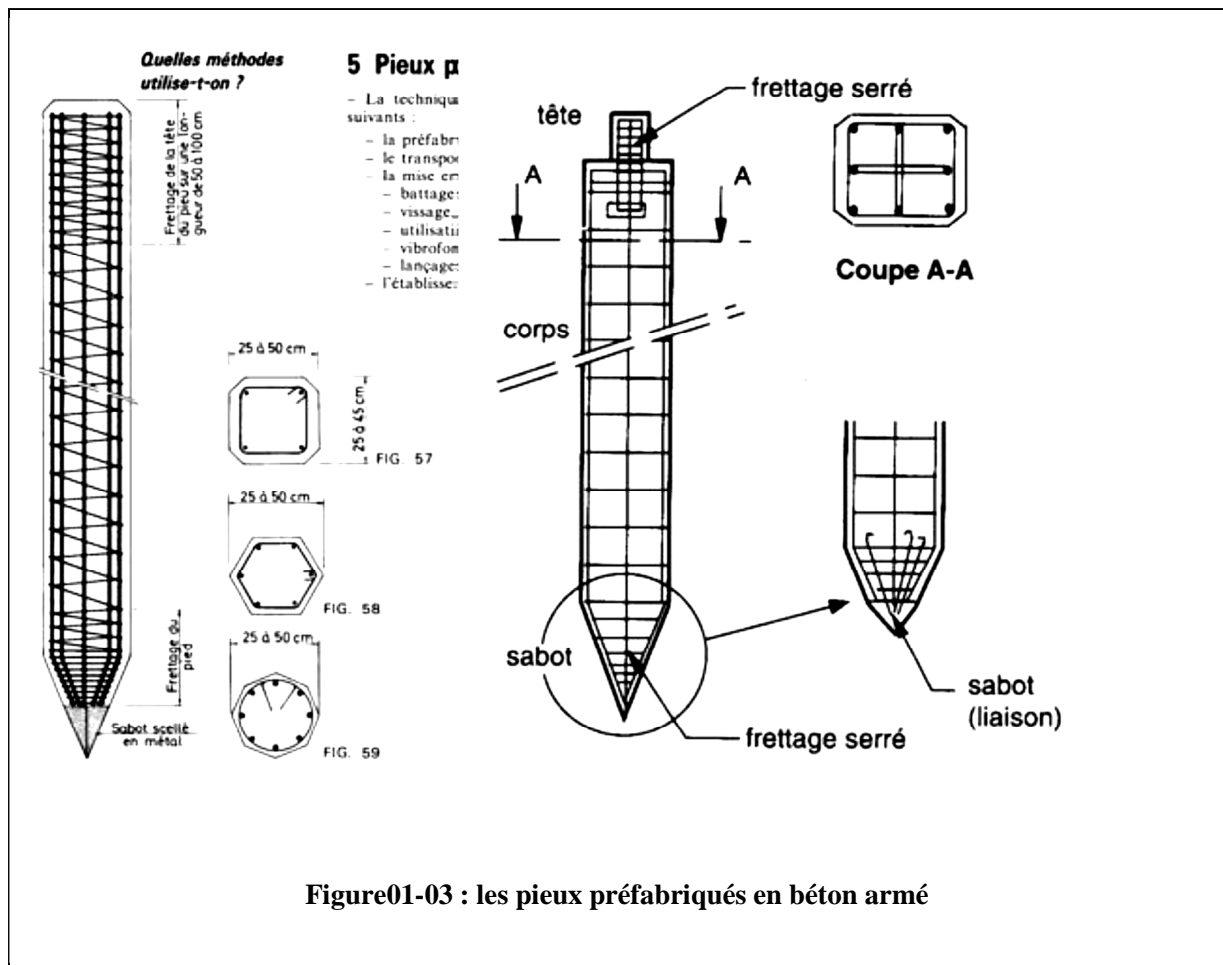


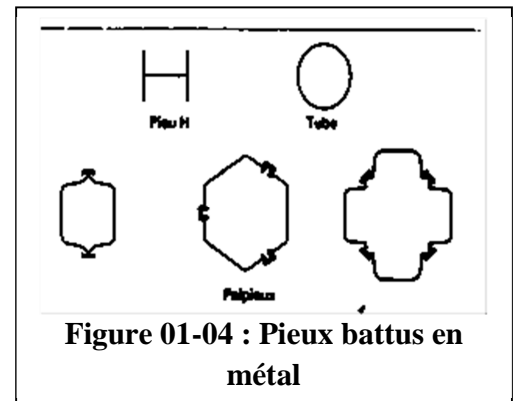
Figure01-03 : les pieux préfabriqués en béton armé

Ils ne sont plus utilisés car ils ont les inconvénients suivants :

- ils doivent être fabriqués soit sur chantier, soit partiellement en usine, et doivent être suffisamment résistants pour être battus. Il faut attendre en général 28 jours. Ils sont fabriqués par lot. Chaque pieu d'un même lot doit être identique aux autres.
- leur ferrailage doit être calculé de façon à résister aux manutentions, au stockage, au battage et au fonctionnement en service. Il faut donc tenir compte de toutes ces étapes dans la vie du pieu.

III.4.5.1.2. pieux battus en métal

On utilise des profilés en forme de O (tubes), de H à grosse âme, et des palplanches, en éléments d'une longueur de moins de 5 m soudés et mis en œuvre par battage au mouton diesel ou par vibration au vibrofonneur. Il faudra faire attention à la corrosion.



III.4.5.1.3. pieux battus en bois

Ce type de pieu, autrefois largement utilisé mais beaucoup moins actuellement en fondations pour des ouvrages importants, car la plupart des bois présente l'inconvénient de pourrir s'ils ne sont pas constamment immergés. Ils sont utilisés que dans les pays où les arbres sont abondants. Le bois est alors traité.

III.4.5.2. Les pieux exécutés en place sans extraction de terre

III.4.5.2.1. Pieux battus pilonnés

1. Mise en fiche, réglage, confection d'un bouchon en béton
2. Pilonnage en fond de tube du bouchon en béton et entraînement du tube qui refoule le sol
3. Réalisation de la base élargie dans la couche d'ancrage
4. Mise en place d'armatures partielles ou toute hauteur.
5. Bétonnage sans présence d'eau
6. Extraction du tube de telle sorte que le niveau inférieur du tube soit toujours au-dessous du niveau supérieur du béton.

Le sol est comprimé. Les diamètres sont de 40 à 65 cm.

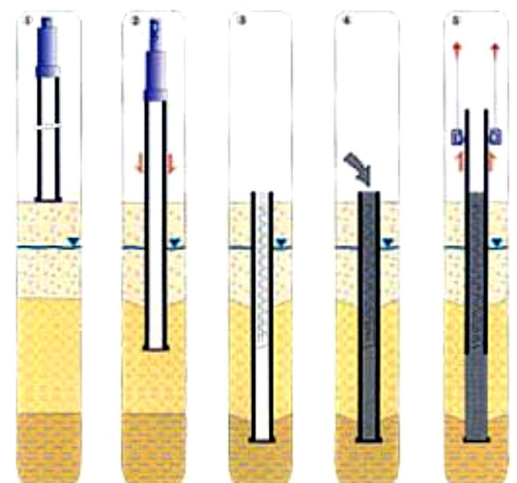


Figure 01-05 : pieux battus pilonnés

III.4.5.2.2. pieux moulés à tube battu

- 1 – Mise en fiche, réglage, pose d'une plaque métallique perdue
- 2 – Fonçage par battage par mouton en tête du tube
- 3 – Mise en place d'armatures partielles ou toute hauteur
- 4 – Bétonnage sans présence d'eau
- 5 – Extraction du tube (vibré si nécessaire)

Ce procédé permet des diamètres compris entre 40 et 65 cm car le sol est fortement comprimé. Il permet qu'il n'y ait pas de déblais.

Son exécution est rapide.

La profondeur ne peut être trop importante à cause d'une forte adhérence sol – tube. (19 m maximum)

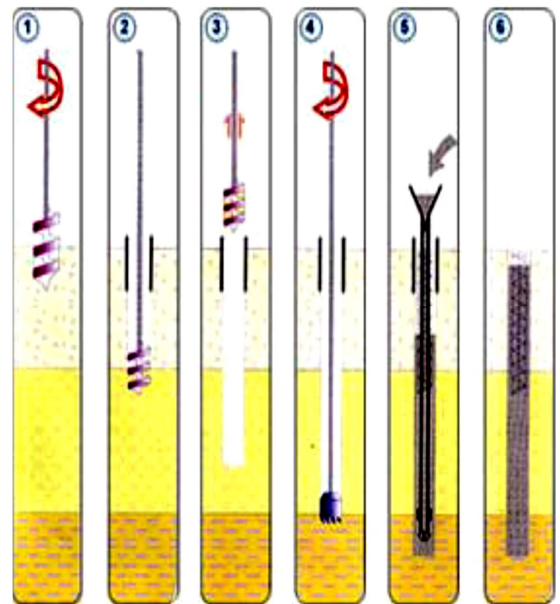


Figure 01-06 : pieux moulés à tube battu

III.4.5.2.3 pieux vissés moulés

1. Mise en fiche, réglage et pose d'une pointe perdue. forage.
2. L'outil est foncé par combinaison du vissage et du fonçage dans le sol refoulé (mouvements de rotation et de translation vers le bas).
3. Remplissage de l'entonnoir et du tube de béton pour la totalité du pieu. En dévissant l'outil et en le remontant, le béton remplit l'empreinte laissée par la tarière car la pression exercée par le béton est supérieure à celle exercée par le sol, vu la très grande hauteur de béton. On peut le voir sur la seconde photo.

Ce procédé est rapide. Le chantier reste propre. Il est exécuté sans extraction de terre et sans vibration. Mais son diamètre est limité (42 à 61 cm) et sa profondeur aussi (22 m).

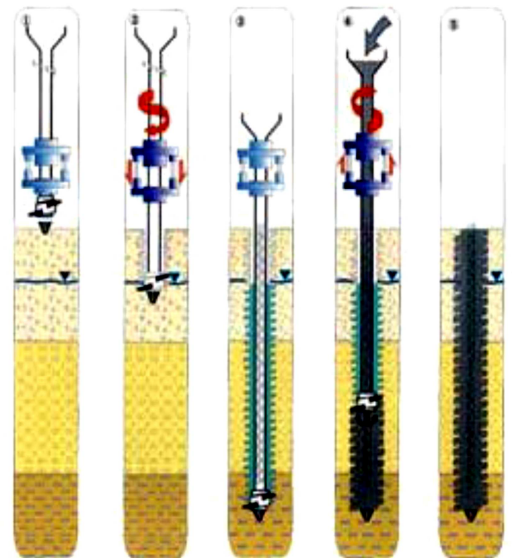


Figure 01-07 : pieux vissés moulés

III.4.5.3 Les pieux exécutés en place avec extraction de terre

III.4.5.3.1. Pieux forés simples

1. Mise en fiche, réglage, perforage ;
2. Mise en place de la virole ;
3. Forage à la tarière ;
4. Ancrage au carottier selon terrains ;
5. Mise en place d'armatures partielles ou totales. Bétonnage au tube plongeur sans présence d'eau ;
6. Contrôle de l'arase béton.

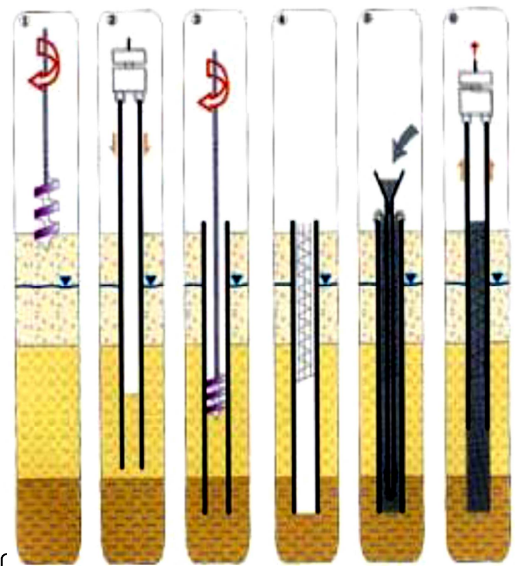


Figure 01-08 : Pieux forés simples

Ce procédé est sans vibration. Les outils de forage peuvent être la tarière mais aussi la benne rotative et le carottier dans les sols mous et le trépan dans les sols durs.

Pour les pieux forés simples, les terrains doivent être suffisamment cohérents pour éviter d'avoir à maintenir les parois sur toute leur hauteur. Seul un tubage partiel permet de maintenir les premiers mètres du terrain. C'est la **virole**, tube d'acier d'épaisseur moyenne destiné à éviter l'éboulement du forage en tête.

Le diamètre de ce type de pieu peut aller de 50 cm à 2,20 m et la profondeur jusqu'à 43 m.

III.4.5.3.2 pieux forés tubés

1. Mise en fiche, réglage, perforage ;
2. Mise en place du premier élément de tubage ;
3. Extraction des terres à la soupape ;
4. Tubage à l'avancement par éléments vissés les uns aux autres (élément de 1,5 à 2 m) ;
5. Mise en place d'armatures partielles ou totales puis bétonnage au tube plongeur avec relevage simultané du tubage avec dévissage élément par élément.

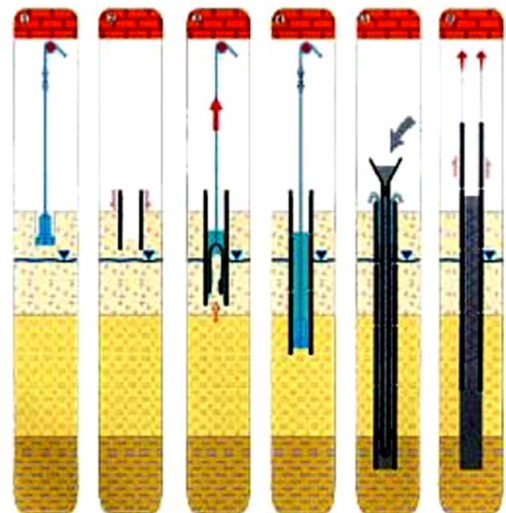


Figure 01-09 : pieux forés tubés

Le matériel comporte un chevalement et un ensemble de treuils à chute libre pour la mise en œuvre des outils de forage. Les diamètres varient de 40 cm à 60 cm. Les outils de forage peuvent être la benne circulaire, la soupape dans les terrains mous et le trépan dans les terrains durs.

Ce procédé est sans vibration. Le travail peut se faire sous hauteur réduite dans un espace exigü.

III.4.5.3.3. Pieux vibro-forés

- 1- Mise en fiche, réglage, préforage,
- 2- Vibrofonçage du tubage de travail
- 3- Forage et extraction des terres avec une tarière
- 4- Mise en place d'armatures partielles ou totales
- 5- Bétonnage au tube plongeur
- 6- Extraction du tube de travail.

Ce procédé permet de bonnes cadences dans les terrains médiocres. Les outils de forage peuvent être une tarière mais aussi une benne rotative ou un carottier dans les terrains mous et un trépan dans les terrains durs. Le diamètre minimal de ces pieux est de 60 cm.

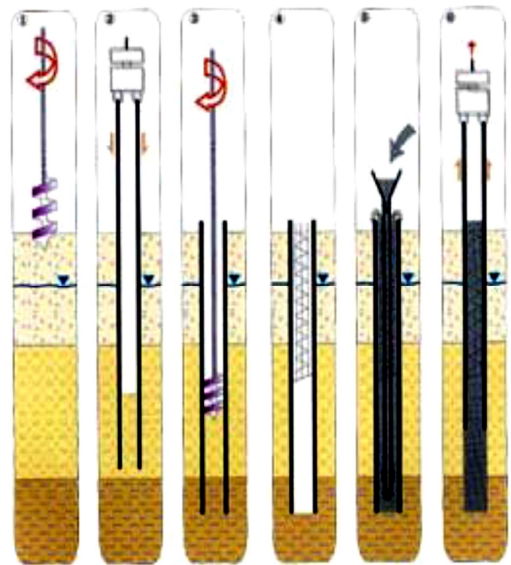


Figure 01-10 : Pieux vibro-forés

III.4.5.3.4 pieux forés à la boue

Ce type de pieu est mis en œuvre lorsque les terrains sont instables.

On rappelle que la boue bentonitique possède la propriété de former une pellicule étanche sur les parois du forage et ainsi de les maintenir en place par surpression hydrostatique. Après utilisation, la boue se charge en matières solides, notamment en sable, et doit être traitée dans une centrale spéciale pour régénération.

Ces pieux peuvent atteindre de gros diamètres, (80 cm à 2 m) et descendre à de grandes profondeurs. Il est possible d'avoir des sections non circulaires comme les barrettes. Ce type de pieu peut être réalisé dans tout type de terrain.

1. Préforage et mise en place de la virole
2. Mise en œuvre de la boue bentonitique
3. Forage sous couvert de la boue à niveau constant.
4. Recyclage de la boue, mise en place des armatures partielles ou totales puis bétonnage au tube plongeur en récupérant la boue
5. Tube plongeur relevé petit à petit jusqu'à la fin du bétonnage
6. Extraction de la virole, contrôle de l'arase béton et traitement de la boue bentonitique.

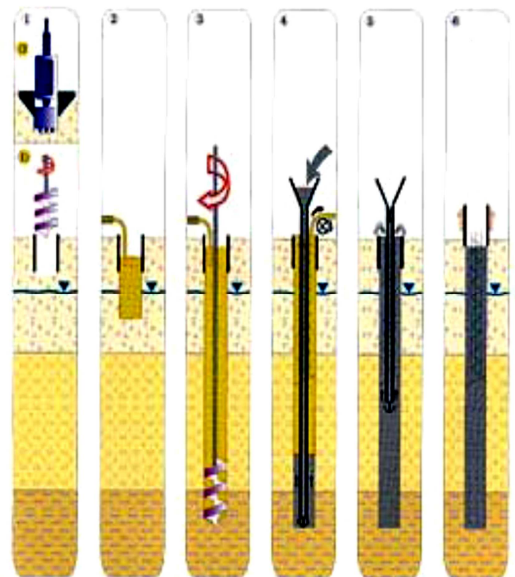


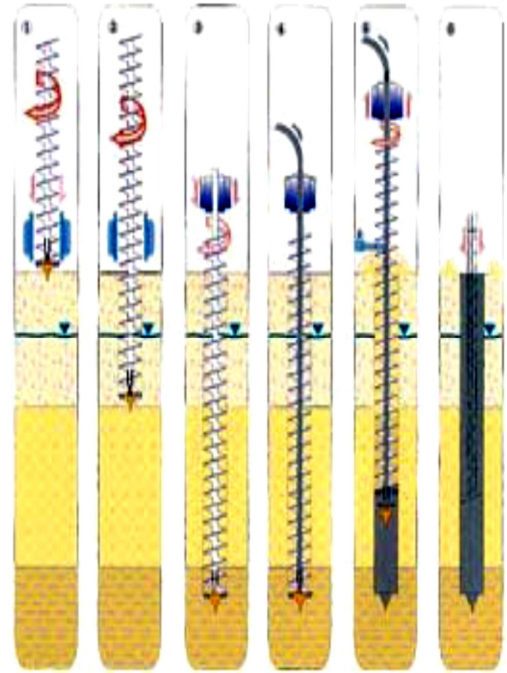
Figure 01-11 : pieux forés à la boue

III.4.5.3.5 pieux forés à la tarière creuse

Cette méthode est très économique et très utilisée. **L'exécution est très rapide.** Mais il faut que la nature du sol s'y prête. En effet **tout sol dur ne peut pas être traversé.**

La longueur de la tarière doit être égale à la hauteur du pieu.

1. Mise en fiche et réglage des guides de forage.
2. Forage. La tarière est mise en rotation et se visse d'elle-même dans le sol.
3. Ancrage par rotation et avec poussée sur l'outil et remontée de quelques cm de la tarière en dégageant les trous du tube plongeur.
4. Injection de béton dans l'axe creux de la tarière
5. Remontée de la tarière en rotation lente, nettoyage de la tarière et bétonnage contrôlé en continu les déblais sont enlevés de l'hélice de la tarière.
6. Mise en place des armatures.



Un diamètre de 90 cm et une profondeur de 25 m sont très utilisés.

Il n'y a pas besoin de tubage ni de boue bentonitique.

Ce procédé est sans vibration. Le terrain ne risque pas de s'effondrer.

Figure 01-13 : pieux forés à la tarière creuse

La longueur d'armatures est limitée car elle est mise en place après bétonnage.

III.4.5.3.6. Micropieux

Les micropieux permettent de travailler sous des hauteurs réduites avec un espace exigü et si l'accès est difficile. En effet le matériel de mise en œuvre est réduit.

Les micropieux sont de petits diamètres compris entre 10 et 25 cm. Ils permettent de reprendre les efforts de soulèvement et d'exécuter des reprises en sous-œuvre.

Ils sont en fait employés là où les pieux habituels ne peuvent pas être mis en œuvre.

1. Mise en fiche, réglage et forage
2. Forage sous tubage, boue, coulis ou mortier ou à l'air avec une tarière ou un tricône

3. Mise en place d'une armature pouvant être équipée de manchettes pour l'injection sous pression, par éléments vissés ou soudés de longueur adaptée à la hauteur disponible
4. Scellement au coulis ou au mortier de l'armature, injection adaptée
5. Recépage et soudage d'une plaque.

Le micropieu transmet la charge au terrain par l'intermédiaire de l'armature qui le constitue. Cette armature est constituée d'une tige d'acier ou d'un tube métallique et est scellée au terrain par une injection haute pression.

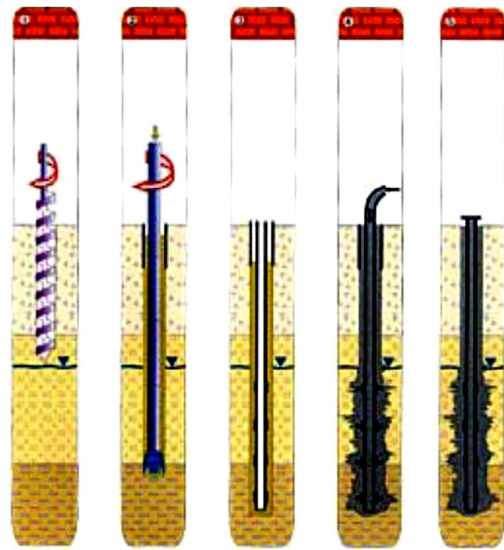


Figure 01-15 : Micropieux

IV. Choix du type de pieu

Le choix du type de pieu dépend :

- la structure qui va supporter la fondation,
- de la nature des couches rencontrées dans le terrain
- de la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines,
- de l'environnement du chantier,
- du coût d'exécution,
- et du matériel et de la technicité de l'entreprise.

La structure impose à la fondation un système de charge auxquelles le sol devra résister à court et à long terme sans trop se déformer. Le projet de fondation doit donc prendre en compte :

- la nature des charges statiques ou dynamiques ;
- l'intensité, la répartition et la direction des efforts ;
- Les déformations (tassement des fondations) ; ces tassement et les éventuels déplacements horizontaux doivent être compatibles la tenue de la structure.

Le sol intervient par la constitution et la disposition de ses différentes couches, par les caractéristiques mécaniques de celles-ci, e enfin par son hydrologie.

L'environnement du pieu conditionne également ce choix :

- Surface du travail au sol plus au moins réduit
- Présence de nombreux pieux voisins déjà mis en place (le battage du pieu ou le tubes fermés en refoulant le sol peut entraîner la remontée de pieux voisins ou même les endommager).
- Proximité d'immeubles de constructions divers (bruits des engins de battage, ébranlements dus à l'enfoncement pouvant provoquer des fissures).
- Déformations entraînées par des compressions latérales provenant de forages en gros diamètre.

Chapitre 02 :

Calcul des fondations selon le DTU

Section 01 : Calcul des fondations superficielles selon le DTU

I. Définition

Une fondation superficielle est définie par ses caractéristiques géométriques

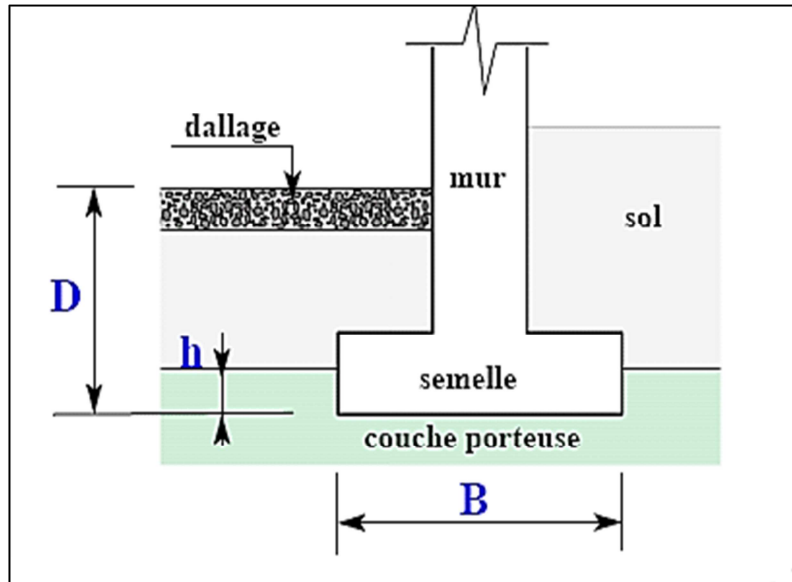
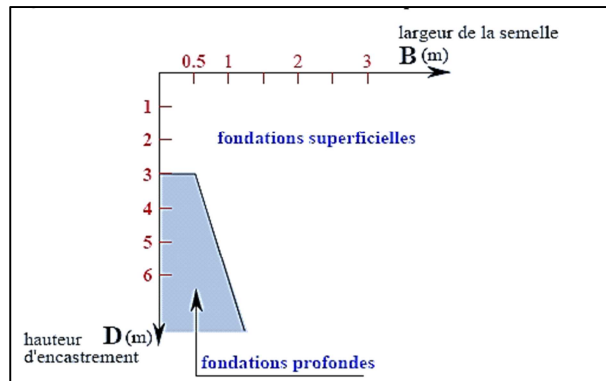


Figure02-01 : Coupe verticale sur semelle superficielle

- **L** : longueur de la semelle ou plus grand côté d'une semelle.
- **B** : largeur de la semelle ou plus petit côté d'une semelle.
 - semelle circulaire : $B=2R$
 - semelle carré : $B=L$
 - semelle rectangulaire : $B < L < 5B$
 - semelle continue ou filante : $L > 5B$
- **D** : hauteur d'encastrement de la semelle. Hauteur minimum au-dessus du niveau de la fondation. Si un dallage ou une chaussée surmonte la fondation ceux-ci sont pris en considération dans la hauteur d'encastrement.
- **h** : **ancrage** de la semelle dans la couche porteuse.

Elle est aussi définie par le rapport B/D . Au-delà d'un rapport de $1/6$, Nous sommes dans le domaine de fondations profondes.



La fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions appliquées sur la structure qu'elle supporte.

Cela suppose donc que le concepteur connaisse :

- La capacité portante de la semelle de fondation. Le sol ne doit pas rompre, ni tassé de façon inconsidérée sous la semelle
 - Les actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation. La semelle doit résister aux actions auxquelles elle est soumise.
- *Analyse qualitative de la rupture du sol sous une fondation superficielle*

Des études sur des modèles réduits ont permis de définir 3 zones de sol dans lesquelles le comportement est différent en phase de rupture.

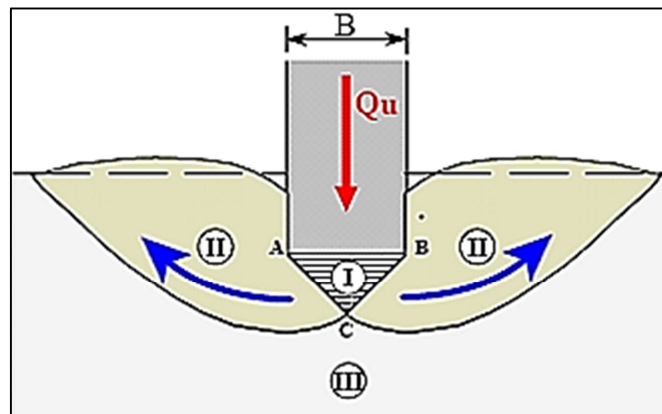


Figure 02-03 : schéma de rupture d'une semelle

- **Zone I** : située directement sous la semelle, cette zone, formée d'un coin délimité par les points A, B, et C est fortement comprimée. Cette zone se déplace avec la semelle.
- **Zone II** : le sol est refoulé vers la surface ; les déplacements et cisaillements sont très importants. Il s'y produit une rupture généralisée.
- **Zone III** : le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

Voyons comment se comporte une semelle de fondation dont fait croître le chargement jusqu'à la rupture du sol.

Au fur et à mesure de l'application de la charge croissante. Le sol tasse de façon quasi linéaire au début pour augmenter rapidement de façon asymptotique à la valeur Q_u . Cette valeur limite n'est pas très précise ; elle est conventionnellement définie pour $s = B/10$

Q_l : est la charge limite ou capacité portante de la semelle. C'est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture du sol.

q_u : est la contrainte limite ultime ou contrainte de rupture.

$$q_u = \frac{Q_l}{A}$$

Avec : A aire de la semelle.

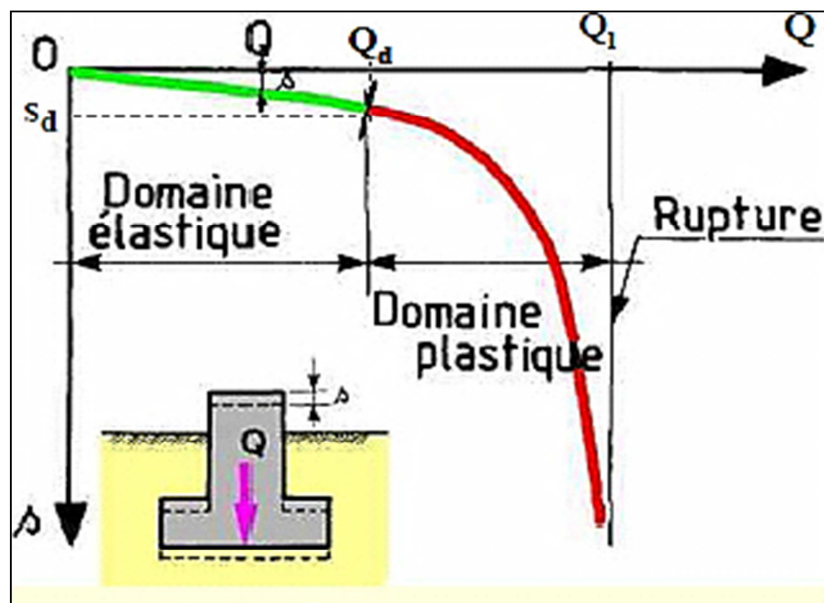


Figure 02-04 : Courbe tassement charge

- **Détermination de la contrainte ultime**

La contrainte limite ultime, noté q_u , est déterminée à partir des caractéristiques du sol sur lequel elle repose.

q_u déterminée à partir :

- D'essais en laboratoires.
- D'essais pénétrométriques.
- D'essais préssiométriques.

II. Détermination de q_u

II.1. détermination de q_u à partir des essais de laboratoire

En general, les essais de laboratoire telle l'essai à la boîte de cisaillement ou l'essai triaxial permettant de déterminer les trois paramètres suivants :

- C : cohésion.
- Φ : angle de frottement interne.
- γ : poids volumique du sol.

Les valeurs à apprendre en compte pour C et Φ sont

- Pour l'équilibre à court terme C_{uu} et Φ_{uu}
- Pour l'équilibre à long terme C' et Φ'

II. 1.1 Semelle filante. Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi) :

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

Avec :

q_l : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) ;

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation ;

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation ;

q : surcharge verticale latérale à la fondation ;

C : cohésion du sol sous la base de la fondation.

N_γ , N_c et N_q : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

Les différents termes sont les suivants :

- Le premier terme ($1/2 \gamma_1 B N_\gamma$) est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- Le deuxième terme ($C N_c$) est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;

- Le troisième terme $(q + \gamma_2 D) N_q$ est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

La méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est du côté de la sécurité.

Dans l'application pratique de cette méthode, on doit distinguer, selon la mécanique des sols classique, le calcul à court terme en conditions non drainées (en contraintes totales) et le calcul à long terme en conditions drainées (en contraintes effectives).

II. 1.1.1 Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée C_u . On prend :

$$c = c_u \text{ et } \varphi = 0$$

Il en résulte $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$, donc pour une semelle filante :

$$q_l = C_u N_c + q + \gamma_2 D$$

II.1.1.2 Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont :

$$C = C' \text{ et } \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2' B N_\gamma + C' N_c + (q + \gamma_1' D) N_q$$

Avec :

γ_1' et γ_2' poids volumiques effectifs.

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation dans F_w , c'est-à-dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) :

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

Avec :

γ : poids volumique total du sol,

γ_w : poids volumique de l'eau.

Ainsi pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé) :

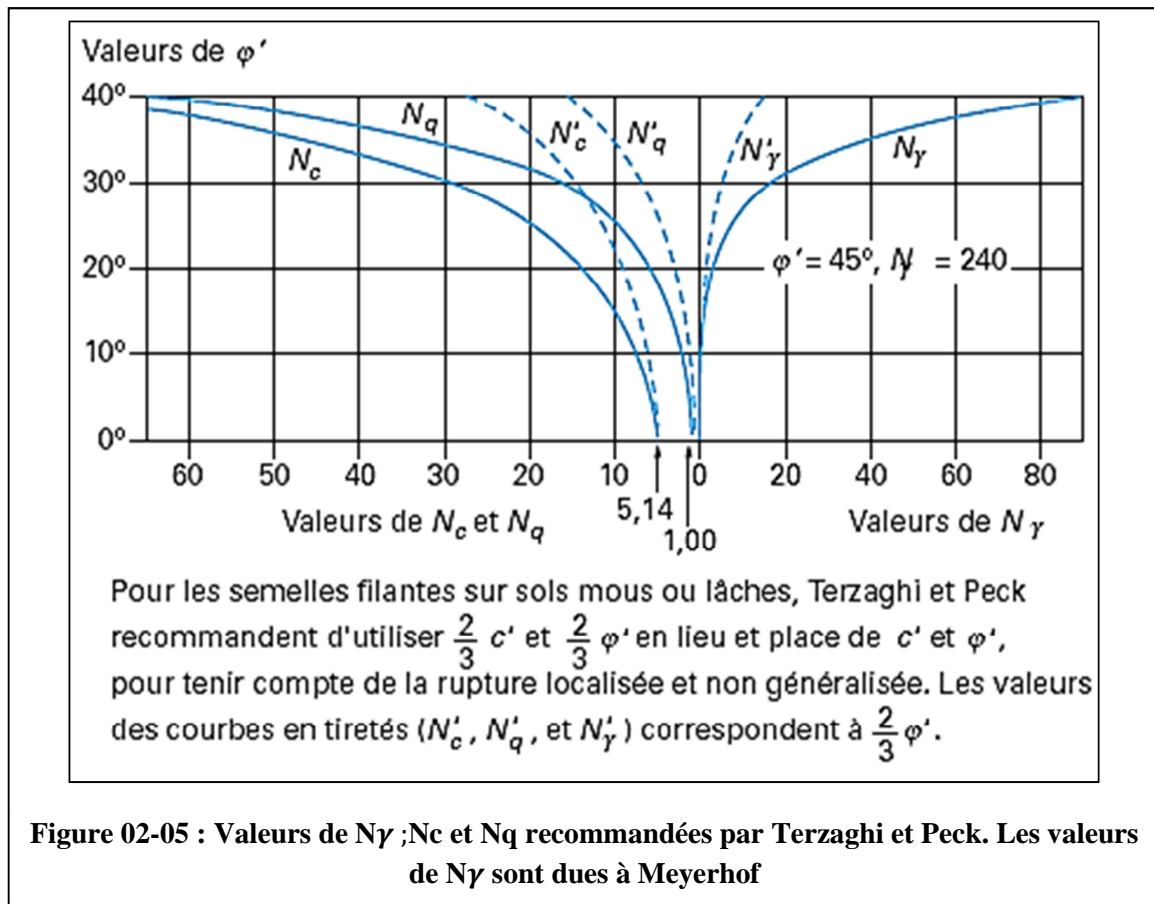
$$q_l = \frac{1}{2}(\gamma_2 - \gamma_w)BN_\gamma + C'N_c + [q + (\gamma_1 - \gamma_w)D]N_q$$

Et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_l = \frac{1}{2}\gamma_2BN_\gamma + C'N_c + [q + \gamma_1D]N_q$$

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension N_c et N_q , on utilise la courbe ou le tableau suivants :

Tableau 02-1 : Valeurs de N_c, N_γ et N_q en fonction de ϕ			
Φ	N_c	N_γ	N_q
0	4.14	0	1.00
5	6.50	0.10	1.60
10	8.40	0.50	2.50
15	11.00	1.40	4.00
20	14.80	3.50	6.40
25	20.70	8.10	10.70
30	30.00	18.10	18.40
35	46.00	41.10	33.30
40	75.30	100.00	64.20
45	134.00	254.00	135.00



II.1.2 Influence de la forme de la fondation

➤ **Charge verticale et centré :**

La relation générale est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs S_γ, S_c et S_q pour tenir compte de la forme de la fondation :

$$q_t = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_2 B N_\gamma + S_c C N_c + S_q (q + \gamma_1 D) N_q$$

Tableau 02-2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi (Conditions non drainées et drainées)

Fondations	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)	Circulaires
$S_\gamma(1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8
S_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2
S_q	1	1

(1) Conditions drainées, seulement.

II.1.3 Influence de l'inclinaison et de l'excentrement de la charge

II.1.3.1 Influence de l'inclinaison

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma S_\gamma \gamma_2 B N_\gamma + i_c S_c C N_c + i_q S_q (q + \gamma_1 D) N_q$$

Avec : i_γ, i_c et i_q : coefficients minorateur (inférieurs à 1).

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B, d'angle D par rapport à la verticale, le DTU 13.12 propose les relations suivantes pour les coefficients i_γ, i_c et i_q dues à Meyerhof :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'}\right)^2 \text{ et } i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

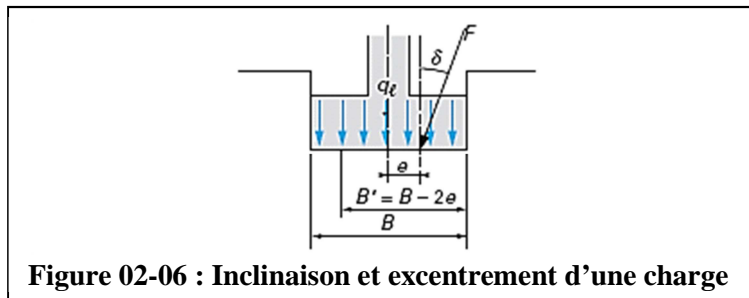


Figure 02-06 : Inclinaison et excentrement d'une charge

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (sable), Meyerhof a également donné des solutions pour les fondations filantes sous la forme de facteurs de portance

N_{cq} (Combinaisons de N_c et N_q) et

$N_{\gamma q}$ (Combinaisons de N_γ et N_q), dépendant de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison δ et de l'encastrement D/B . Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du (tableau 02-3).

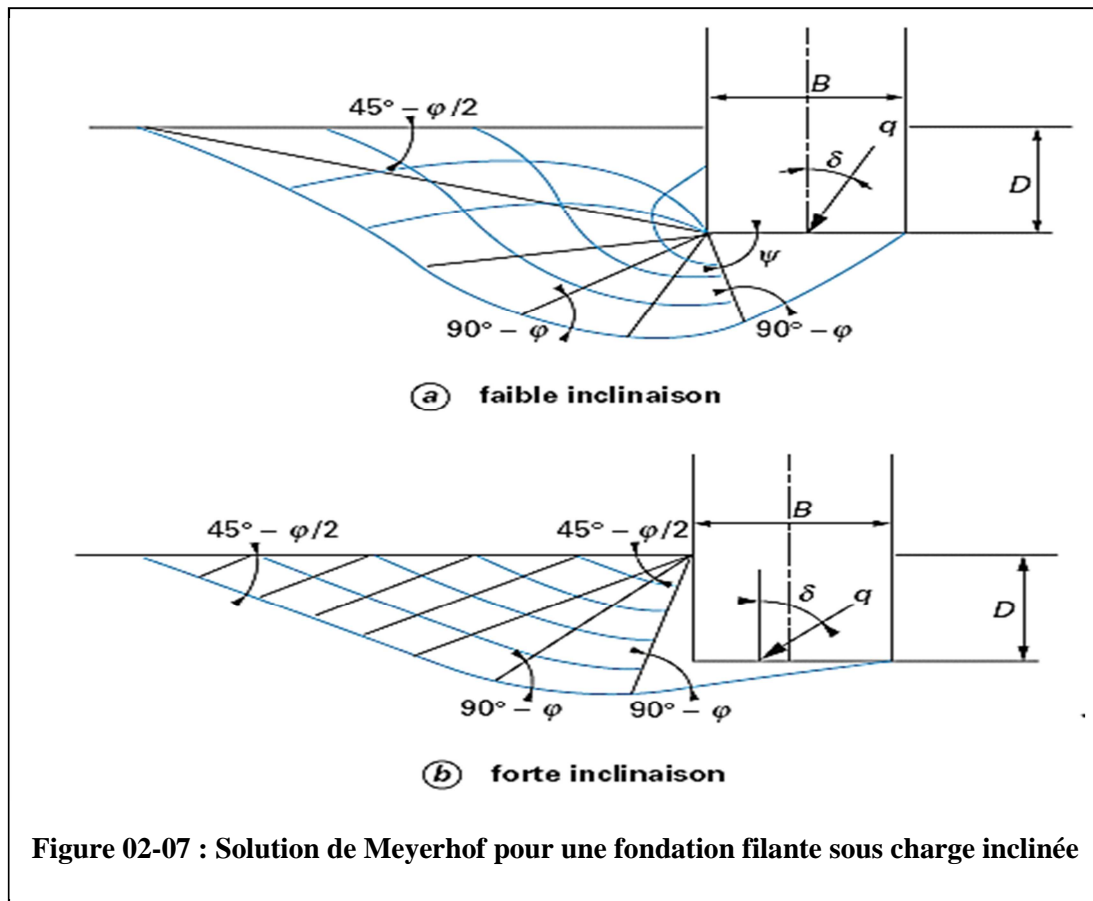


Figure 02-07 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée

Tableau 02-3 : Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (d'après Meyerhof)								
Sol	D/B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{xq}(\delta) / N_{xq}(0)$	0 à 1	1,0	0,8	0,6	0,4	0,25	0,15	0
Sables $N_{\gamma q}(\delta) / N_{\gamma q}(0)$	0 1	1,0 1,0	0,5 0,6	0,2 0,4	0,25	0 pour $\delta = \varphi$ 0,15	0,05	0

II. 1.3.2 Influence de l'excentrement de la charge

Dans le cas d'une charge d'excentrement e parallèle à B , on applique la méthode de Meyerhof qui consiste à remplacer, dans tout ce qui précède, la largeur B par la largeur réduite ou effective:

$$B' = B - 2e$$

Ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge.

Dans le cas d'un excentrement e' parallèle à la dimension L , on procède de même pour cette dimension :

$$L' = L - 2e'$$

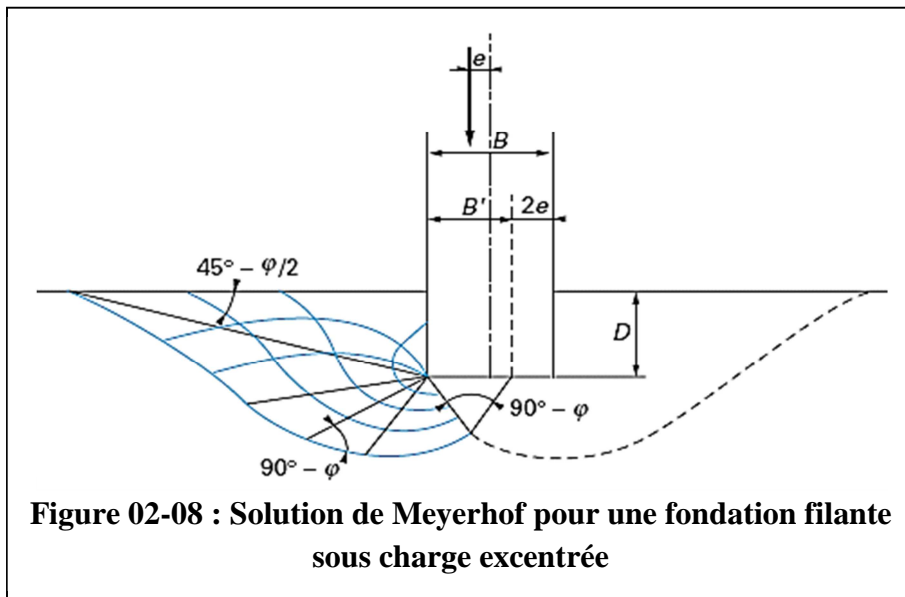
La capacité portante totale Q_l est alors obtenue par :

- pour une fondation rectangulaire ou carrée : $Q_l = q_l B' L'$
- pour une fondation circulaire : $Q_l = \pi B' \frac{B}{4}$

Avec : q_l : contrainte de rupture définie ci-dessus, incluant tous les coefficients correctifs éventuels,

B' : largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement,

L' : longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.



II.2. Détermination de q_u à partir des essais préssiométriques

Les essais préssiométriques permettent de déterminer à différents niveaux les deux paramètres suivants :

p_l : pression limite

E_M : module préssiométrique

On calcule ensuite pour chaque niveau, la pression limite nette correspondante :

$$p_l^* = p_l - p_0$$

Où :

p_0 : est la contrainte totale horizontale dans le sol au niveau concerné et au moment où l'on fait l'essai.

Pour une semelle sous charge verticale centrée de largeur B , de longueur L , et d'encastrement D , on a

$$q_u = K_p p_{le}^* + \gamma D$$

Avec :

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

p_{le}^* : est la pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limite nettes existant sur une profondeur égale à $1.5B$ située sous la semelle. Les pressions limite nette étant toutefois plafonnées à 1.5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée.

k_p : est le facteur de portance qui dépend des dimension de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par l'abaque suivant :

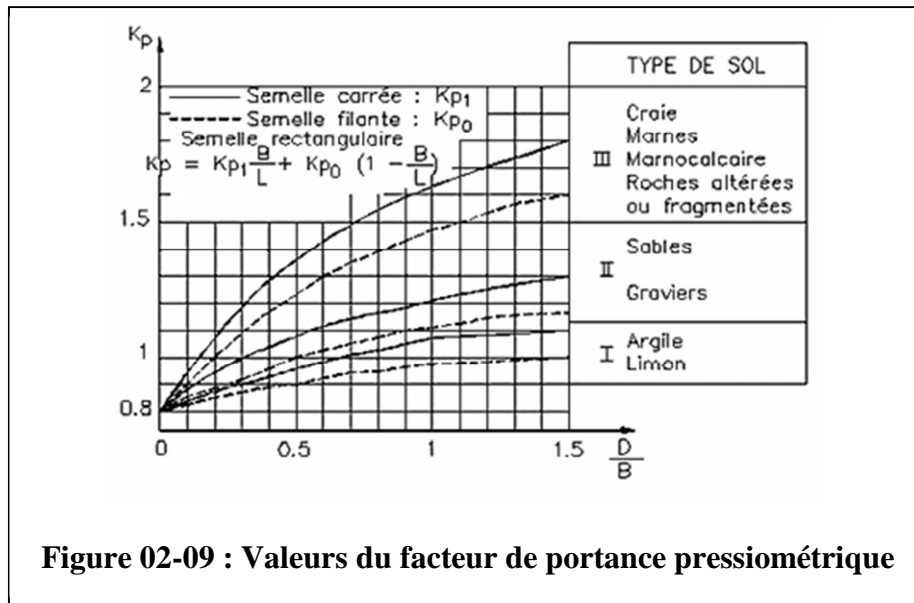


Figure 02-09 : Valeurs du facteur de portance pressiométrique

Dans le cas d'une charge inclinée de l'angle δ sur le vertical, la valeur de $K_p P_{le}^*$ est affectée d'un coefficient minorateur i_δ qui tient compte de l'inclinaison, de la nature du sol et de l'encastrement relatif. Ce coefficient minorateur est donné par l'abaque suivant :

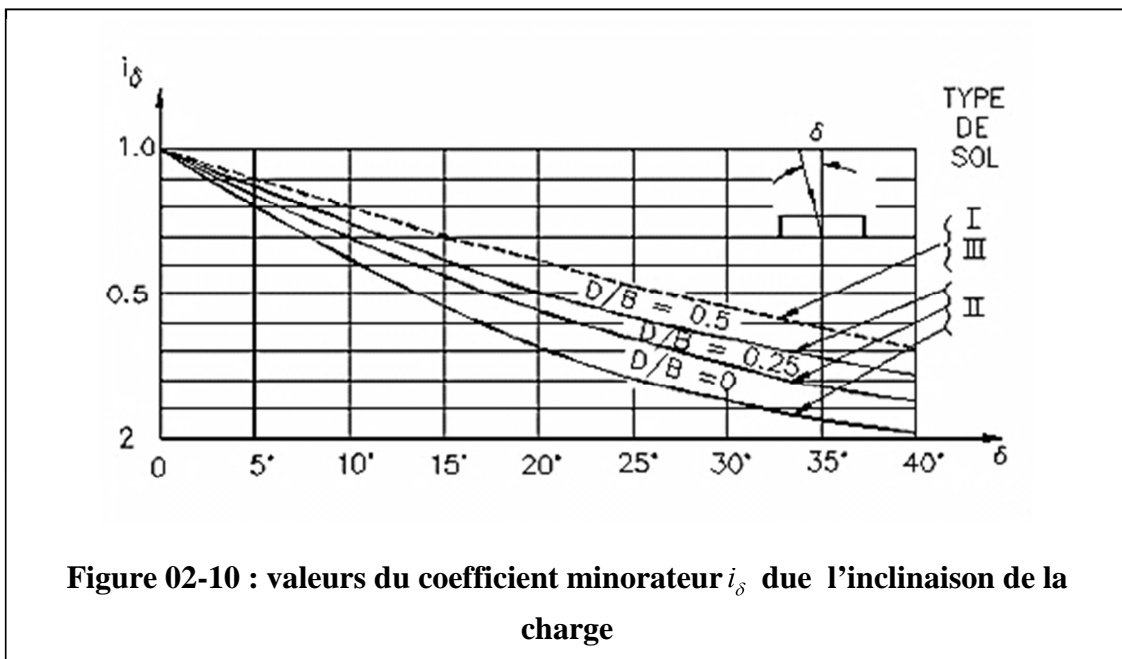


Figure 02-10 : valeurs du coefficient minorateur i_δ due l'inclinaison de la charge

Dans le cas des charge excentrées, d'excentrement e , la largeur à prendre en compte en lieu et place de B est : $B' = B - 2e$.

II. 3. Détermination de q_u à partir des essais pénétrométriques

Les essais pénétrométriques permettent de déterminer un effort de pointe noté q_c ou q_d selon le type de pénétromètre.

II.3.1. Pénétrromètre statiques

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

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

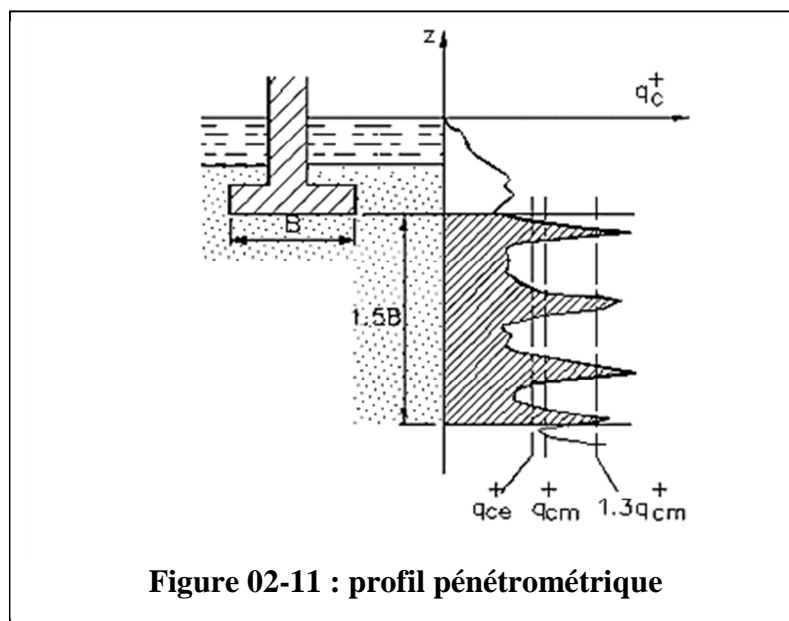
$$q_u = k_c q_{ce} i_\delta + \gamma D$$

i_δ : Coefficient minérateur tenant compte de l'inclinaison,

γ : Masse volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant,

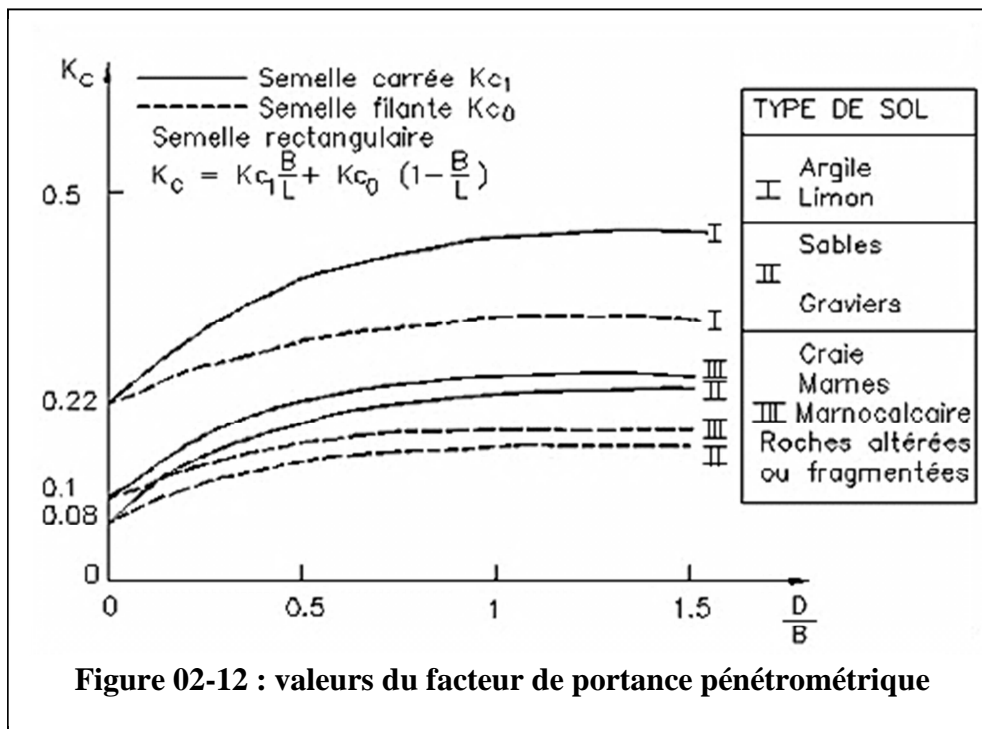
q_{ce} : Résistance de pointe équivalente calculée comme la valeur moyenne des résistances des pointes nettes sur une profondeur égale à $1.5 B$ située sous la semelle.

Les résistances de pointes nettes sont déduites des résistances de pointes mesurées en écrêtant les valeurs supérieur à 1.3 fois la moyenne calculée sur $1.5B$ des résistances de pointes mesurées.



Le cas de profils pénétration qui fait apparaître dans la zone d'action des fondations de l'ouvrage des valeurs de $q_c < 0.5\text{MPa}$ doit faire l'objet d'une étude complémentaire avant de choisir le type de fondation et la contrainte q_u .

K_c : Facteur de portance qui dépend de dimensionnement de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par l'abaque suivant :



Dans le cas de charges inclinées et excentrées, on effectue la rectification comme déjà indiqué à l'article II.1.3 « Essais pressiométrique »

II.3.2 Pénétromètre dynamique

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

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

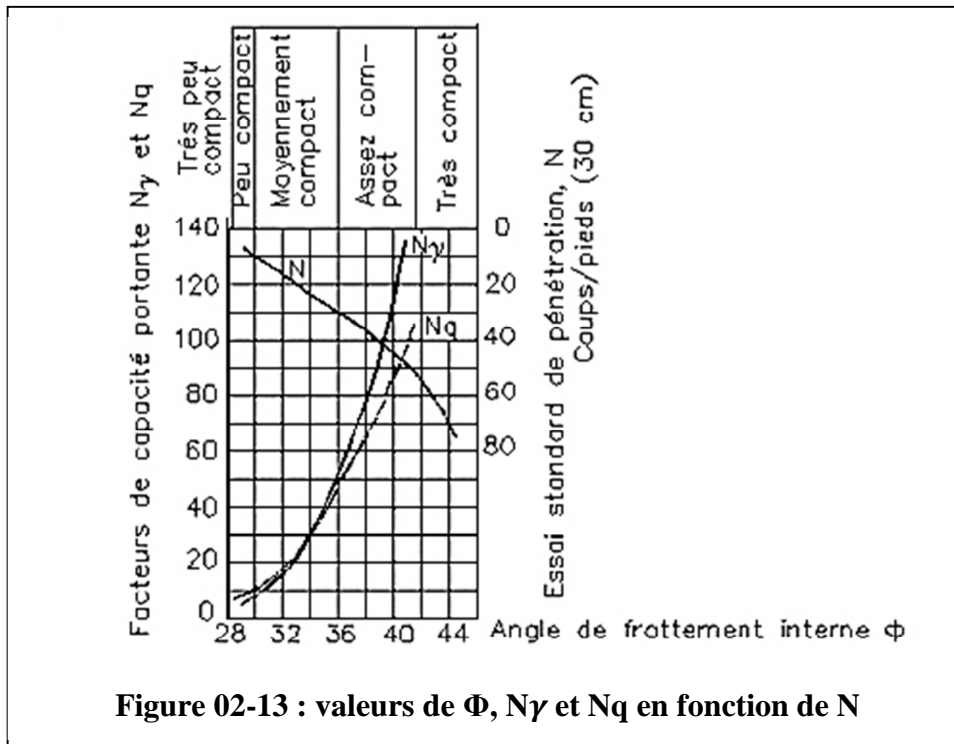
$$q = \frac{q_u}{2} \text{ Et } q_u = \frac{q_d}{5 \text{ à } 7}$$

Toutefois l'interprétation des résultats obtenue avec cet appareil doit être faite avec une très grande prudence notamment dans le cas des sols argileux.

II. 3.3. STP (standard pénétration test)

L'utilisation du STP doit être réservée aux sols pulvérulents. Cet essai permet de donner un profil du nombre de coups N pour renforcer le carottier standard en fonction de la profondeur.

Le graphe ci-contre donne Φ , N_γ et N_q en fonction de N. On poursuit en suite en appliquant l'article II.1.



- **Détermination de la contrainte de calcul q :**

La détermination de contrainte de calcul peut soit être déduite de l'expérience, soit être déterminée par le calcul à partir des résultats d'essais de sol.

Et aussi à partir de la contrainte limite ultime, on déduit la contrainte de calcul qui permettra de justifier le dimensionnement de la semelle de fondation. En général,

$$q = \frac{q_u}{2}$$

- **Contrainte de calcul déduite de l'expérience**

La contrainte de calcul q peut être déduite de l'expérience acquise sur des réalisations existantes voisines pour un sol et un ouvrage donnés.

Le tableau ci-après présente l'ordre de grandeur des contraintes de calcul q admises en fonction de la nature du sol, en l'absence de tout problème particulier.

Nature du sol	q (MPa)
Roche peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
Argiles	0,1 à 0,3

Remarque : certaines argiles très plastiques ne sont pas visées dans ce tableau.

- **Détermination de la valeur représentative de la contrainte normale au sol :**

Cette contrainte notée **P**. est déduit de la résultante générale des forces prise au niveau du plan de contact sol-semelle.

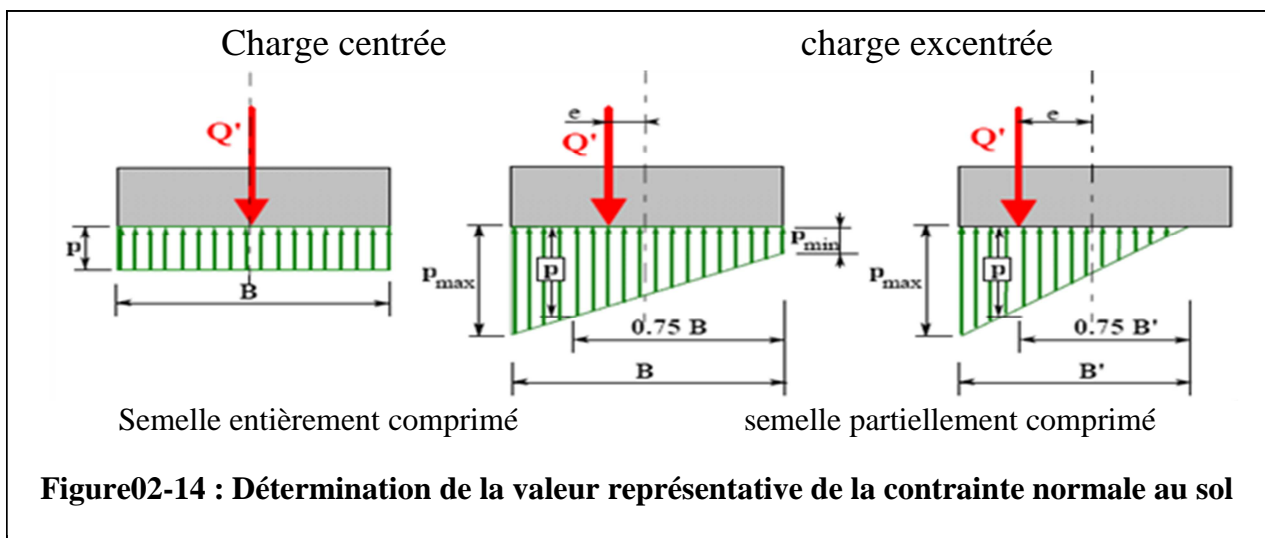


Figure02-14 : Détermination de la valeur représentative de la contrainte normale au sol

- Pour une semelle isolée soumise à une charge centrée.

$$p = \frac{Q'}{B L}$$

Et dans le cas d'une semelle filante on prend : **L = 1.00m**

- Pour une semelle soumise à une charge excentrée, on calcul p au 3/4 de B

$$p = \frac{(3p_{\max} - p_{\min})}{4}$$

Si la semelle n'est que partiellement comprimée, B est remplacé par $B' = B - 2e$ (modèle de MAYERHOF).

$$p = \frac{3}{4} p_{\max}$$

- *justification d'une semelle superficielle*

La justification d'une semelle de fondation est menée en considérant que les contraintes transmises au sol sont compatibles avec le risque de rupture de ce dernier, et que les tassements restent acceptables pour l'ouvrage.

La justification de l'état limite ultime de résistance est satisfaite vis-à-vis du sol par l'inégalité suivante :

$$p \leq q$$

III. Évaluation des tassements

Les combinaisons d'actions à considérer sont celles de l'état limite de service. Les présentes règles concernant l'évaluation du tassement d'une fondation superficielle isolée.

III. 1. Évaluation à partir des essais de laboratoire

Le tassement final d'une fondation est la somme de deux termes :

- S_i : tassements immédiat,
- S_c : tassement de consolidation.

Sauf ouvrage particuliers dans lesquels la charge d'exploitation est forte vis-à-vis des charges permanentes et peut être appliquée dans un délai très court, une fois l'ouvrage construit, le terme S_i peut être négligé.

Des essais de laboratoires (oedomètres) donnent pour chaque couche du terrain située sous la fondation les paramètres suivants :

- e_0 : indice des vides initial
- C_c : indice de compression
- σ'_p : pression de préconsolidation.

Le sol sous la fondation est décomposé en tranches d'épaisseur Δ_z au plus égale à $B/2$. On calcul la contrainte vertical apportée par la fondation en son axe à mi- épaisseur de la tranche à laquelle on ajoute l'action du poids des terre située au-dessus, éventuellement déjàugées, soit σ_z le résultat.

$$S_i = \Delta_z \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_z}{\sigma'_p}$$

Le tassement total S_c a pour valeur la somme arithmétique des tassements de toutes les couches.

III.2. Évaluation à partir des essais pressiométriques

Dans ce cas le tassement final d'une fondation est la somme de deux termes :

- S_c : tassement dit de consolidation

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_M} (\sigma - \gamma D) \lambda_c B$$

- S_d : tassement dit déviatorique,

$$S_d \frac{2}{9E_M} (\sigma - \gamma D) B_o \left(\lambda_d \frac{B}{B_o} \right)^\alpha$$

Ou : $B_o = 0,6 \text{ m}$.

σ : Composante normal de la contrainte du sol sous la fondation pour l'état limite de service ;

E_M : module pressiométrique du sol ;

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol donné dans le tableau 02-4.

λ_c et λ_d : coefficients de forme, en fonction du rapport L/B donnés dans le tableau 02-5.

Type	tourbe	argile		limon		sable		Sable et gravier		Roche	
	α	E/P ₁	α	E/P ₁	α	E/P ₁	α	E/P ₁	α	type	α
Surconsolidé très serré	/	>16	1	>14	$\frac{2}{3}$	>12	$\frac{1}{2}$	>10	$\frac{1}{3}$	Très peu fracturé	$\frac{2}{3}$
Normalement consolidé normalement serré	1	9à16	$\frac{2}{3}$	8à14	$\frac{1}{2}$	7à12	$\frac{1}{3}$	6à10	$\frac{1}{4}$	normal	$\frac{1}{2}$
										Très fracturé	$\frac{1}{3}$
Surconsolidé altéré remanié ou lâche	/	7à9	$\frac{1}{2}$	5à8	$\frac{1}{2}$	5à7	$\frac{1}{3}$	/	/	Très altéré	$\frac{2}{3}$

Avec E module pressiométrique du sol et p₁ pression limite

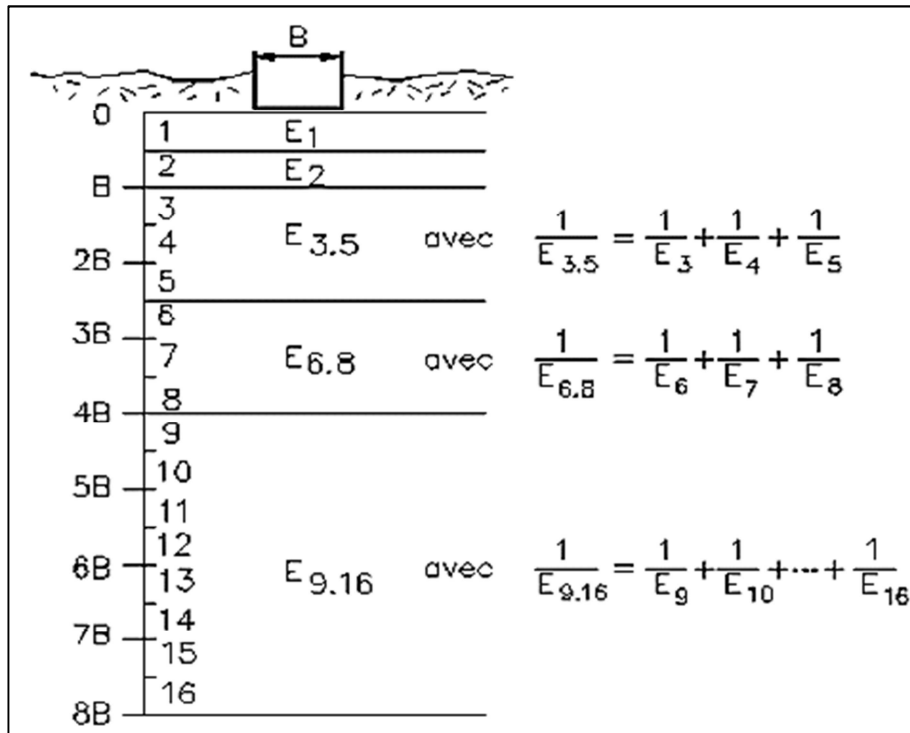
$\frac{L}{B}$	1		2	3	5	20
	cercle	carrée				
λ_c	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

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

La valeur de E_M utilisée pour le calcul de S_c est celle du module pressiométrique de la première couche.

La valeur de E_M utilisée pour le calcul de S_c est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{4,0}{E_M} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85.E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5.E_{6,8}} + \frac{1}{2,5.E_{9,16}}$$



II.3 Évaluation des tassements à partir des essais pénétrométriques (statiques, dynamique, SPT)

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

Il est néanmoins possible d'estimer, à l'aide de corrélations basées sur l'expérience, les paramètres de compressibilité à affecter aux différentes couches de sol situées sous la fondation en fonction de leur nature.

Ces corrélations sont d'autant plus fiables qu'on dispose pour la nature de sol considéré d'essais de compressibilité effectués en place ou en laboratoire.

Section 02 : Calcul de la capacité portante des fondations profondes selon le DTU

I. Calcul des fondations profondes soumises à une charge axiale

I.1. Principe de calcul

Lorsque la nature et la qualité des sols sont telles qu'elles ne permettent pas de fondations directes pour une structure déterminée, il est fait appel aux fondations profondes, qui transmettent la majorité des efforts extérieurs au niveau des horizons résistants. Ce qui suit ne donne pas des règles de calcul d'application obligatoire mais propose seulement des méthodes de calcul qui pourront être rendues contractuelles si le maître de l'ouvrage, sur avis du maître d'œuvre, en décide ainsi. Il sera notamment précisé dans ce cas si le tableau 02-6 doit être ou non préféré au tableau 02-6 bis.

Tableau 02-07 : valeurs des coefficients k_c et α (d'après M. Bustamante et L. Gianceselli)

Nature du sol	q_c (MPa)	Facteur de portance k_c $q_p = k_c q_c$		Coefficient $\alpha q_s = q_c / \alpha$				Valeur maximale *** de q_s en KPa					
		Pieu foré	Pieu battu	Pieu foré		Pieu battu		Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
				fût béton	tubé	Fût béton	Fût métal	Fût béton	tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haut pression
Argile molle* et vase	0 à 2000	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15	35	/
Argile moyennement consistante	2000 à 5000	0,35	0,45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 120
Argile raide à très raide	>5000	0,45	0,55	60	120	60	120	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 120
Limon ou sable lâche	0 à 2500	0,4	0,5	(60) **120	150	(60) 80	(120) 160	35	35	35	35	80	
Sable moyennement compact	2500 à 10000	0,4	0,5	(100) 180	(200) 250	100	(200) 250	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80	120	≥ 200
Sable compact à très compact	> 10000	0,3	0,4	150	300 (200)	150	300 (200)	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200
Craie molle	≥ 5000	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35	80	/
Craie altéré et fragmenté	>5000	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200

*il faut être extrêmes prudent pour la prise en compte du frottement latéral des argiles molles et des vases. En effet le moindre tassement du sol, même sous son poids propre, peut entraîner une inversion du frottement qui se transforme en frottement négatif.

**les valeurs entre parenthèses correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, elles correspondent à un resserrement du sol sur le pieu après battage.

*** pour les pieux forés $\varnothing \geq 1,50m$, les puits coulés à pleine fouille, les barrettes, il y a lieu de faire un abattement de 15⁰/₀ sur ces valeurs en l'absence des résultats expérimentaux.

Tableau02-07 bis : Méthode pénétrométrique. Valeurs des coefficients k_c et a et de q_{si} d'après la commission de concentration des bureaux de contrôle.							
Nature du fut		Fut en béton			Fut métallique		
Mode de mise en place		Battu ou injecté faible pression	foré	Foré en ** grand diamètre	profile *** H battu	battu	foré
Valeur maximale de q_{si} (kpa)		120	100 120 dans la craie	80 100 dans la craie	120	50	25
Nature du sol	Facteur de portance k_c $q_p = k_c q_c$	Coefficient a $q_{si} = q_c / a$					
Argile et craie	0.50	40	60	70	45	80	160
Limon et soils intermédiaires	0.45	50	70	80	55	100	200
Sable lâche $q_c < 5$ MPa	0.40	80	120	140	90	160	330
Sable moyen $5 < q_c < 20$ MPa	0.40	120	180	200	140	250	500
Sable dense $q_c \geq 20$ MPa	0.40	160	240	270	180	330	660
graves	0.35	160	240	270	180	330	660
<p>* cette colonne concerne les pieux forés de diamètre $> 1,50$, les barrettes et les puits coulés à pleine fouille en l'absence de justificatifs expérimentaux sur le site.</p> <p>** pour ce type de pieu, le coefficient a est mal connu et doit être utilisé dans l'argile et le limon.</p>							

I. 2. Mode de fonctionnement d'une fondation profonde

Les sollicitations s'exerçant sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations statiques ou dynamiques dues à l'ouvrage et au poids propre de la fondation, décomposées en une charge verticale Q_v , une charge horizontale Q_H , et éventuellement un moment M en tête ;
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation. Par exemple : un remblai, un stockage ou toute autre surcharge reposant sur une couche de sol compressible au voisinage d'un pieu, provoque, dans la zone compressible et les sols sus-jacents :
 - Un frottement négatif
 - Une poussée horizontale.

A ces sollicitations, peuvent s'ajouter des actions de type particulier, en cas de séisme par exemple.

Ces sollicitations sont simultanément équilibrées :

- En ce qui concerne les efforts transmis suivant l'axe de la fondation par :
 - Le frottement latéral Q_s dans les couches résistantes, ou plus généralement dans les couches où le déplacement du pieu est supérieur à celui du sol environnant ;
 - La résistance de pointe Q_p s'exerçant sous la base de la fondation ;

- En ce qui concerne les efforts autres qu'axiaux, par la réaction du sol, dans les zones où le déplacement du pieu dans le sens des efforts est supérieur à celui du sol environnant.

I.3. éléments d'information nécessaires au calcul

Des considérations précédentes, il résulte que le comportement d'une fondation profonde ne peut s'analyser sans une bonne connaissance:

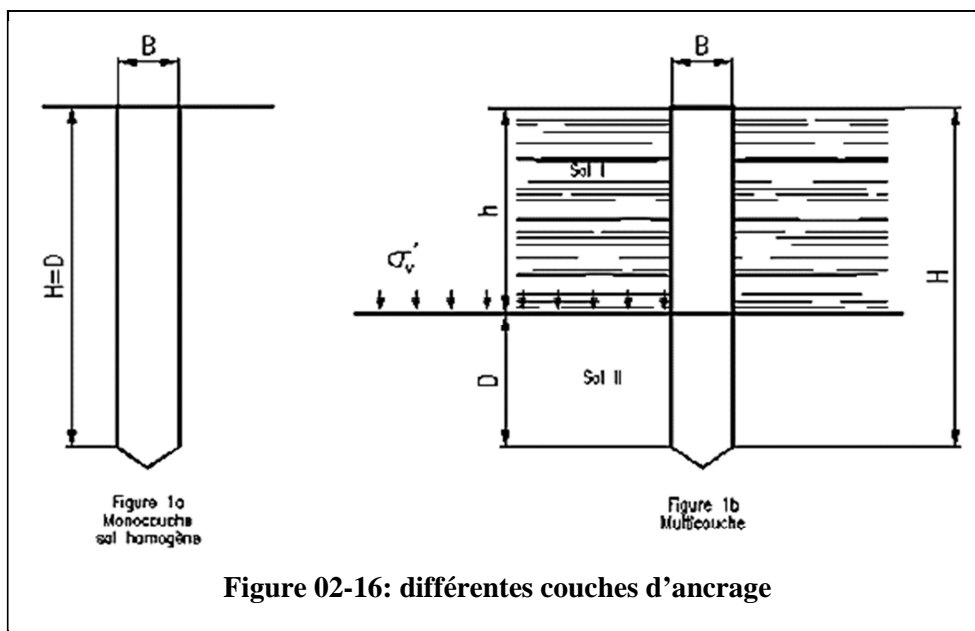
- De la nature et des caractéristiques du sol : (coupes de sondages, résultats des essais mécaniques en laboratoire ou en place et données hydrogéologiques) ;
- De la nature, des caractéristiques et des méthodes d'exécution de la fondation proprement dite;
- Des sollicitations de service ou exceptionnelles;
- De la nature et du comportement de la structure à fonder.

I.4. Méthodes de calcul prévisionnelles de la charge limite d'un pieu isolé sous charges axiales

I.4.1 Définitions

Plusieurs méthodes sont actuellement utilisées qui font appel soit à des essais réalisés en laboratoire sur échantillons, soit à des essais en place : pénétromètre statique ou pressiomètre.

Avant de décrire les méthodes de calcul préconisées, il convient de préciser un certain nombre de définitions



Ces définitions s'appliquent aussi bien aux méthodes de calcul faisant appel aux essais de laboratoire qu'aux essais de pénétration statique.

Les méthodes pressiométriques possèdent leurs propres règles et leurs propres définitions.

I.4.1.1 Couche d'ancrage

On appelle *couche d'ancrage* la couche dans laquelle est arrêtée la base de la fondation. Dans ce qui suit, on admettra que la couche d'ancrage règne sur une profondeur d'au moins $4B$ sous la base de la fondation (B = diamètre du pieu ou largeur de la fondation).

I.4.1.2. Monocouche

Une fondation est fichée dans une *monocouche* lorsque le sol peut être considéré comme homogène depuis sa surface jusqu'à au moins $4B$ sous la base de la fondation.

I.4.1.3. Multicouche

Une fondation est fichée dans un *multicouche* lorsqu'elle traverse au moins deux couches de caractéristiques mécaniques ou pondérales différentes.

Un *multicouche* « vrai » est un multicouche pour lequel la contrainte effective σ due au poids des terres sus-jacentes au toit de la couche d'ancrage répond à la condition : $\sigma'_v > 0,1\text{MPa}$.

I.4.1.4. Longueur et ancrage

La *longueur* H de la fondation est la distance entre la surface du sol et la base de la fondation.

Si une fondation profonde est ancrée dans un multicouche, l'*ancrage* D est la distance entre le toit de la couche d'ancrage et la base de la fondation (fig02-7)

Si une fondation profonde est ancrée dans une monocouche, la *longueur* H est égale à l'ancrage D (fig02-7).

I.4.1.5. Fondation profonde

Une fondation est considérée comme profonde lorsque son élancement H/B est supérieur ou égal à 6 et sa longueur H au moins égale à 3 mètres.

$$H/B \geq 6 \text{ et } H > 3 \text{ m}$$

I.4.1.6. Ancrage critique D_c

L'ancrage critique D_c est la valeur de l'ancrage D à partir de laquelle la contrainte à la rupture sous la pointe de la fondation profonde q_{pr} n'augmente plus et atteint une valeur constante appelée: contrainte limite de pointe q_{pl} , qui est fonction de la nature et de la compacité du sol.

L'ancrage critique est fonction de B et de q_{pl} .

Dans la plupart des cas courants, on peut adopter les valeurs ci-après de D_c :

- dans une monocouche : $D_c = 6B$ avec un minimum de 3 mètres.

Autrement dit, si la fondation est profonde l'ancrage critique est atteint par définition ;

- dans un multicouche vrai, l'ancrage critique sera pris égal à $3B$.

La justification des règles simplifiées ci-dessus tient au fait que l'ancrage critique ne dépasse fortement les valeurs déduites de ces règles que pour les sols très résistants (q_{pl} élevé) et dans ce dernier cas, la charge limite (rupture du sol) devient surabondante par rapport à la charge ultime (rupture du matériau constitutif du pieu).

Dans le cas d'un multicouche où $\sigma'_v > 0,1\text{MPa}$, l'ancrage critique sera calculé par interpolation entre les valeurs de D_c correspondant au multicouche vrai et à la monocouche.

I.4.2 Essais de laboratoire

I.4.2.1 Caractéristiques mécaniques du sol

Les méthodes de calcul à partir des essais de laboratoire reposent sur la détermination des caractéristiques de cisaillement :

- Caractéristiques effectives : C' et Φ' pour les sols pulvérulents
- Caractéristiques apparentes :
 - C_{uu} (associé à $\Phi_{uu} = 0$) : pour les argiles saturées ;
 - C_u et Φ_u : pour les sols intermédiaires.

Ces caractéristiques sont cependant parfois difficilement mesurables et les facteurs de portance nécessaires à la détermination de la résistance de pointe varient dans de très fortes proportions avec l'angle de frottement interne.

I.4.2.2 Résistance de pointe

Lorsque l'ancrage D d'un pieu est égal à D_c , la contrainte limite de pointe q_{pl} est calculée de la manière suivante :

I.4.2.2.1 Cas des sols pulvérulents et sols cohérents :

$$q_{pl} = aN_{q_{\max}} + \lambda CN_{c_{\max}}$$

a = terme constant ayant les dimensions d'une pression :
 $a = 0,05\text{MPa}$

I.4.2.2.2 Cas des sols purement cohérents ($\Phi_{uu} = 0$) :

$$q_{pl} = 7 \lambda C_{uu}$$

- λ = coefficient de forme
- $\lambda = 1,3$ pour les pieux à section circulaire ou carrée ;
- $\lambda = 1 + 0,3 (B/L)$ pour les barrettes et parois de forme allongée (L = plus grande dimension de la section horizontale de la fondation)
- C et C_{uu} = cohésion du sol de la couche d'ancrage
- $N_{q_{\max}}$ Et $N_{c_{\max}}$ = facteurs de force portante sans dimension pour fondation profonde, fonctions de l'angle de frottement interne.
-

φ' en degré	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
$N_{q\max}$	1	1,8	3,4	6,5	13	26	57	134	355	1096
$N_{c\max}$	7	9,6	13,8	20,6	32	54	97	190	421	1095

➤ Lorsque $D < D_c$, la résistance de pointe est déterminée par la formule :

$$q_{pr} = a \frac{D}{D_0} N_{q\max} + \lambda C \left[N_{c\min i} + \frac{D}{D_0} (N_{c\max} - N_{c\min i}) \right]$$

Avec : $N_{c\min i}$ = facteur de cohésion minimal.

φ' en degré	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
$N_{c\min i}$	5,14	6,5	8,5	11	15	21	30	46	75	135

Dans le cas de pieux forés, subsiste toujours un risque de remaniement du sol le long du fût et sous la pointe. Ce phénomène peut mettre en défaut les formules précédentes du calcul de la portance.

I.4.2.3 Frottement latéral

Le frottement latéral total mobilisable à la rupture est donné par la formule :

$$Q_s = p \sum h_i q_{si}$$

Avec :

p = périmètre du pieu ;

h_i = épaisseur de la couche i ($h_i = D$ pour la couche d'ancrage) ;

q_{si} = frottement latéral unitaire de la couche i ;

n = nombre de couches traversées ou atteintes par le pieu.

Toute la question revient donc à estimer le frottement latéral unitaire dans chacune de ces couches.

❖ sols purement cohérents

Le frottement latéral unitaire à la rupture q_s est, pour les sols purement cohérents, évalué à partir de la cohésion non drainée C_{uu} par la formule :

$$q_s = \beta C_{uu}$$

Avec :

β = coefficient généralement ≤ 1 . β dépend de la cohésion, du type de pieu et du délai de repos.

Le tableau ci-après donne quelques valeurs maximales de β pour certains types de pieux.

Tableau02-09: valeurs maximales du coefficient β pour quelques pieux types		
Type de pieu	Nature du fut	β
Puits et pieux forés de gros diamètre	Fut en béton	0,6
Pieux forés	Fut en béton	0,7
	Fut en métal	0,5
Pieux battus	Fut en béton	0,7
	Fut en métal	0,5
Pieux injectés	Faible pression	1
	Forte pression	1,5

Les différents types de pieux mentionnés ci-dessus sont à relier à la classification DTU n° 13.2 « Fondations profondes » de la façon suivante :

➤ ***Pieux forés à fût béton et puits***

- Pieux forés simples et barrettes
- Pieux forés à la boue et barrettes
- Pieux forés à la tarière creuse
- Pieux forés tubés (à tubage récupéré)
- Pieux vissés moulés
- Puits
- Micropieux type II.

➤ ***Pieux forés à fût métal***

- Pieux forés chemisés (à tubage perdu).

➤ ***Pieux battus à fût en béton***

- Pieux battus préfabriqués
- Pieux tubulaires précontraints
- Pieux en béton foncés
- Pieux battus pilonnés
- Pieux battus moulés.

➤ ***Pieux battus à fût métallique***

- Pieux métalliques battus (H, tubulaire, palpieux)
- Pieux métalliques foncés

➤ ***Pieux injectés sous faible pression, inférieure à la pression limite***

- Pieux battus enrobés
- Micropieux type I
- Micropieux type III.

➤ **Pieux injectés sous haute pression supérieure à la pression limite**

- Pieux injectés sous haute pression de diamètre $>250\text{mm}$.
- Micropieux du type III (selon condition d'exécution) et IV.

❖ **sols pulvérulents**

En l'absence de résultats expérimentaux sur le site même, il y a lieu de retenir pour les calculs préliminaires les valeurs maximales de q_s données dans les tableaux I et I bis ci-après.

❖ **Sols intermédiaires (sols cohérents $C \neq 0$ et $\Phi \neq 0$)**

Le sol doit être assimilé soit à un sol pulvérulent (tableaux 02-6 et 02-6bis), soit à un sol purement cohérent, selon son caractère prédominant. En effet, il est déconseillé d'additionner le frottement dû à la cohésion à celui dû à l'angle de frottement interne, les résultats risquant d'être trop optimistes.

I.4.3 Essais en place

I.4.3.1 Pénétromètre statique (NF P 94-113)

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

La résistance à la pénétration du cône q_c est obtenue en divisant la force sur le cône Q_c (ou effort de pointe) par la surface A_c de la plus grande section droite de la pointe :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

Dans le cas des pieux isolés, la résistance en pointe et celle du frottement latéral se calculent à partir de la contrainte limite de pointe q_c du pénétromètre.

La résistance de pointe Q_p d'un pieu est donnée par la relation :

$$Q_p = A q_p$$

Avec :

A = aire de la section droite de la pointe du pieu

q_p = contrainte limite donnée par la relation $q_p = K_p \cdot q_c$

Les valeurs du facteur k_c sont données à titre d'exemple dans les tableaux 02-6 et 02-6bis ci-avant, pour un encastrement supérieur à l'ancrage critique. Elles dépendent de la nature du sol et du type de pieu.

Le frottement latéral total mobilisable à la rupture est donné par la formule :

Avec :

$p \cdot h_{si}$ = surface latérale du pieu dans la couche de sol considérée

p = périmètre du pieu

q_{si} = frottement latéral unitaire dans une couche donnée, est déduit empiriquement de la résistance unitaire de pointe q_c mesurée à la même profondeur par la relation :

$$q_{si} = \frac{q_{ci}}{\alpha}$$

Le facteur α dépend de la nature du sol et du type de pieu ; des valeurs en sont données aux tableaux 02-6 et 02-6 bis.

Lorsque le pénétromètre donne des valeurs du frottement latéral global, celles-ci seront utilement comparées aux valeurs déduites des tableaux 02-6 et 02-6bis.

Il serait très dangereux de prendre les valeurs de frottement unitaire mesurées au manchon. Les tableaux 02-6 et 02-6bis ont été établis pour des pénétromètres à cône simple (hauteur inférieure ou égale au diamètre du cône).

I.4.3.2 Le pressiomètre Ménard (NF P 94-110)

L'essai au pressiomètre Ménard est un essai de chargement de sol en place. Il consiste à dilater une sonde cylindrique, mise en place dans le terrain dans un forage.

L'essai permet d'obtenir une courbe contrainte déformation d'où l'on déduit les paramètres pressiométriques suivants :

- la pression limite P_l
- le module pressiométrique E_M

Le calcul du terme de pointe d'un pieu se fait par application d'une formule semi-empirique liant directement la pression limite mesurée P_l à la pression de rupture sous la pointe q_p

$$q_p - q_0 = k(p_{le} - p_0)$$

Où p_0 et q_0 sont des pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré, termes qui peuvent le plus souvent être négligés. P_{le} , pression limite équivalente, est une pression limite pondérée, qui tient compte de la distribution des pressions limites mesurées de part et d'autre de la pointe du pieu.

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3}}$$

Les trois valeurs sous le radical représentent respectivement les pressions limites mesurées un mètre au-dessus de la pointe du pieu, au niveau de cette pointe et un mètre au-dessous.

Le facteur k est appelé facteur de portance. Il dépend de la nature et de la compacité du terrain, du type de pieu, de sa mise en œuvre, ainsi que de son encastrement. C'est un coefficient empirique, pour lequel les valeurs proposées à la figure 02-08 tiennent compte des résultats expérimentaux de chargement de fondations profondes réelles.

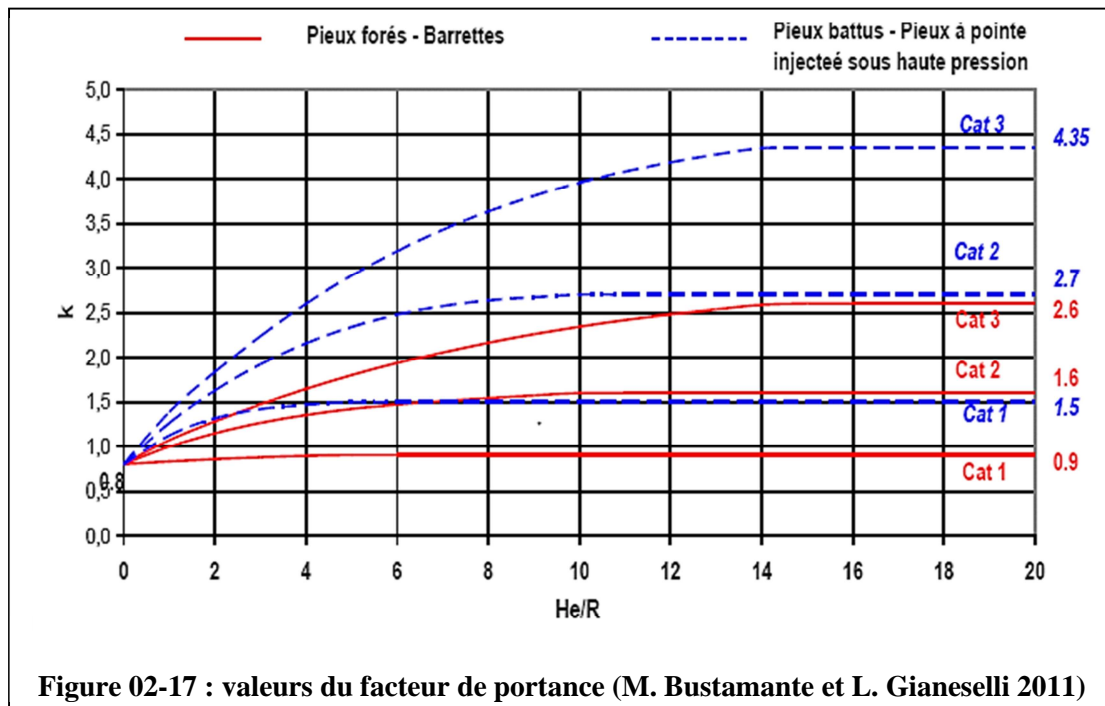


Figure 02-17 : valeurs du facteur de portance (M. Bustamante et L. Gianceselli 2011)

Les sols sont classés en trois catégories, définies dans le tableau02-9, incluant la nature et la pression limite P_l du sol. Pour les sols de caractéristiques intermédiaires, il est recommandé d'interpoler.

Pression limite p_l (MPa)	Nature des sols	Catégorie
< 0,7	Argile molle	1
< 0,8	Limon et craie molle	
< 0,7	Sable argileux et limoneux ou vasard lâche	
1,0 à 1,8	Sable et grave moyennement compacts	2
1,2 à 3,0	Argile et limon compacts	
1,5 à 4,0	Marne et marno-calcaire	
1,0 à 2,5	Craie altérée	
2,5 à 4,0	Roche altérée	
> 3,0	Craie fragmentée	3
>4,5	Marne très compacts	
>2,5	Sable et gravier compacts à très compacts	
> 4,5	Roche fragmentée	

En raison du nombre trop faible de résultats expérimentaux, les valeurs de K correspondant à la catégorie 3 sont à utiliser avec prudence.

La catégorie déterminée, la valeur de k est lue sur les abaques de la figure02-8, où H_e/R représente l'encastrement relatif de la fondation (H_e pour un sol homogène est la longueur de la fondation, R en étant la demi-dimension transversale). Il apparaît, pour chacune des courbes indiquées, un encastrement dit « critique » au-delà duquel la valeur de k reste constante.

Le frottement latéral unitaire q_s est également obtenu directement à partir de la pression limite PI. Les valeurs proposées aux figures 02-9, 02-10 et au tableau 02-10 tiennent compte des résultats des essais expérimentaux récemment réalisés.

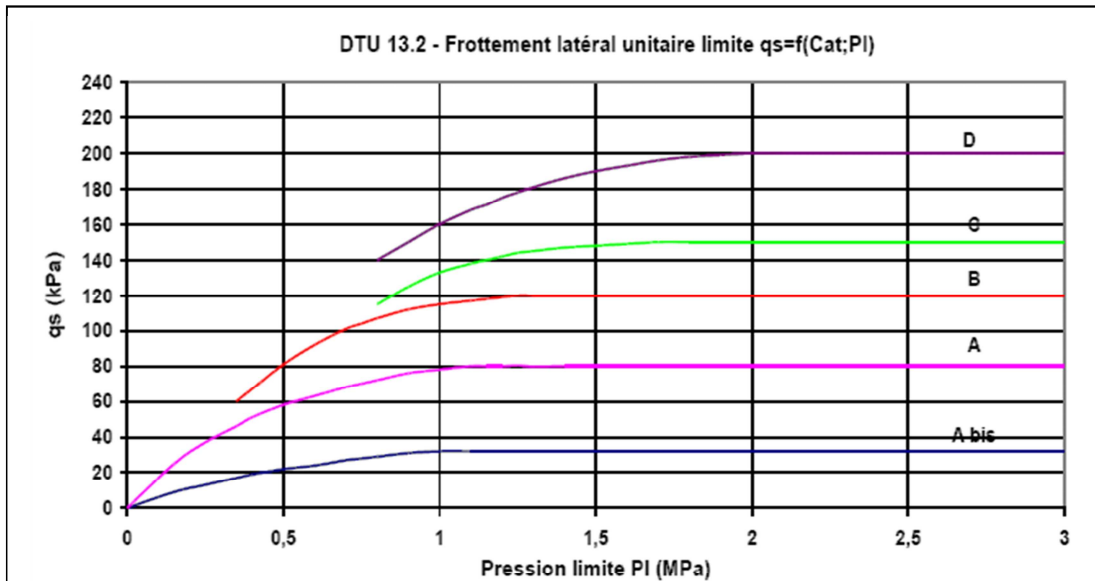


Figure 02-18 : frottement latéral unitaire limite (M. Bustamante et L. Gianceselli 2011)

Avec :

- A → Sables argileux à vasards - limons – argile
- B → Sables + graves moyens à très compacts
- C → Craies molles à fragmentées

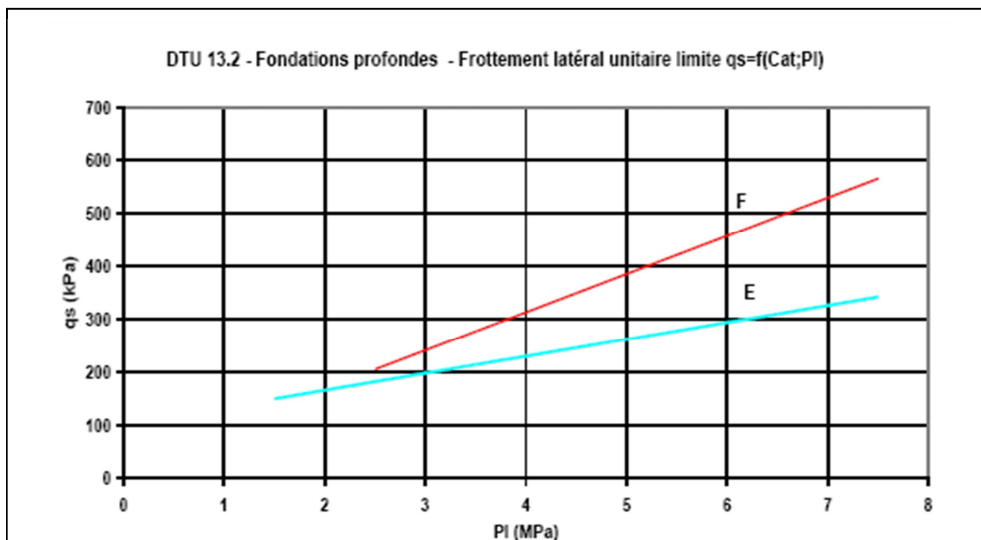


Figure 02-19 : valeurs de q_s en fonction de la nature du sol et la pression limite (M. Bustamante et L. Gianceselli 2011)

Avec :

- E → Marne + marno-calcaire
- F → Roche altéré à fragmenté

Tableau02-11 : Nature du sol pour la courbe de frottement latéral à considérer (d'après M. BUSTAMANTE ET L. GIANESELLI)

Nature du sol	Pression limite p_l (MPa)	Mise en œuvre et nature du pieu					injectés	
		Foré béton	Foré tubé béton	Battu métal	béton	métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle, limon et sable lâche, craie molle	0 à 0,7	Abis	Abis	Abis	Abis	Abis	A	*
Argile moyennement consistante et limon	1,2 à 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D**
Argile raide à très raide	> 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	A Abis	A	D
Sable et grave moyennement compacts	1 à 2	(B)* A	(A)* Abis	Abis	(B)* A	A	B	\geq D
Sable et grave compacts à très compacts	>2,5	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	\geq D
Craie altérée à fragmentée	> 1	(C)* B	(C)* B	A	(C)* B	B	C	\geq D
Marne et marno-calcaire	1,5 à 4	(E)* C	(C)* B	B	E***	E***	E	F
Marne très compacts	>4,5	E	/	/	/	/	F	>F
Roche altérée	2,5 à 4	F	F	/	F***	F***	\geq F	>F
roche fragmentée	>4,5	F	/	/	/	/	\geq F	> F

*Les valeurs entre parenthèses () correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fut. pour les pieux battus, par contre, à un resserrement du sol sur le pieu après battage.
 ** Préconisé pour les sols dont $P_l \geq 1,5\text{MPa}$.
 *** Seulement pour les cas où le battage est possible.

1.4.3.3 pénétromètre dynamique (NF P 94-114) et SPT (battage de carottier NF P 94-116)

Un géotechnicien expérimenté peut procéder à un dimensionnement de fondations profondes à l'aide des résultats obtenus à partir de ces deux méthodes. Cependant, leur caractère semi-empirique fait recommander de les utiliser en corrélation avec les résultats obtenus par les autres méthodes décrites dans le présent document.

En ce qui concerne le pénétromètre dynamique, le nombre de matériels existants et la diversité des formules de battage font qu'actuellement cette méthode n'est envisagée *comme moyen complémentaire*, intéressant et peu coûteux, d'investigation, notamment pour différencier les horizons d'un site.

Le SPT est un essai d'origine américaine, plus empirique que le précédent, mais qui bénéficie d'une très longue expérience en particulier en pays anglo-saxons. L'équipement est normalisé. L'interprétation, faite à partir d'abaques et de relations empiriques, relève d'une grande diversité de méthodes et de formules de corrélation; elle nécessite, par conséquent, une grande expérience pour les exploiter. Ces corrélations concernent aussi bien les caractéristiques de cisaillement que les charges limitent des fondations, les conditions de tassement ou même de liquéfaction sous séisme.

Le SPT est essentiellement adapté aux sols sableux.

Ces deux méthodes peuvent en tout cas donner au minimum un certain nombre d'informations telles que :

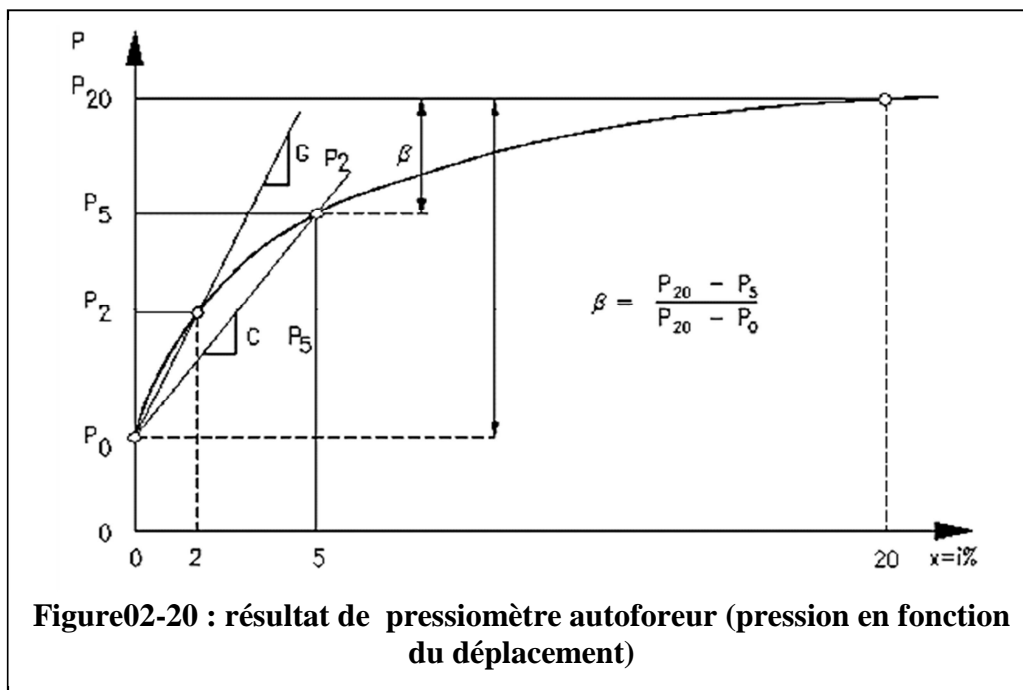
- repérage des différents horizons d'un site ;
- extrapolation de l'identification des horizons faite par sondages mécaniques
- extrapolation des résultats obtenus à l'aide d'autres essais géotechniques ;
- estimation du niveau d'arrêt des pieux battus ou des palplanches.

I.4.3.4 le pressiomètre autoforeur

Récemment développé dans les laboratoires des Ponts et Chaussées, le pressiomètre autoforeur permet la réalisation d'essais d'expansion cylindrique, dans un sol fin, qui n'a pas été perturbé par la réalisation d'un forage préalable.

Outil de recherche sur le comportement des sols et des ouvrages, les LPC ont établi pour cet appareillage de mesure un essai de référence et des règles d'exploitation semi-empiriques pour le calcul des fondations dans les sols fins.

De la courbe d'expansion, on déduit des caractéristiques de pression et de déformation utilisables pour le calcul des fondations.



On détermine particulièrement, pour chaque essai, le coefficient d'identification des sols

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

Où P_i est la pression à $i\%$ de déformation ($x = \Delta V/V_0 = i\%$)

Le paramètre β reflète le caractère plus ou moins tendu de la courbe pressiométrique et est en relation avec le type de sol. Le tableau02-11 donne les plages de valeurs caractéristiques de β pour différents sols.

Catégorie de sol	Nature du sol	Plage de β en %	β moyen en %
1	Argile sensibles	< 25	/
2	Argiles	25 < β < 40	32,5
3	Silts et sables compressibles	35 < β < 50	42,5
4	Sables dilatants	45 < β < 60	52,5
5	Sables très dilatants	β > 60	/

❖ *règles de calcul des fondations*

De manière analogue aux règles pressiométriques précédentes, il a été mis au point des règles semi-empiriques permettant le calcul de la charge limite en pointe q_l avec :

$$q_l - q_0 = \Psi (p_{20} - p_0)$$

Avec :

Ψ : coefficient de portance, est fonction de β et de l'encastrement relatif.

Pour le frottement latéral, les règles adoptées pour le pressiomètre standard représentées figures 02-9 et 02-10 et tableau02-10 peuvent être retenues. Une relation simple entre P_l et P_{20} , pouvant convenir à cet usage, s'écrit :

$$P_l = P_{20} \left[\left(\frac{5}{3} \right) \beta + 0,5 \right]$$

I.5. Contraintes de calcul :

Pour la vérification de la force portante d'une fondation profonde les valeurs limites de la résistance de pointe et du frottement latéral doivent être multipliées par les coefficients réducteurs donnés par le tableau ci-après.

	Etats limites	
	De service	Ultime
Résistance de pointe	0,33	0,5
Frottement latéral	0,5	0,75

Remarque:

- En pratique on ne tient pas compte du poids de la fondation profonde qui est en grande partie compensé par le poids des terres enlevées.

- La valeur réelle du coefficient λ en fonction de la forme de la fondation profonde étant assez mal connue, il est possible d'adopter des valeurs comprises entre 1 et 1,3 sur la base de résultats expérimentaux.
- La méthode de calcul proposé ne tient pas compte du mode d'exécution des pieux, ce qui peut entraîner des différences entre le résultat du calcul et la résistance de pointe réelle

Chapitre 03 :

Calcul des fondations selon le FASCICULE 62

Section01 : calcul des fondations superficielles selon le fascicule 62

I. Méthodes pressiométrique et pénétrométrique

Les méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui suivent sont celles incluses dans le fascicule 62, titre V, du CCTG(1993) : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, qui sont les règles actuellement en vigueur pour les marchés publics de travaux de génie civil en France. Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des ponts et chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale (voir, par exemple, pour les règles pressiométriques et pour les règles pénétrométriques).

En ce qui concerne les essais pressiométriques et pénétrométriques eux-mêmes, on se reportera à l'article spécialisé dans ce traité. La méthode pour conduire et interpréter ces essais est donnée par les normes de l'AFNOR, référencées respectivement NF P 94-110, pour l'essai pressiométrique Ménard, et NF P 94-113 pour l'essai de pénétration statique.

I.1. Hauteur d'encastrement équivalente De

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre.

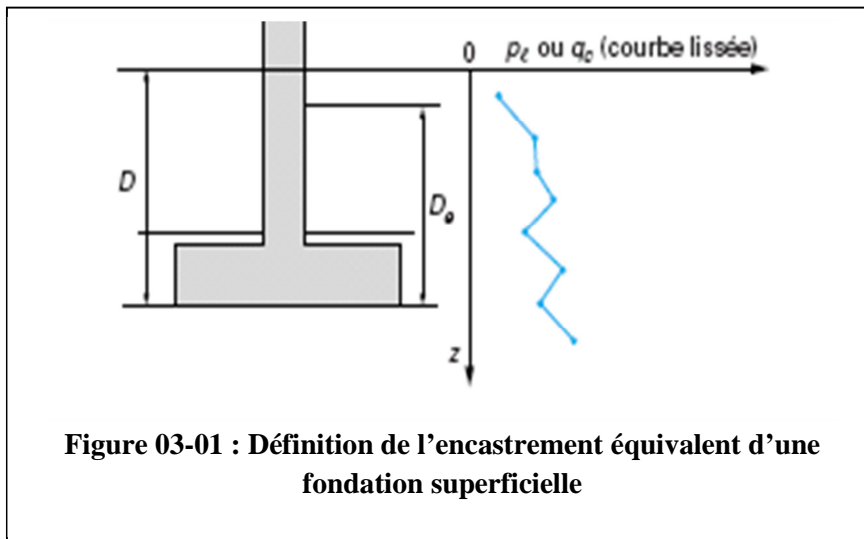
- soit, dans le cas du **pressiomètre**, la pression limite nette :

$$p_l^* = p_l - p_0$$

Avec :

p_l : pression limite mesurée,

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



- soit, dans le cas du **pénétromètre statique**, la résistance de pointe (ou résistance de cône) q_c , la **hauteur d'encastrement équivalente** D_e est définie par :

- cas du pressiomètre

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

- cas du pénétromètre statique :

$$D_e = q_{ce} \int_0^D q_0(z) dz$$

p_{le}^* et q_{ce} étant respectivement la pression limite nette et la résistance de pointe équivalentes définies ci-après.

I.1.1. Pression limite nette équivalente p_{le}^* au pressiomètre Ménard

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à 1,5 B au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette et l'on prend pour pression limite nette équivalente la valeur à la profondeur $\left(D + \frac{2}{3} B\right)$, comme indiqué sur la figure 03-02:

$$p_{le}^* = p_i^* \left(D + \frac{2}{3} B\right)$$

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'au moins 1,5 B au-dessous de la base de la fondation, on retient pour p_{le}^* la moyenne géométrique :

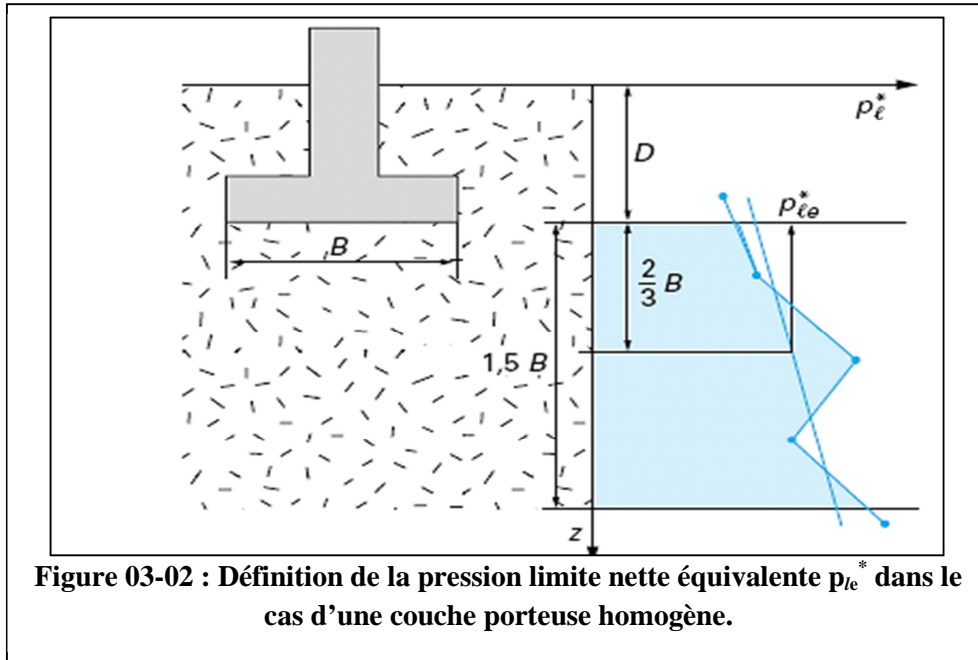
$$P_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1}^* p_{l2}^* \dots p_{ln}^*}$$

Avec :

P_{l1}^*, P_{l2}^* et.... P_{ln}^* étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à D + 1,5 B, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

Ce qui est sensiblement équivalent à l'expression plus générale :

$$\log(p_{le}^*) = \frac{1}{1,5B} \int_0^{D+1,5B} \log(p_i^*(z)) dz$$



I.1.2 Résistance de pointe équivalente q_{ce} au pénétromètre statique (CPT)

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée, par (figure03-03) :

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

Avec : q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3 q_{cm}$:

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_0(z) dz$$

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

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

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

I. 1.3. Profondeur critique

L'expérience montre que, dans un sol homogène, la capacité portante sous la base de la fondation Q_f augmente avec la profondeur D , jusqu'à une profondeur dite profondeur critique D_c au-delà de laquelle elle reste constante (figure03-04). Cette profondeur critique varie, en principe, avec :

- le type de sol ;
- la résistance du sol ;
- le diamètre des pieux.

En fonction du rapport D_e / B entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes proposées par le fascicule 62-V (1993).

- $D_e / B < 1,5$: il s'agit de **fondations superficielles** : les méthodes de calcul développées ci-après s'appliquent pleinement.
- $D_e / B > 5$: il s'agit de **fondations profondes** dont la base est située au-delà de la profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation (cf. article spécialisé dans ce traité).

- $1,5 < D_e / B < 5$: il s'agit de **fondations semi-profondes ou sous critiques**.

Les méthodes de calcul des fondations superficielles ou profondes s'appliquent, moyennant des adaptations.

Dans les méthodes de calcul énoncées ci-après, pour le pressiomètre Ménard et pour le pénétromètre statique (CPT), le facteur de portance pour les fondations superficielles et semi-profondes préconisé par le fascicule 62-V (1993) croît ainsi linéairement avec la hauteur d'encastrement D_e , jusqu'à une valeur de palier atteinte pour $D_e / B = 2,5$.

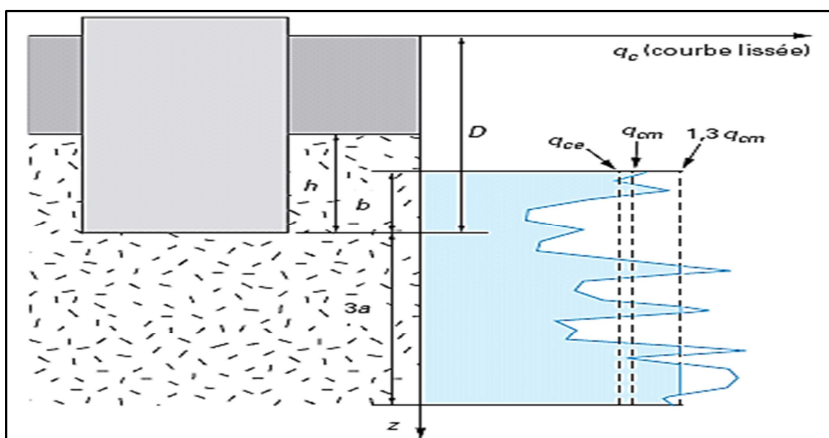


Figure 03-03 : Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes

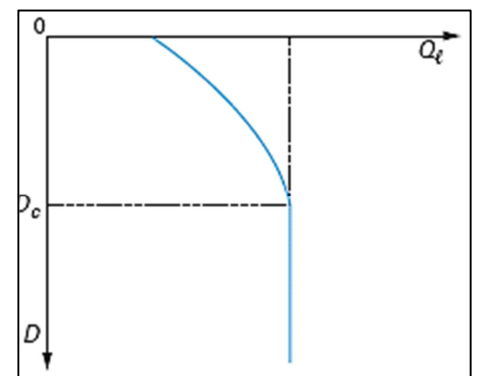


Figure 03-04 : Variation de la capacité portante en fonction de la profondeur D dans un sol homogène

I.2 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre Ménard :

I.2.1 Classification des sols :

Dans les règles proposées ci-après, la nature du sol intervient. C'est ainsi que l'on distingue les catégories de sols suivantes :

- argiles
- limons ;
- sables ;
- graves ;
- craies ;
- marnes ;
- marno-calcaires ;
- roches altérées ou fragmentées.

La craie est une formation sédimentaire, blanc-jaunâtre, poreuse et légère, constituée à 90 % de carbonate de calcium. Elle présente différents aspects allant de la pâte à la roche et peut comporter un pourcentage plus ou moins important de silex.

La marne comporte de 30 à 70 % de CaCO_3 , les marno-calcaires (ou calcaires marneux) de 70 à 90 %.

Pour les nombreuses formations intermédiaires (graves argileuses, argiles marneuses, sables limoneux) ainsi que pour les sols à structure complexe n'entrant pas dans les catégories ci-avant, on essaiera, au vu des essais d'identification, de les placer entre deux des catégories précédentes et l'on procédera par interpolation des paramètres de calcul.

L'appellation roches altérées ou fragmentées peut recouvrir des matériaux forts divers, à dominante calcaire, schisteuse, granitique, etc., à consistance plus ou moins meuble suivant le degré d'altération. On pourra, d'un point de vue pratique, réserver cette appellation aux matériaux à caractère rocheux dominant, pour lesquels il y a refus au pénétromètre statique et dont les modules pressiométriques sont supérieurs à 50MPa. Pour les roches altérées plus meubles, on essaiera de les rattacher aux autres classes : argiles, marnes, sables, etc.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique, le fascicule 62, titre V, définit les catégories conventionnelles de sols donnés par le tableau 03-1, en fonction de la pression limite p_l mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance de pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique.

En ce qui concerne les roches altérées, en plus des indications données ci-après concernant leur portance à partir du pressiomètre Ménard, il y a lieu d'appliquer pleinement toutes les règles propres à la mécanique des roches pour la justification des fondations.

Tableau03-1 : Définition des catégories conventionnelles de sols				
Classe de sol			Pressiomètre $P_f(\text{MPa})$	Pénétromètre $q_c(\text{MPa})$
Argiles. Limons	A	Argils et Limons mous	<0,7	< 3,0
	B	Argils et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sable. Graves	A	Laches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20
Craies	A	Molles	<0,7	<5
	B	Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C	Compacte	> 3,0	/
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	/
	B	Compacts	> 4,5	/
Roche (1)	A	Altérées	2,5 à 4,0	/
	B	Fragmentées	> 4,5	/

(1) L'appellations de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

I.2.2. Charge verticale centrée

Selon le fascicule 62, titre V (1993), la contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p p_{le}^*$$

Avec :

q_l : contrainte de rupture,

q_0 : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),
pression limite nette équivalente,

k_p : facteur de portance pressiométrique.

La méthode pressiométrique est une approche en contraintes totales. Si la base de la fondation est immergée, il n'y a donc pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w (action due à l'eau); en d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance k_p sont données par le tableau 02 et représentées sous forme graphique par les figures 03-05 et 03-06. On peut faire les commentaires suivants concernant ce facteur de portance :

- il dépend du type de sol (tableau03-1, pour la définition des catégories conventionnelles);
- il dépend de la forme de la fondation ou, plus précisément, du rapport de ses dimensions en plan B/L
 - pour une semelle circulaire ou carrée : $B/L = 1$;
 - pour une semelle filante : $B/L = 0$.

On remarque que, sauf pour les semelles posées en surface ($D_e / B = 0$), la portance unitaire d'une fondation carrée ou circulaire est supérieure à celle d'une semelle filante ;

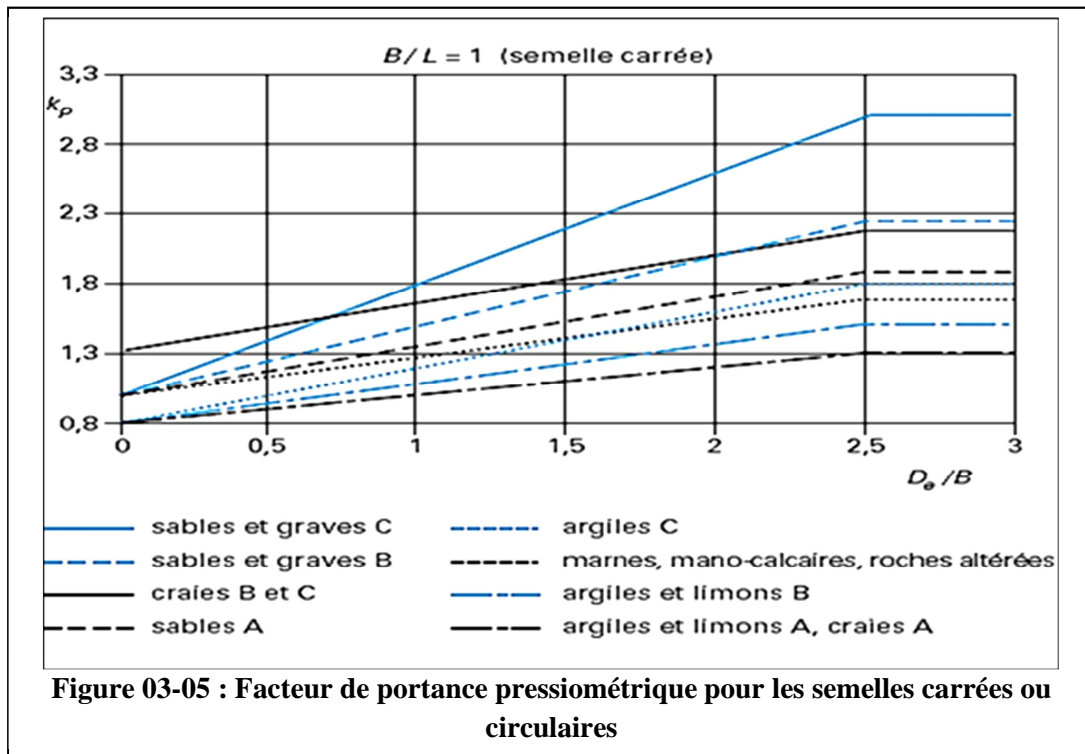
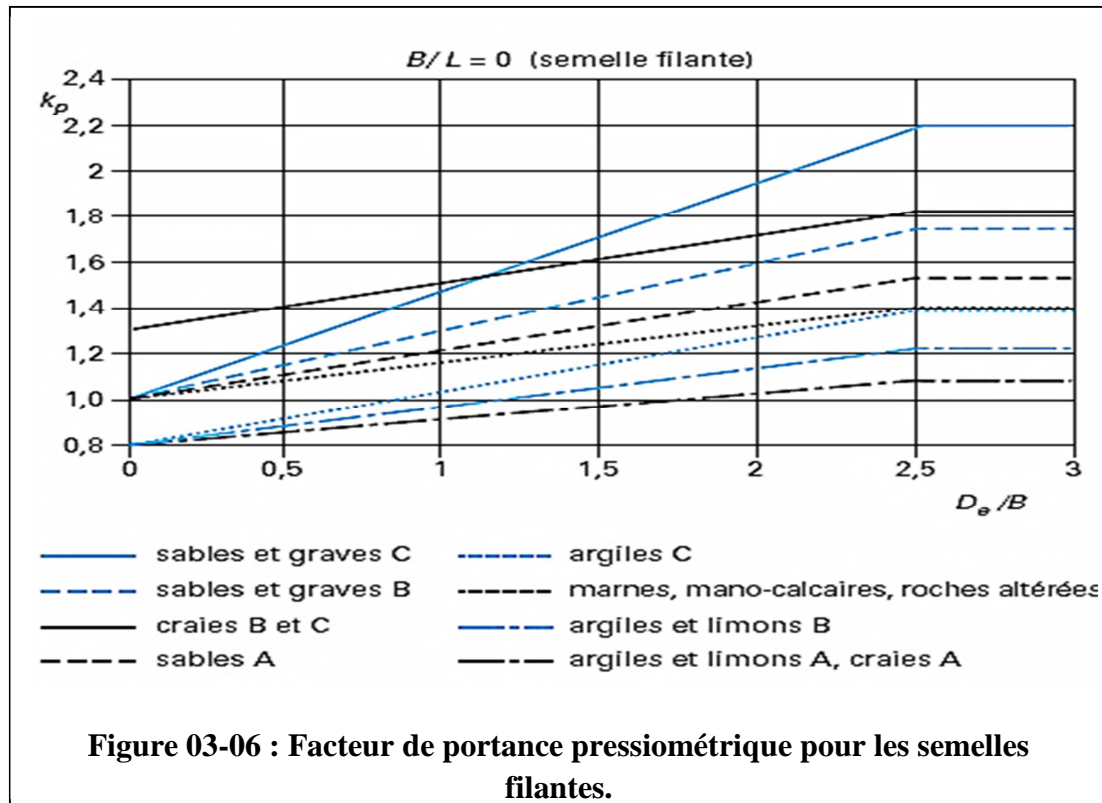


Tableau 03-2 : Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)

Type de sol	Expression de k_p	k_{pmax} (semelle carrée)	k_{pmax} (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$	1,68	1,41

- il croît linéairement avec l'encastrement relatif de la fondation D_e/B , où D_e est la hauteur d'encastrement équivalente et B le diamètre ou la largeur de la fondation ; pour les fondations semi profondes, il y a lieu de limiter sa valeur à k_{pmax} qui est la valeur obtenue pour $De/B = 2,5$ et qui est donnée dans les deux colonnes de droite du tableau (la valeur de k_{pmax} pour $0 < B/L < 1$ est obtenue par interpolation linéaire entre la valeur pour la semelle carrée ou circulaire $B/L = 0$ et la valeur pour $B/L = 1$).



Il faut noter que la méthode pressiométrique, comme d'autres méthodes à partir des résultats d'essais en place, ne distingue pas les notions de court terme et de long terme pour les sols cohérents, comme c'est le cas pour la méthode à partir des essais de laboratoire qui s'appuie sur des caractéristiques du comportement élémentaire ou intrinsèque des sols. L'approche pressiométrique est de type empirique ou direct, en ce sens qu'elle lie directement le paramètre cherché (la portance) à la grandeur mesurée (la pression limite), en se basant sur les résultats d'essais de chargement ou d'observations de fondations en vraie grandeur. Elle tient donc compte implicitement des conditions de saturation et de drainage du sol. Ceci implique naturellement que l'essai pressiométrique soit exécuté sur le sol dans l'état où il sera sous l'ouvrage.

I.3. Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus

La relation $q_l = q_0 + k_p p_{le}^*$ est remplacée par la relation suivante :

$$q_l = q_0 + i_{\delta\beta} k_p p_{le}^*$$

Le fascicule 62-V (1993), propose les coefficients minorateurs suivants :

- **Charge centrée inclinée sur sol horizontal :**

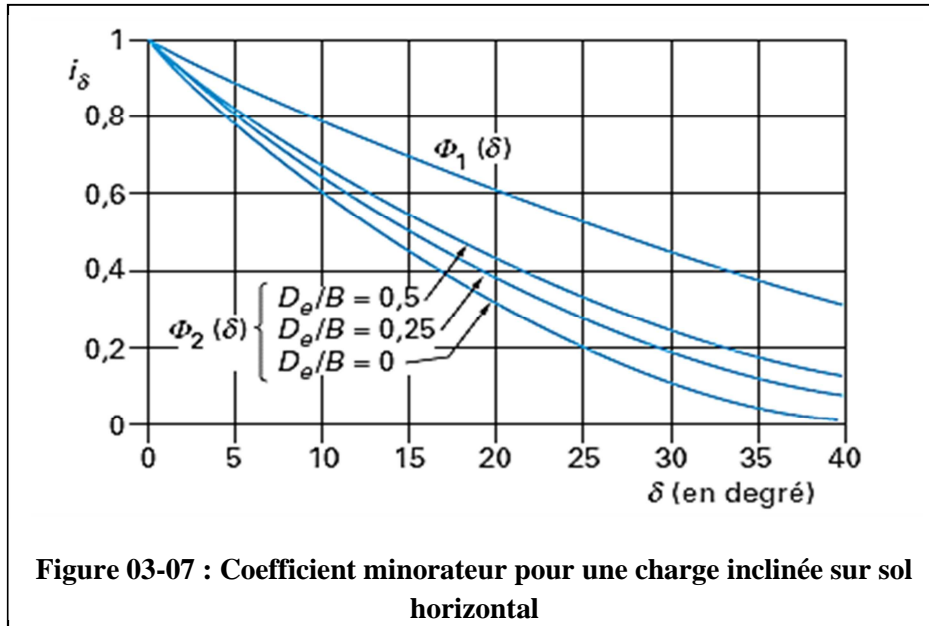
Dans le cas d'une charge centrée inclinée de δ par rapport à la verticale (voir figure 03-06), on applique pour les sols cohérents (argiles, limons, marnes) et pour les craies, les marno-calcaires et les roches altérées :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_1(\delta)$$

Et pour les sols pulvérulents (sables et graves) :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta)$$

Les catégories de sol sont définies dans le tableau 5 et les fonctions $\Phi_1(D)$ et $\Phi_2(D)$ sont représentées sur la figure 03-07. On peut noter que, pour les sols cohérents, la fonction $\Phi_1(D)$ est la même que pour i_c dans la méthode « c-φ ». Pour les sols pulvérulents, la réduction est fonction de l'encastrement équivalent relatif D_e / B . Pour les grands encastresments, on se rapproche de la valeur obtenue pour les sols cohérents.

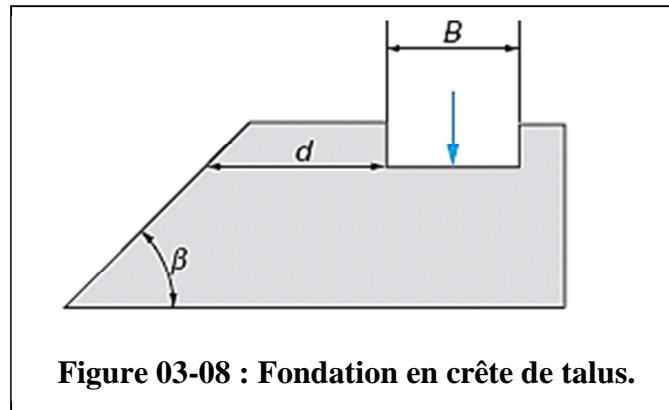


▪ *Charge verticale centrée à proximité d'un talus*

Lorsqu'une fondation superficielle est située près de la crête d'un talus (cas des fondations de culée de pont, par exemple), sa portance doit également être minorée pour tenir compte du fait que les lignes potentielles de rupture le long desquelles se développe la résistance au cisaillement du sol débouchent plus rapidement en surface que du côté où le sol est horizontal. Pour une fondation sous charge verticale centrée à proximité de la crête d'un talus (figure 03-8), on applique:

$$i_{\delta\beta} = \psi\left(\beta, \frac{d}{B}\right)$$

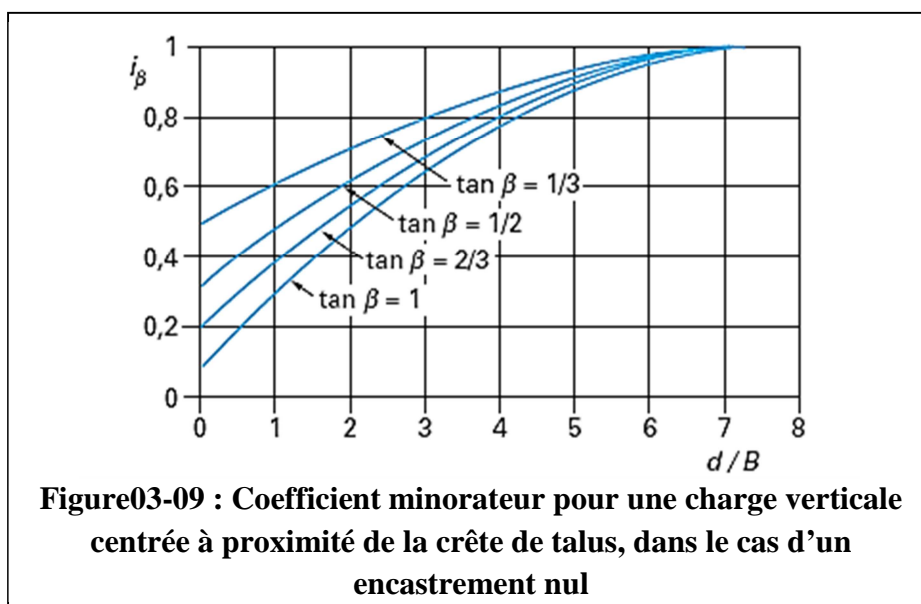
Les valeurs de la fonction $\psi\left(\beta, \frac{d}{B}\right)$, pour un encastrement nul sont représentées sur la figure 03-09. β est l'angle de la pente du talus par rapport à l'horizontale et d est la distance au talus de la base de la fondation (figure 03-08).

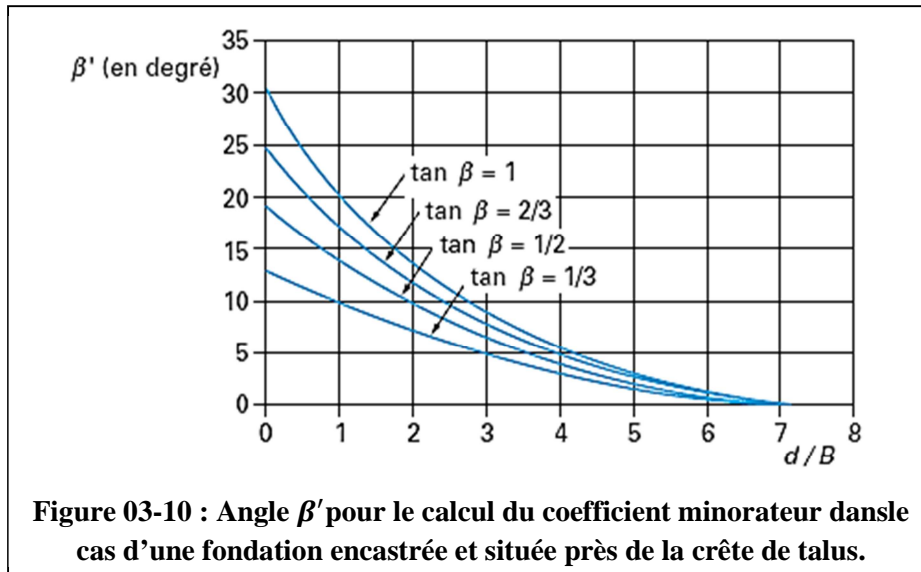


Dans le cas d'un encastrement non nul, on remplace dans un premier temps β par l'angle β' qui donnerait, pour un encastrement nul, le même coefficient réducteur qu'une charge inclinée. β' est représenté graphiquement sur la figure03-10. Puis on prend, pour la valeur réelle de l'encastrement D_e / B , la réduction pour une charge inclinée de β' en sol pulvérulent (figure03-07) :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\beta')$$

- D_e / B est la profondeur de l'arête de la fondation la plus proche du talus. Cette procédure revient en quelque sorte, en l'absence d'autres informations, à supposer que l'influence de l'encastrement sur la réduction de portance due à la proximité du talus est sensiblement la même que celle de l'encastrement sur la réduction due à l'inclinaison de la charge





▪ *Charge centrée inclinée à proximité d'un talus*

Dans le cas où l'inclinaison est dans le plan de plus grande pente (figure03-11), on peut utiliser la méthode suivante par BAGUELIN (F.), JÉZÉQUEL (J.F.) et SHIELDS (D.H.) :

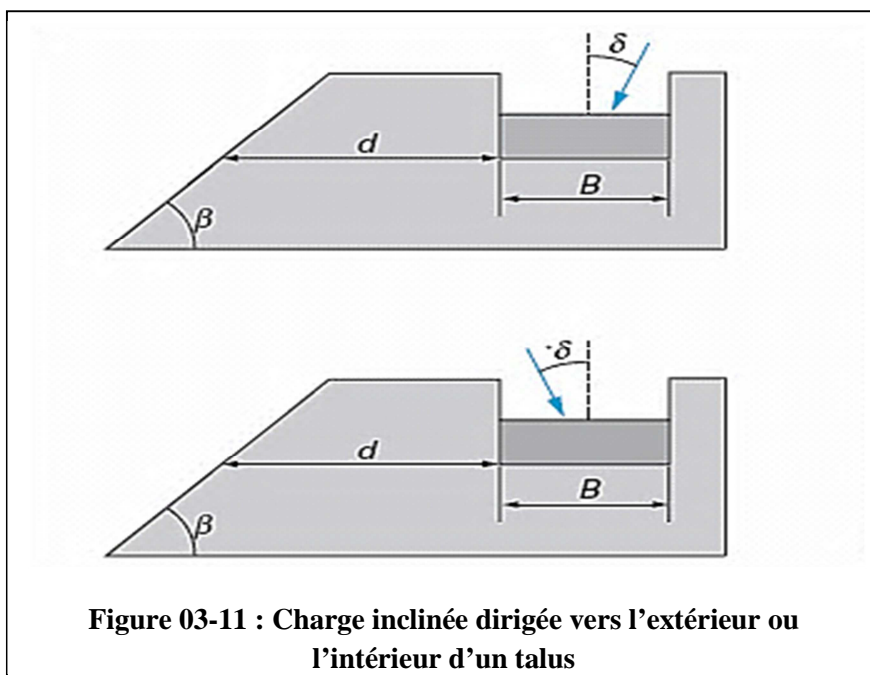
- si l'inclinaison est dirigée vers le talus :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta + \beta)$$

- si l'inclinaison est dirigée vers l'intérieur du talus :

$$i_{\delta\beta} = \inf \left\{ \Phi_1(\delta) \text{ ou } \Phi_2; \Phi_2(|\beta' - \delta|) \right\}$$

Où Φ est la réduction pour une charge inclinée (figure03-07). En d'autres termes, les angles d'inclinaison de la charge et de la pente du talus sont additionnés ou soustraits, selon que les effets vont dans le même sens ou non, mais l'on ne peut avoir un facteur réducteur supérieur à ce qu'il serait pour un sol horizontal.



I.4. Influence de l'excentrement

L'influence de l'excentrement de la charge est prise en compte, dans les règles du fascicule 62-V, par l'intermédiaire de la contrainte de référence $q_{réf}$ appliquée par la semelle au sol, contrainte qui sera comparée à la contrainte de rupture du sol.

La contrainte $q_{réf}$ est la contrainte située aux 3/4 de la largeur comprimée, le sol étant supposé ne pas réagir aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (figure03-12) :

$$q_{réf} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4}$$

q_{max} Et q_{min} sont calculés en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de la fondation, de manière à équilibrer la force Q et le moment Q_e par rapport au centre.

Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir de la méthode de Meyerhof, qui prend en compte une largeur réduite $B - 2e$, où e est l'excentrement des charges Q , c'est-à-dire la distance de son point d'application par rapport au centre. La contrainte $q_{réf}$ est alors la contrainte uniforme (figure03-12) :

$$q_{réf} = \frac{Q}{B - 2e}$$

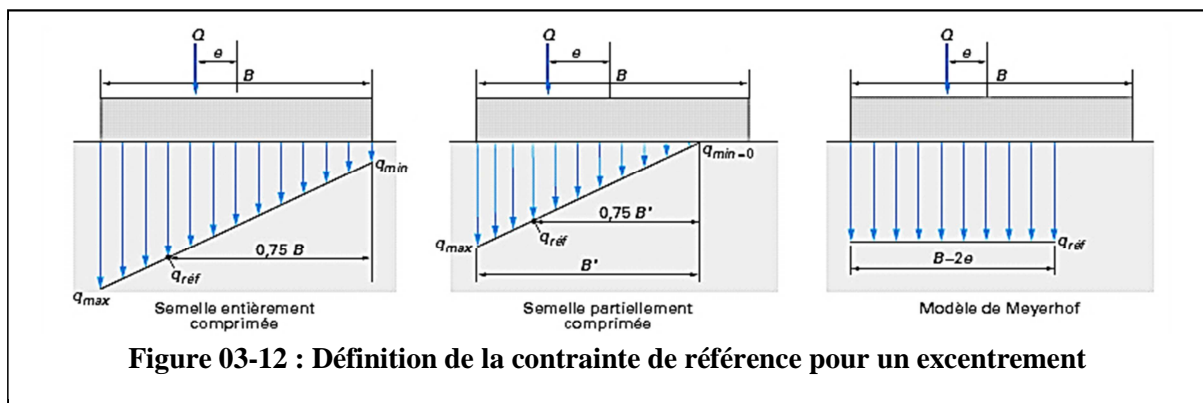
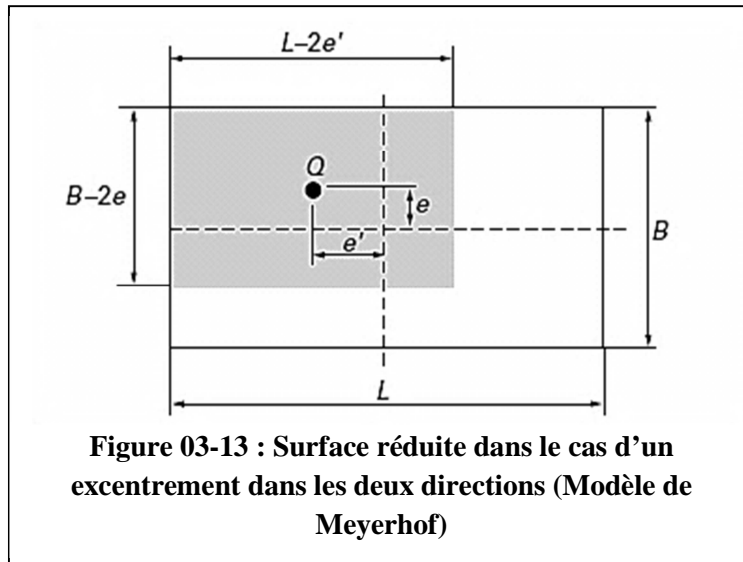


Figure 03-12 : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement

Dans le cas où l'on a également un excentrement e' dans la direction parallèle à L , la contrainte uniforme appliquée $q_{réf}$ est alors (figure03-13) :

$$q_{réf} = \frac{Q}{(B - 2e)(L - 2e')}$$



I.5. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique

Le fascicule 62, titre V (1993) propose pour le calcul de la contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) sous charge verticale centrée à partir des résultats de l'essai de pénétration statique CPT, une formule analogue à celle indiquée pour le pressiomètre Ménard

$$q' = q_0 k_c q_{ce}$$

Avec :

q' : Contrainte de rupture,

q_0 : Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente,

K_c : Facteur de portance pénétrométrique.

La méthode pénétrométrique donnée ici correspond à un calcul en contraintes totales. Il n'y a pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans F_w .

En d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation. Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance k_c sont données par le tableau 03-3, les types de sol étant définis dans le tableau 03-1. On peut faire les mêmes remarques concernant ce facteur de portance que pour le facteur de portance pressiométrique.

En ce qui concerne l'influence de l'inclinaison de la charge, l'influence de la proximité d'un talus et l'influence de l'excentrement, leur prise en compte est identique à celle indiquée pour le pressiomètre Ménard

Tableau 03-3 : Facteur de portance pénétrométrique			
Type de sol	Expression de k_c	$k_{c \text{ max}}$ (semelle carrée)	$k_{c \text{ max}}$ (semelle filante)
Argiles et limons A et B, craies A...	$0,32[1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$	0,60	0,49
Sables A	$0,14[1 + 0,35(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$	0,26	0,21
Sables et graves B...	$0,11[1 + 0,50(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$	0,25	0,19
Sables et graves C.....	$0,08[1 + 0,80(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$	0,24	0,18
Craies B ...	$0,17[1 + 0,27(0,6 + 0,4 \frac{B}{L}) \frac{De}{B}]$	0,29	0,24

I. Calcul des tassements

II.1. Calcul du tassement par les essais de laboratoires

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai œnométrique. Il s'agit d'un essai de consolidation uni axiale (déformations latérales nulles). À partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir :

- soit des modules sécants, appelés modules « oedométriques » E_{oed} , rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume (ou les coefficients de compressibilité m_v , rapports des variations de volume aux variations de la contrainte effective, c'est-à-dire : $m_v = 1/E_{oed}$;

- soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression C_c (respectivement l'indice de gonflement C_s), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement surconsolidé).

À partir de la distribution avec la profondeur de l'un ou l'autre de ces paramètres, ainsi que de celle de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu, s_{oed} . Dans le cas de l'utilisation de l'indice décompression C_c , s_{oed} est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène :

$$S_{oed} = H \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p}$$

Avec :

H : Epaisseur de la couche de sol compressible,

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

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

$\Delta\sigma_z$: Accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche,

σ'_p : Pression de préconsolidation.

Dans le domaine sur consolidé (si $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$), le calcul est le suivant:

$$S_{oed} = H \frac{C_s}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}}$$

Pour la partie $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p$

C_s , l'indice de gonflement, est nettement plus faible que C_c et le tassement dans le domaine sur consolidé peut être négligé dans certaines conditions, par rapport au tassement dans le domaine normalement consolidé.

En théorie, pour l'application au calcul du tassement d'une fondation superficielle, il y aurait lieu de faire trois corrections. La première pour tenir compte des tassements qui se produisent avant la consolidation (tassement immédiat à volume constant, ou tassement non drainé, pour les sols fins saturés), la seconde pour tenir compte des déformations latérales (champ de déformation bidimensionnel ou tridimensionnel régnant sous la fondation, à opposer au champ unidimensionnel régnant sous l'axe d'un remblai de grande longueur, par exemple) et, enfin, la troisième pour tenir compte du tassement différé ou de fluage, encore appelé tassement secondaire S_α . On aboutit alors à la formule générale suivante pour le tassement total st :

$$S_t = S_i + S_c + S_\alpha$$

Ou: s_i , s_c , et s_α , sont, respectivement, le tassement immédiat, le tassement de consolidation et le tassement secondaire.

II.2. Évaluation du tassement d'une fondation superficielle isolée à partir des essais en place

Par essais en place, on se limite ici au seul essai au pressiomètre Ménard, réalisé dans les conditions rappelées à l'annexe E.1., § 2.2.1. Fascicule 62 titre V

➤ Cas du sol homogène :

Dans le cas d'un sol homogène, le tassement final se calcule par la formule suivante :

$$S_f = S_c + S_d$$

Avec :

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda c \cdot B$$

$$S_d = \frac{2}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) B_o \left(\lambda_d \frac{B}{B_o} \right)^\alpha$$

- S_f : tassement final,
- S_c : tassement sphérique,
- S_d : tassement déviatorique,
- E_M : module pressiométrique,
- q' : contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation
- σ'_{v0} : contrainte verticale effective calculée dans la configuration avant travaux au niveau de fondation,
- B_o : largeur de référence égale à 0,60 m,
- B : largeur de la fondation,
- α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol,
- λc et λ_d : coefficients de forme, fonction du rapport L/B (voir chapitre02 §4-2-2-2).

Section02 : calcul des fondations profondes selon le fascicule 62

I. Pieu isolé sous charge axiale

I.1. Définitions. Introduction

On développe ici principalement les méthodes de détermination de la capacité portante des pieux basées sur les résultats d'un essai statique de chargement ou sur les résultats d'essais pressiométriques et pénétrométriques. Ces recommandations sont issues des résultats de plus de 200 essais de chargement statique de pieux en vraie grandeur réalisés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées depuis 1964. Elles forment les bases des Règles techniques de conception et calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Par ailleurs, on donne des indications sur l'utilisation des méthodes dynamiques.

Tout ce qui est dit dans ce paragraphe concerne aussi bien les pieux inclinés que les pieux droits, à condition de considérer les charges axiales.

I.1.1. Charge limite et charge de fluage

I.1.1.1. Charge limite

Considérons un pieu dont la base est située à la profondeur D dans un sol homogène (figure03-14). Ce pieu, dont on néglige le poids, est chargé axialement en tête par une charge Q.

Si l'on accroît progressivement Q à partir de 0, le pieu s'enfonce en tête, de S_t , et la courbe représentant Q en fonction de S_t à l'allure indiquée sur la figure 03-14, avec une charge limite correspondant à la rupture du sol. L'enfoncement ne se stabilise plus sous la charge et la vitesse d'enfoncement est relativement grande. Conventionnellement, sera la charge correspondant à $S_t = B/10$ (avec B diamètre du pieu) ou à une vitesse d'enfoncement de 1 à 5 mm/min.

Au moment de la rupture, la charge est équilibrée par les réactions limites du sol suivantes :

- résistance unitaire du sol sans la pointe q_p , conduisant à la charge limite de pointe :

$$Q_p = q_p A_p$$

Avec : A_p : section droite de la pointe ;

- résistance q_s due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu ; si q_s est le frottement latéral unitaire limite, la charge limite par frottement latéral est :

$$Q_s = q_s A_s$$

Avec : A_s : surface latérale du pieu ;

$$\text{Et l'on a : } Q_l = Q_p + Q_s$$

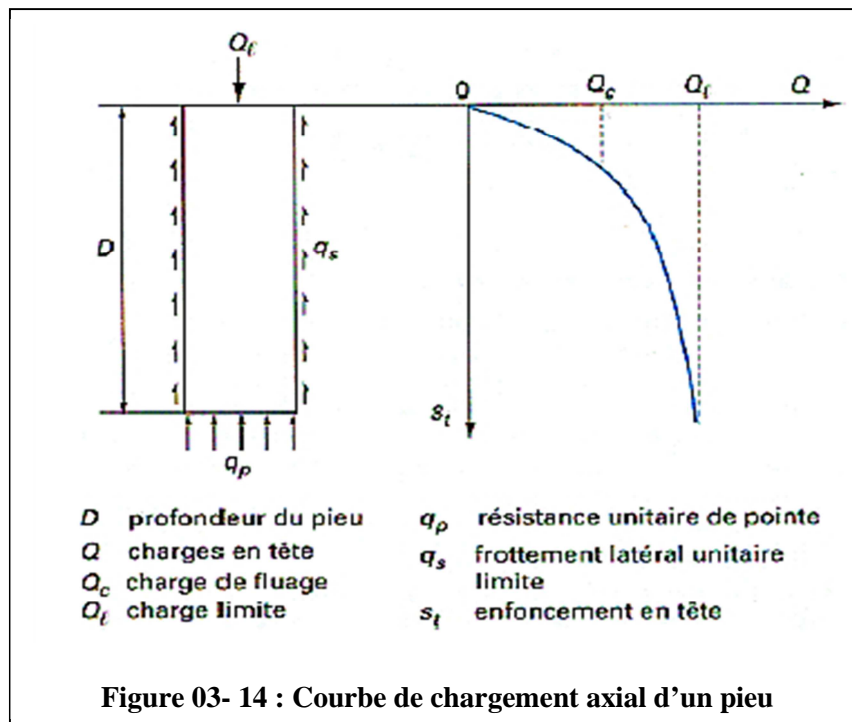
I.1.1.2 Charge de fluage. Relation avec Q_l

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge Q_C appelée charge de fluage (fig 03-14). Pour les charges supérieures à Q_C l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.

Les nombreux essais de chargement de pieux en vraie grandeur effectués par les Laboratoires des Ponts 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 sont différentes suivant le mode de mise en place du pieu dans le sol. On peut retenir :

- Pour les pieux refoulant le sol :

$$Q_C = \frac{Q_p}{1,5} + \frac{Q_s}{1,5} + \frac{Q_l}{1,5}$$



- pour les pieux ne refoulant pas le sol :

$$Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1,5}$$

- pour les pieux travaillant en arrachement :

$$Q_p = 0 \text{ Et } Q_c = \frac{Q_s}{1,5}$$

I.1.2 Théories classiques rigides-plastiques

Les théories classiques du calcul de la charge limite axiale d'un pieu reposent sur l'hypothèse du comportement rigide-plastique du sol, supposé partout en état de rupture dans une certaine zone autour du pieu.

Dans ces théories, les efforts résistants unitaires (résistance de pointe q_p , frottement latéral limite q_s) ne dépendent que des caractéristiques de rupture du sol mesurées en laboratoire (cohésion c et angle de frottement Φ) et sont reliés directement à la profondeur (par l'intermédiaire de la contrainte verticale q_z due au poids des terres au-dessus du niveau z considéré).

Ainsi, dans les sols frottant, pour un sol homogène de poids volumique déjaugé γ' :

$$q_p = c' N_c + q_0' N_q$$

Avec :

$q_0' = \gamma' D$ si D est la longueur ou la profondeur du pieu,

N_c et N_q facteurs de capacité portante de cohésion et de profondeur, fonctions de Φ uniquement,

Et : $q_s = k q_z \tan \delta + c'$

Avec : $q_z = \gamma' z$

K : rapport entre la contrainte normale au pieu et la contrainte parallèle à l'axe à la profondeur z (assimilée à la contrainte verticale q_z),

δ : angle de frottement entre le sol et le pieu (fraction prise souvent égale à 2 /3 de l'angle de frottement interne du sol).

Suivant les auteurs et suivant les schémas de rupture adoptés (figure03-15), les coefficients N_c et N_q peuvent varier dans le rapport de 1 à 10, et même davantage.

Pour les **sols purement cohérents** ($\Phi = 0$ et $c = c_u$) :

$$q_p = N_c C_u + q_0$$

Avec: N_c souvent pris égal à 9, et :

$$q_s = \alpha C_u$$

Avec : $\alpha \leq 1$ suivant la nature du sol, du pieu et de sa mise en œuvre.

On en développera pas plus ici ces théories classiques. Elles sont, en effet, de moins en moins utilisées en France pour les ouvrages de génie civil, notamment grâce au développement de méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais de reconnaissance en place (pressiomètre, pénétromètre, principalement) et les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur, méthodes jugées opérationnelles et plus fiables.

On trouvera dans tous les ouvrages de base de mécanique des sols et des fondations de plus amples informations sur les théories classiques de capacité portante des pieux.

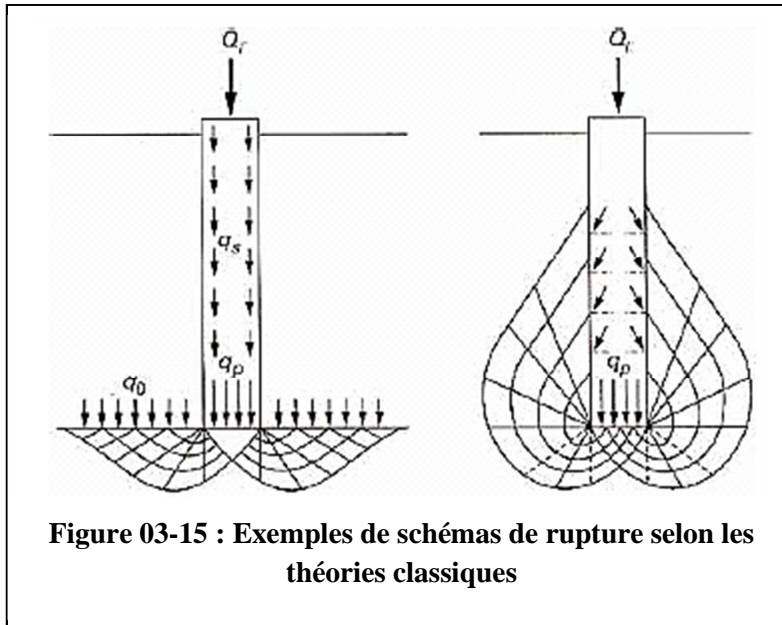


Figure 03-15 : Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques

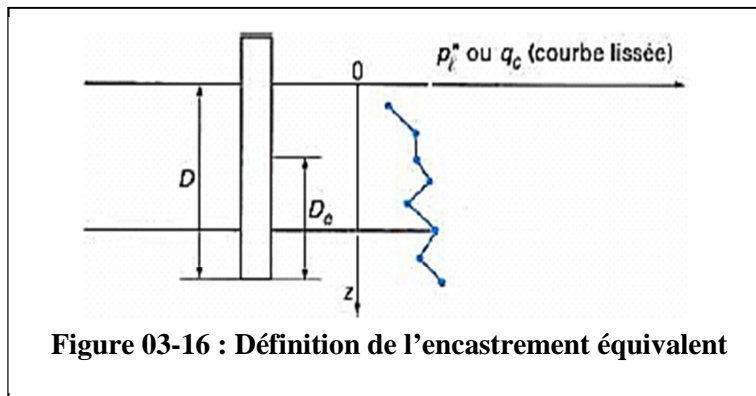


Figure 03-16 : Définition de l'encastrement équivalent

I.1.3 Encastrement équivalent. Pression limite et résistance de pointe équivalentes. Profondeur critique

I.1.3.1 Hauteur d'encastrement équivalente

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre. Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur Z , (figure 03-16) :

- soit, dans le cas du **pressiomètre**, la pression limite nette :

$$P_l^* = p_l - p_0$$

Avec :

p_l : pression limite mesurée,

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

- soit, dans le cas du **pénétrömètre statique**, la résistance de pointe (ou résistance de cône) q_c

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est définie par :

- *cas du pressiomètre :*

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

- *cas du pénétrömètre statique :*

$$D_e = \frac{1}{q_{0e}} \int_0^D q_0(z) dz$$

P_{le}^* et q_{0e} étant respectivement la pression limite nette et la résistance de pointe équivalentes définies ci-après.

I.1.3.2 Pression limite nette équivalente au pressiomètre P_{le}^* :

C'est une pression *moyenne* autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante (figure03-17) :

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

Avec :

$$a = B/2 \text{ si } B > 1 \text{ m,}$$

$$a = 0,5 \text{ m si } B < 1 \text{ m,}$$

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

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

I.1.3.3 Résistance de pointe équivalente au pénétrömètre statique q_{ce}

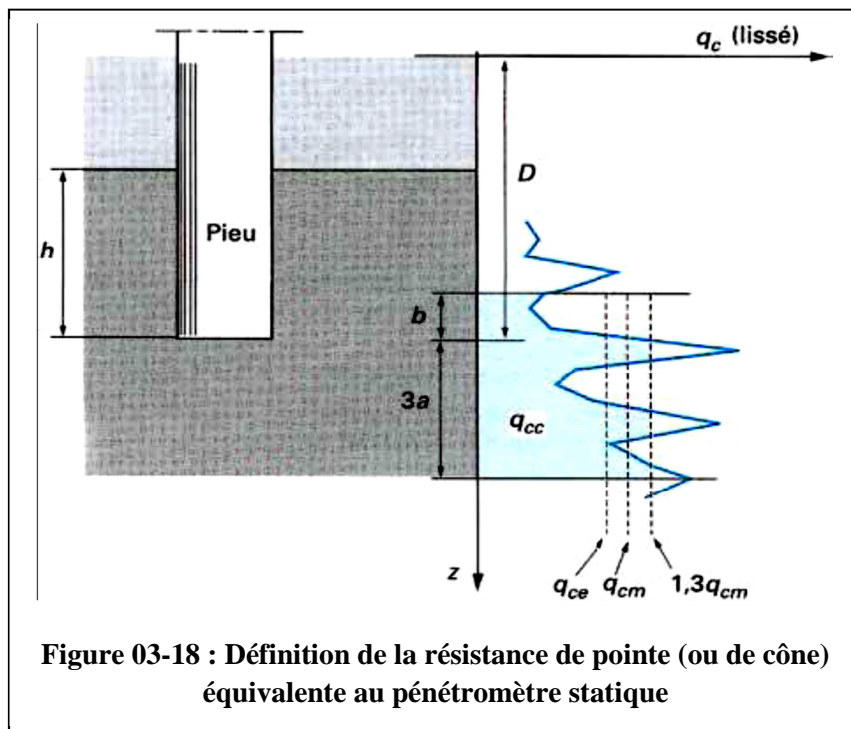
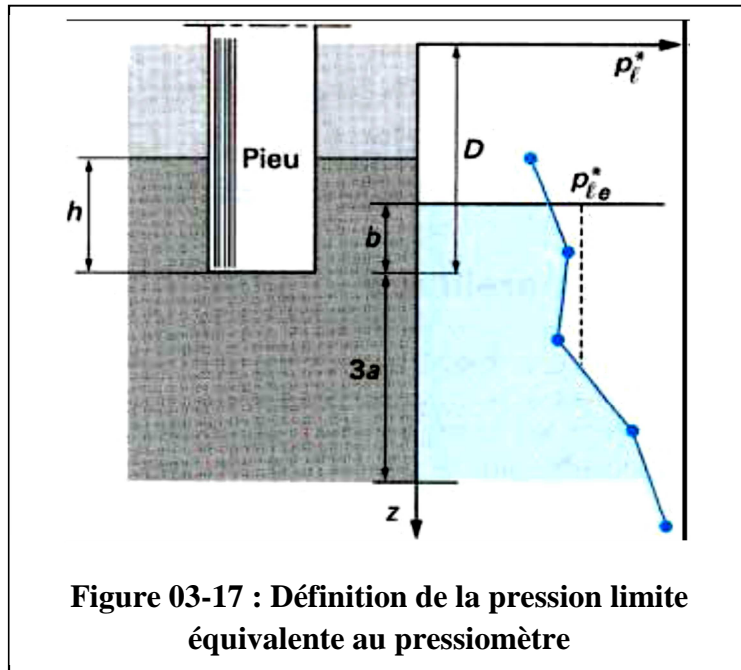
C'est une résistance de pointe *moyenne* autour de la base du pieu définie, à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée, par (figure03-18) :

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

Avec : q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3 q_{cm}$:

$$q_{cm} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_0(z) dz$$

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



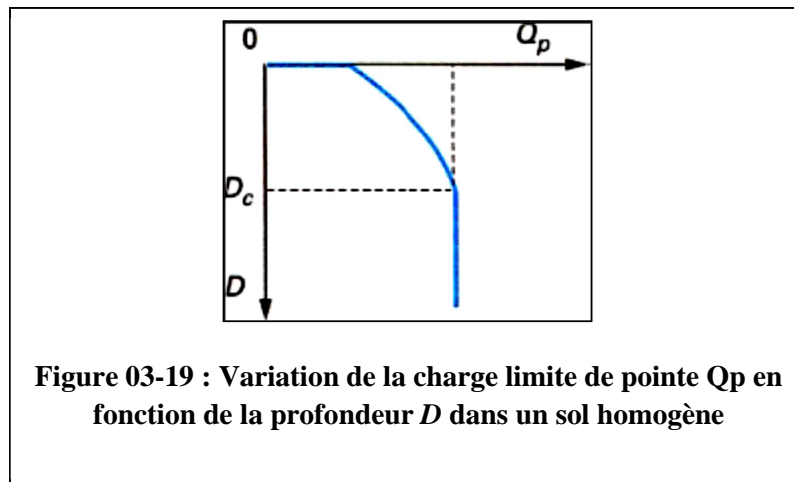
I.1.3.4 Profondeur critique

L'expérience montre que, dans un sol homogène, la charge limite de pointe Q_p augmente avec la profondeur D , jusqu'à une profondeur dite *profondeur critique* D_c au-delà de laquelle elle reste constante (figure 03-19). Cette profondeur critique varie, en principe, avec :

- le type de sol ;
- la résistance du sol ;
- le diamètre du pieu.

En fonction du rapport D_e / B entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur équivalente de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes :

- $D_e / B < 1,5$: il s'agit de *fondations superficielles* qui doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation (cf. chapitre spécialisé dans cette rubrique);
- $D_e / B > 5$: il s'agit de *fondations profondes* dont la base est située au-delà de la profondeur critique : les méthodes de calculs développées dans ce chapitre s'appliquent pleinement.
- $1,5 < D_e / B < 5$: Il s'agit de *fondations semi-profondes ou sous-critiques*. Les méthodes de calcul des fondations profondes s'appliquent, moyennant des adaptations.



I.2 Prévision de la charge limite et de la charge de fluage Q_c à partir d'un essai de chargement statique

I.2.1 Principe. Appareillage

L'essai de chargement statique a pour but de déterminer directement sur un pieu d'essai la courbe charge-enfoncement du pieu (figure 03-14), d'en déduire les charges limites et de fluage Q_c et, par suite, la charge admissible sur le pieu. On n'a recours à un essai de cette importance que lorsque les méthodes décrites dans les paragraphes I.3 et I.4 ne conduisent pas à des résultats suffisamment sûrs et que l'on peut extrapoler les résultats à un nombre suffisant de pieux sur le même site.

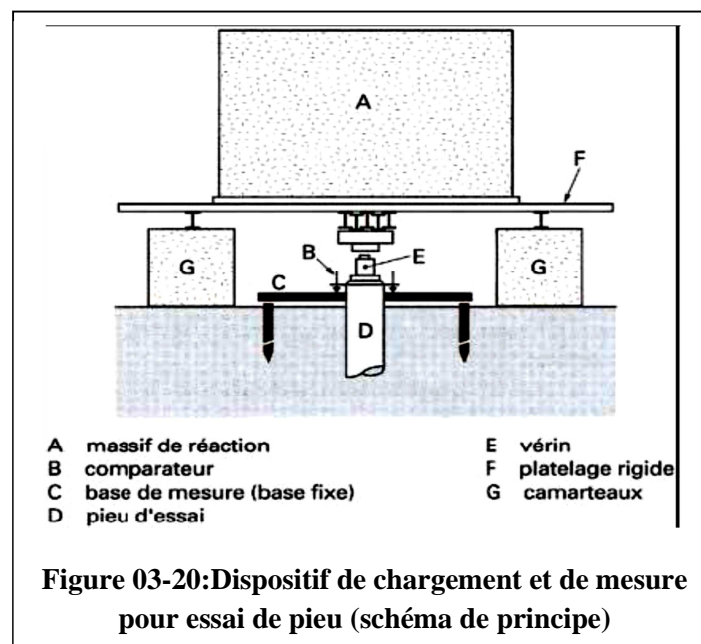
Le principe de la méthode, la description de l'appareillage à utiliser, la préparation et l'exécution de l'essai sont décrits en détail dans la norme AFNOR NF P 94-150, du moins pour la compression axiale.

L'appareillage nécessaire à la réalisation d'un tel essai comprend habituellement (figure 03-20) :

- 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** :
 - mesure **des charges** : manomètres branchés sur le circuit d'alimentation du vérin ou, ce qui est préférable, peson électrique intercalé entre le vérin et le pieu, mesure **des déplacements en tête** : niveau à lunette, comparateurs,
 - on peut également mesurer **les efforts à différents niveaux du fût** : on instrumente alors le pieu d'extensomètres à différentes profondeurs (jauges collées, extensomètre amovible, etc...)
- **Délai de repos** : D'une façon générale, il est recommandé de laisser s'écouler un délai de repos de 1 à 4 semaines entre la mise en place du pieu et l'essai de chargement.

I.2.2 Programme de chargement

Il convient en premier lieu d'évaluer, au moins approximativement, la charge limite par la méthode pressiométrique ou pénétrométrique. La norme AFNOR définit deux types d'essai statique :



❖ *L'essai préalable* : a pour but d'atteindre la rupture de portance du sol et de pouvoir, ainsi, optimiser la fondation sur pieux de l'ouvrage. Le pieu d'essai ne peut, en principe, être utilisé pour la fondation de l'ouvrage. Le programme d'essai comporte deux cycles de chargement-déchargement:

- un premier cycle, avec un chargement par 5 paliers de 1 h jusqu'à $0,5 Q_{\max,e}$ et un déchargement avec un palier de 5 min ;
- suivi d'un second cycle, avec un chargement par 5 paliers de 30 min et 5 paliers de 1 h jusqu'à $Q_{\max,e}$ et un déchargement par 4 paliers de 5 min. $Q_{\max,e}$ la charge maximale d'essai est telle que :

$$1,3Q_l = Q_{\max,e} \leq Q_G$$

Où Q_G est une charge définie en fonction des matériaux constitutifs du pieu et de l'usage futur du pieu d'essai.

À ce propos, le fascicule 62, titre V, n'interdit pas d'utiliser les pieux d'essai dans les fondations définitives de l'ouvrage. Si c'est le cas, Q_G correspond alors aux états-limites de service.

❖ *L'essai de contrôle* : est effectué sur un pieu de l'ouvrage. Son but est de vérifier la qualité et l'intégrité du pieu et de s'assurer que son comportement est conforme aux prévisions. La charge d'essai ne doit pas dépasser $0,8 Q_G$. Le programme d'essai ne comporte qu'un seul cycle.

Pour chaque palier de chargement ou de déchargement, l'enfoncement de la tête du pieu st est mesuré en fonction du temps.

I.2.3 Exploitation des résultats :

Dans le cas de l'**essai préalable**, on trace les courbes suivantes :

- figure **03-21a** : charge en tête Q , enfoncement en tête st (cumulé, obtenu à la fin de chaque palier) ;
- figure **03-21b** : enfoncement en tête, logarithme du temps ; la partie de ces courbes, en général linéaire, située entre 30 et 60 min, correspond à ce que l'on appelle des droites de stabilisation (prendre les déplacements du premier cycle jusqu'à $0,5 Q_{\max}$, puis ceux du 2e cycle à partir de $0,6 Q_{\max}$) ;
- figure **03-21c** : vitesse d'enfoncement v (prise entre 30 et 60 min, charge en tête Q , pour chaque palier de charge [v correspond, à un facteur constant près, à la pente de la partie droite (30 – 60 min des courbes de stabilisation)]).
-

L'analyse de ces courbes fournit :

- la **charge de fluage** Q_c qui correspond à l'intersection des deux parties linéaires de la courbe de la figure **03-21c** lorsque celle-ci se présente sous cette forme, ce qui est souvent le cas ; on peut aussi avoir une idée de Q_c par l'abscisse du point final de la partie initiale *linéaire* de la *courbe* de la figure **03-22a** ;
- la **charge de fluage** Q_l qui est donnée par l'abscisse de l'asymptote de la courbe de la figure **03-22a**, lorsque cette asymptote est nettement apparente. Sinon, on prend pour Q_l (*a priori* différent de, $(Q_l)_e$ approximation qui a été faite au préalable pour définir le programme de chargement), la valeur de Q correspondant à un enfoncement de la tête $S_t = B / 10$, B étant le diamètre du pieu.

Dans le cas d'un **pieu instrumenté** d'extensomètres, l'exploitation des mesures fournit la répartition des efforts le long du pieu et, à partir des efforts et des déformations à un niveau donné, on peut tracer la courbe de mobilisation de frottement latéral correspondante.

Le fascicule 62, titre V, propose, pour la justification de la capacité portante du pieu isolé, les dispositions suivantes.

Dans le cas d'essais de **pieux non instrumentés** le long du fût, on utilise directement les charges totales mesurées.

Dans le cas où un seul essai de pieu est réalisé, on affecte le résultat d'un coefficient minorateur de 1,2 :

$$Q = \frac{Q_m}{1,2}$$

Avec : Q désignant Q_l , Q_c , Q_s ou Q_{cT} et Q_m la valeur mesurée correspondante.

Dans le cas où plusieurs essais de pieux sont réalisés, une analyse critique des résultats permet de fixer les valeurs cherchées.

Dans le cas d'essais de **pieux instrumentés** le long du fût, permettant la mesure de la charge de pointe unitaire limite q_p et des frottements latéraux unitaires limites q_s , ces résultats sont utilisés pour déterminer la charge limite Q_l et la charge de fluage Q_c .

I.3 Prévision de la charge limite Q_l par la méthode pressiométrique

I.3.1 Classification des sols

Dans les règles proposées ci-après, la nature du sol intervient. C'est ainsi que l'on distingue les catégories de sols suivantes :

- argiles
- limons ;
- sables ;
- graves ;
- craies ;
- marnes ;
- marno-calcaires ;

- roches altérées ou fragmentées.

La craie est une formation sédimentaire, blanc-jaunâtre, poreuse et légère, constituée à 90 % de carbonate de calcium. Elle présente différents aspects allant de la pâte à la roche et peut comporter un pourcentage plus ou moins important de silex.

La marne comporte de 30 à 70 % de CaCO_3 , les marno-calcaires (ou calcaires marneux) de 70 à 90 %. (0) Pour les nombreuses formations intermédiaires (graves argileuses, argiles marneuses, sables limoneux) ainsi que pour les sols à structure complexe n'entrant pas dans les catégories ci-avant, on essaiera, au vu des essais d'identification, de les placer entre deux des catégories précédentes et l'on procédera par interpolation des paramètres de calcul.

L'appellation roches altérées ou fragmentées peut recouvrir des matériaux forts divers, à dominante calcaire, schisteuse, granitique, etc., à consistance plus ou moins meuble suivant le degré d'altération. On pourra, d'un point de vue pratique, réserver cette appellation aux matériaux à caractère rocheux dominant, pour lesquels il y a refus au pénétromètre statique et dont les modules pressiométriques sont supérieurs à 50MPa. Pour les roches altérées plus meubles, on essaiera de les rattacher aux autres classes : argiles, marnes, sables, etc.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique, le fascicule 62, titre V, définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau 03-04, en fonction de la pression limite p_l mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance de pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique.

Tableau 03-04 : Définition des catégories conventionnelles de sols				
Classe de sol			Pressiomètre P_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles. Limons	A	Argils et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argils et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sable. Graves	A	Laches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20
Craies	A	Molles	<0,7	<5
	B	Altérées	1,0à2,5	> 5,0
	C	Compacts	> 3,0	/
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	1,5à4,0	/
	B	Compacts	> 4,5	/
Roche (1)	A	Altérées	2,5à4,0	/
	B	Fragmentées	> 4,5	/

(1) L'appellations de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80MPa.

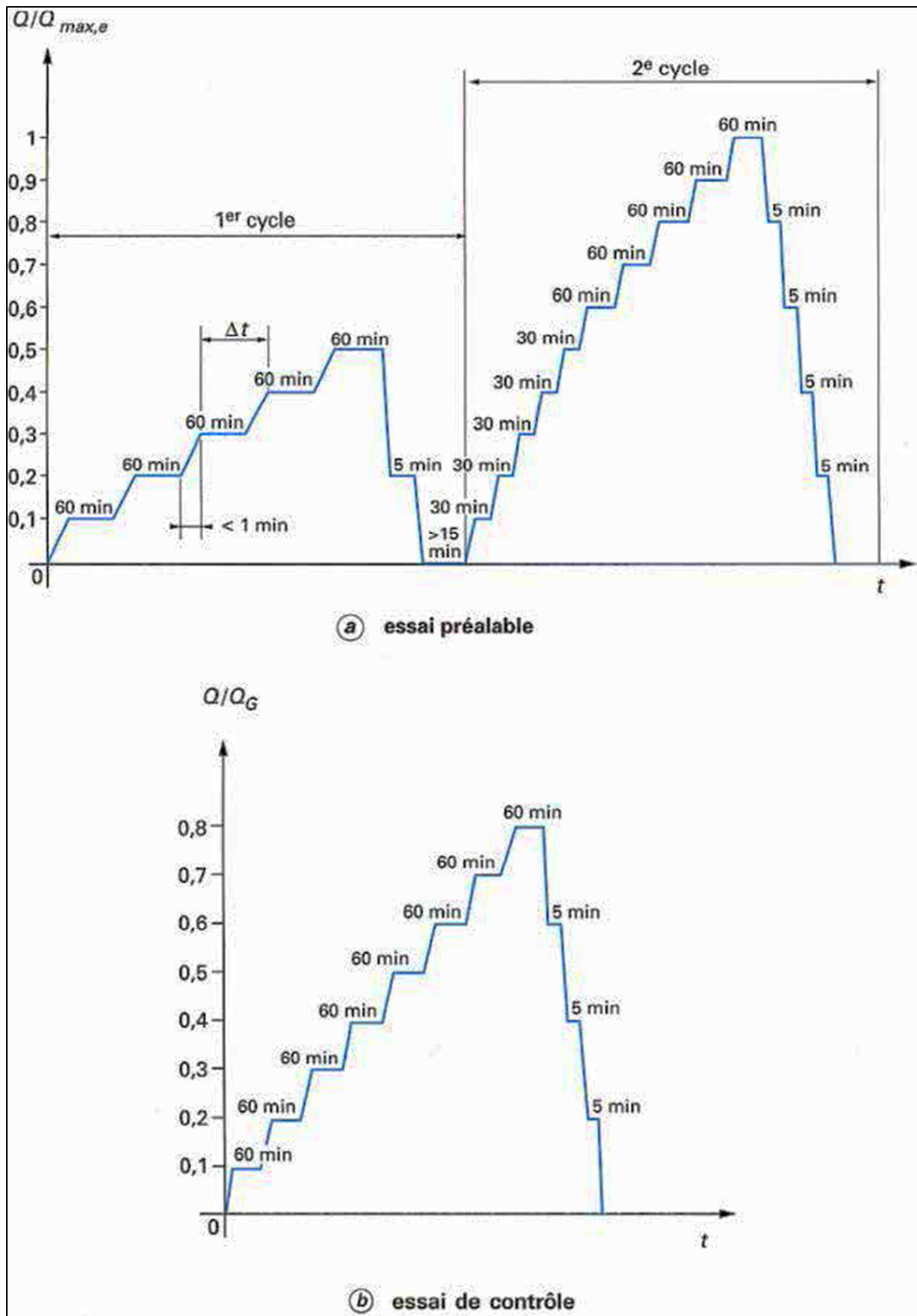


Figure 03-21 : Programmes de chargement-déchargement

I.3.2 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 la formule:

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

Avec :

A : section de pointe,

p_{le}^* : pression limite nette équivalente,

k_p : facteur de portance

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance k_p sont données par le tableau 03-05. Le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et des profilés métalliques non obturés à la base.

I.3.3 Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s

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

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

Dans cette expression, P désigne le périmètre du pieu et $q_s(z)$ le frottement latéral unitaire limite à la cote z . Ces termes sont explicités ci-après.

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

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

Tableau03-05 : Valeurs du facteur de portance k_p

Nature des terrains		Éléments	
		mis en œuvre sans refoulement du sol	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
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

- **Les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol** : ils concernent les pieux battus (catégorie 1 et 2) et les pieux foncés (catégorie 5). Leur mise en œuvre se fait par vèrinage battage ou vibro-fonçage. Il repousse le sol et le comprime ; ce qui génère un bon frottement latéral.
- **Les pieux mis en œuvre sans refoulement du sol** : ils concernent les pieux forés et les puis (catégorie 3 et 4). Leur mise en œuvre se fait par substitutions ce qui a pour effet de remanier le sol et de le décompresser. Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains types de mise en œuvre (pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissés moulés).

Les valeurs du coefficient de portance « K » ne sont applicables qu'au-delà de la profondeur critique « h_c ». (h_c correspond à la profondeur au-dessous de laquelle une fondation garde une force portante constante à la rupture). En deçà on pourra appliquer une interpolation linéaire entre 0 et D .

On définit « h_c » la hauteur d'encastrement équivalente par l'expression suivante :

$$h_c = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_{li}^*(z) dz$$

d : est en générale égale à zéro ;

D : hauteur d'encastrement réel du sol.

I.3.3.1 Frottement latéral unitaire limite q_s

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette p_l^* (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure 03-23.

Le choix de la courbe à utiliser en fonction :

- de la nature du sol ;
- du type de pieu. est indiqué au tableau 03-06.

Pour certains types de pieux forés, deux courbes sont proposées, l'une d'elles correspondant à des conditions particulières explicitées dans les renvois (1), (2) et (3) du tableau 03-06.

Tableau03-06 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s (principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art)

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

(1) *Réalésage et rainurage en fin de forage.*

(2) *Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).*

(3) *Forage à sec, tube non louvoyé.*

(4) *Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.*

(5) *Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).*

(6) *Injection sélective et répétitive à faible débit.*

(7) *Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.*

I.3.3.2 Périmètre P :

Pour tous les pieux à périmètre convexe, le périmètre de calcul est le périmètre réel du pieu.

Le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et des profilés métalliques non obturés à la base est traité au paragraphe (I.3.4.)

I.3.4 Calcul de la charge limite totale Q_l :

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Dans le cas des pieux travaillant en arrachement, on a :

$$Q_l = Q_s$$

Dans le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et des profilés métalliques non obturés à la base (pieux H et palplanches) dont la capacité portante est essentiellement mobilisée dans des argiles ou des sables, le fascicule 62, titre V, propose les expressions suivantes :

$$Q_p = \rho_p A k_p p_{le}^*$$

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

Q_p et Q_s sont affectés des coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s donnés par le tableau suivant :

Tableau03-07 : Coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s pour les profilés métalliques ouverts à la base				
Type de pieu	Nature du sol			
	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Tubulaire ouvert	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
Palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

La valeur du facteur de portance k_p pour le calcul de Q_p est celle pour un pieu mis en œuvre avec refoulement du sol (tableau03-05) et la section A à considérer en pointe est la section enveloppe pour les tubes et les pieux H et la section délimitée par les ailes pour les palplanches (figure03-24).

La valeur du frottement latéral unitaire limite est celle pour un pieu métallique battu fermé (tableau **03-06**) et figure**03-23**) et le périmètre P à considérer pour le calcul du frottement latéral total Q_s est le périmètre enveloppe pour les tubes et le périmètre développé pour les pieux H et les palplanches (figure**03-24**).

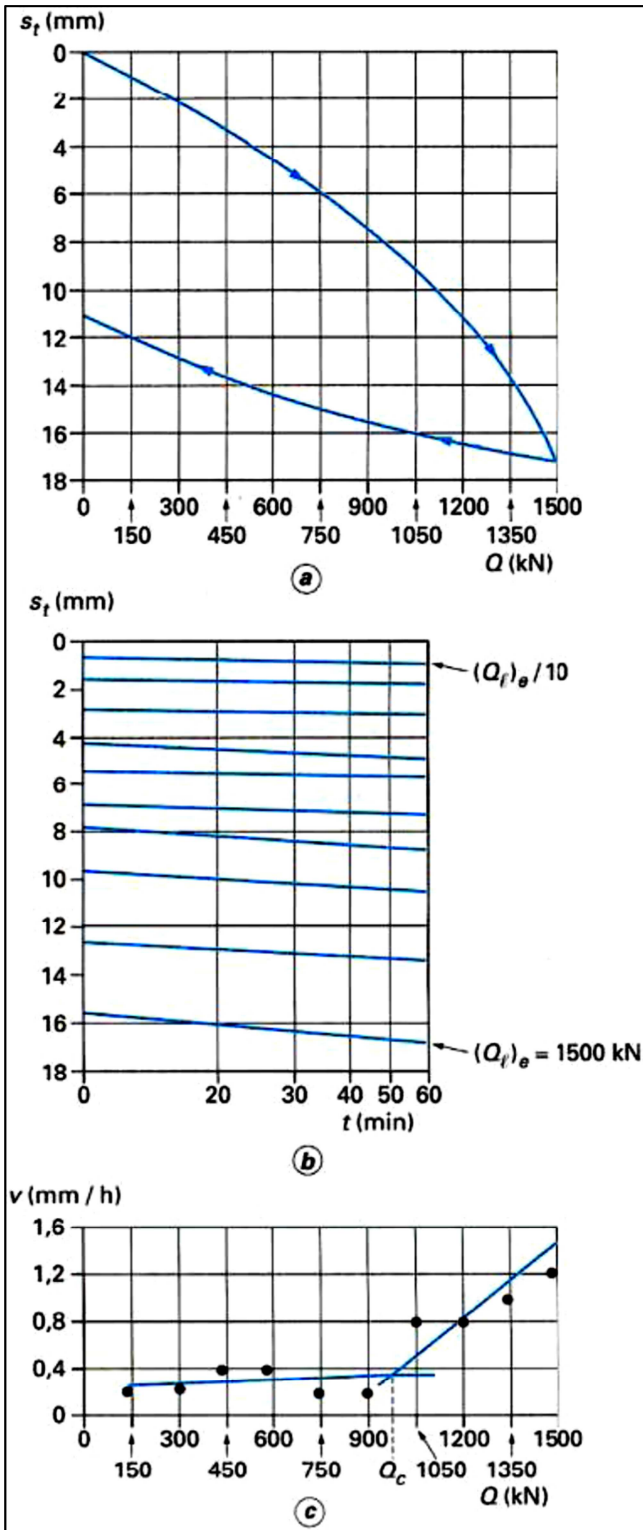


Figure 03-22 : Exemple de courbes caractéristiques tracées lors d'un essai de chargement statique de pieu

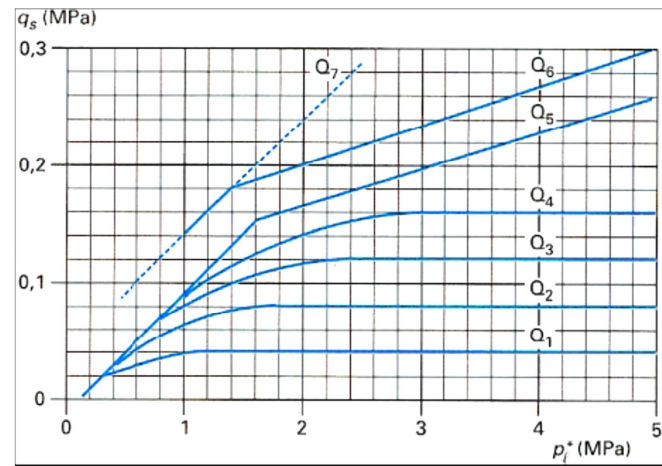


Figure 03-23 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu

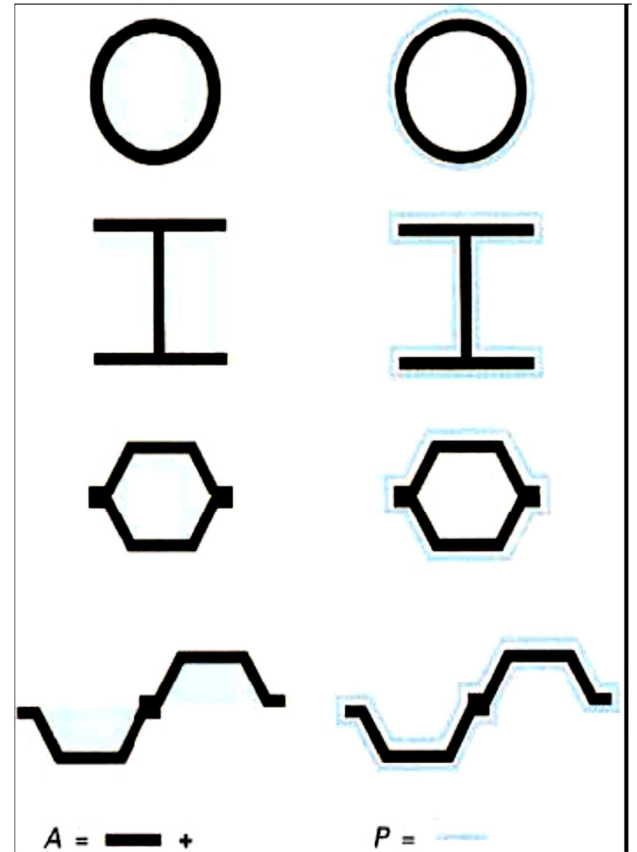


Figure 03-24 : Section A et périmètre P à considérer pour les pieux tubulaires et les profilés métalliques ouverts à la base

I.4. Prévision de la charge limite   partir des résultats du pénétromètre statique Q_t

On propose, dans ce paragraphe, des règles de calcul des pieux à partir des résultats au pénétromètre statique (essentiellement la résistance de pointe ou de cône q_c). Ces règles ont une forme tout à fait analogue à celles donn es au paragraphe I.3 pour le pressiomètre. Compte tenu d'un nombre moins important de résultats expérimentaux et du caractère plus dispers e des résultats des essais pénétrométriques, compar es à ceux des essais pressiométriques, **les règles** propos es ont un caractère plus incertain et elles **ne s'appliquent**, en toute rigueur, **que pour les pieux dont la pointe est au-dessous de la profondeur critique**. Comparée à la courbe de variation de la charge en pointe Q_p en fonction de la profondeur pour un pieu (figure 03-19), la courbe du pénétromètre (diamètre de la pointe de l'ordre de 35 mm) montre une profondeur critique quasiment nulle, donc une résistance en pointe constante avec la profondeur du sol homogène.

Les catégories conventionnelles des sols sont donn es, en fonction de q_c , dans le tableau 03-04.

I.4.1 Calcul de la charge limite de pointe Q_p

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

$$Q_p = Ak_c q_{ce}$$

Avec :

A : section de pointe, q_{ce} résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique (§I.1.3.3),

k_c : facteur de portance.

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance k_c sont donn es dans le tableau03-08.

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

I.4.2 Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu (excluant les tronçons avec double chemisage et ceux sur lesquels s'exerce du frottement négatif) est calculé par l'expression suivante :

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

Avec :

P : périmètre du pieu (§I.3.3.2),

q_s : frottement latéral unitaire limite à la cote z .

La valeur de q_s est déterminée par l'expression suivante :

$$q_s = \min \{ q_c(z) / \beta; q_{s;\max} \}$$

Avec :

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

β et $q_{s;\max}$: donnés par le tableau 03-09 en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu.

Tableau03-09 : Choix du coefficient β et de $q_{s\max}$											
Type de pieu		Nature des terrains									
		Argiles. Limons					Sables. Graves			Craies	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	$\beta q_{s\max}$ (MPa)	15	40	75(1) 80(1)	40	80(1)	200	200	200	125	80
Foré tubé (tube récupéré)	$\beta q_{s\max}$ (MPa)	15	100 40	100(2) 60(2)	40	100(2) 80(2)	250	250 40	300 120	125 40	100 80
Métal battu fermé	$\beta q_{s\max}$ (MPa)	15	120 40		150 80		300	300	300 120	(3)	
Battu préfabriqué béton	$\beta q_{s\max}$ (MPa)	15	75 80		80		150	150	150 120	(3)	

(1) Réalésage 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.

I.4.3 Calcul de la charge limite totale Q_t

Les principes sont les mêmes que pour le pressiomètre (§ I.3.4) (à appliquer avec les paramètres pénétrométriques)

Chapitre 04 :

Calcul des fondations selon l'EUROCODE7

Section 01 : calcul des fondations superficielles selon l'Eurocode7

I. Généralités

Les dispositions de cette section s'appliquent aux fondations superficielles, y compris les semelles isolées, les semelles filantes et les radiers. Certaines dispositions s'appliquent également aux fondations profondes.

II. Etats limites

La liste des états limites à prendre en compte doit être établie. Les états limites suivants doivent être pris en compte :

- L'instabilité d'ensemble ;
- Le défaut de la capacité portante ;
- La rupture par glissement ;
- La rupture combinée dans le terrain et dans l'ouvrage ;
- La rupture de la structure du fait des mouvements du massif de fondation ;
- Les tassements excessifs ;
- Les soulèvements excessifs ;
- Les vibrations inadmissibles.

III. Actions et situations de calcul

- 1- Lors du choix des actions pour les calculs aux états limites, on doit prendre en compte les actions suivantes :
 - Pour tout calcul, les valeurs des actions sont des grandeurs connues.
 - Les actions ne sont pas des inconnues dans le modèle de calcul.
- 2- Lorsque la raideur de la structure est importante, une analyse de l'interaction entre l'ouvrage et le terrain peut être nécessaire afin de déterminer la répartition des actions.
- 3- Les situations de calcul doivent être choisies conformément aux principes suivants : Pour les projets qui présentent une complexité géotechnique et des risques faibles, tel que défini ci-dessous, l'utilisation de méthodes de calcul simplifiées est admise :
 - Les ouvrages légers et simples ainsi que les petits travaux de tassement pour lesquelles on peut admettre les exigences essentielles seront satisfaites avec des risques négligeables pour les biens et les vies sur la base de l'expérience et de reconnaissances géotechniques qualitatives ;
 - Les autres ouvrages géotechniques.
- 4- Lors du choix des situations de calcul pour les fondations superficielles, il est particulièrement important d'évaluer le niveau de la nappe phréatique.

IV. Considérations relatives aux calculs et à l'exécution

IV.1. La profondeur

Lors du choix de la profondeur d'une fondation superficielle, les points suivants doivent être pris en compte :

- La possibilité d'atteindre une couche de capacité portante appropriée,
- La profondeur jusqu'à laquelle le retrait et le gonflement des argiles dus aux variations saisonnières du climat ou aux arbres et arbustes peuvent provoquer des mouvements sensibles ;
- La profondeur jusqu'à laquelle des dommages dus au gel peuvent se produire ;
- Le niveau de la nappe dans le terrain et les problèmes qui pourraient être rencontrés s'il est nécessaire d'exécuter une excavation pour la fondation au-dessous de ce niveau ;
- Les mouvements éventuels du terrain et les réductions de résistance de la couche porteuse provoquées par la circulation d'eau, les conditions climatiques ou les procédures de construction ;
- Les effets des excavations nécessaires à la construction sur les fondation et ouvrages avoisinants ;
- Les excavations ultérieures pour les équipements de service situés à côté des fondations ;
- Les hautes ou basses températures transmises par les bâtiments ;
- Les affouillements éventuels.

IV.2. La largeur

En plus du respect des exigences de comportement, il doit être tenu compte, lors du choix de la largeur de la fondation, des considérations pratiques liées à l'économie des travaux d'exécution, aux tolérances d'exécution, à l'espace nécessaire pour le travail et aux dimensions du mur ou du poteau porté par la fondation.

V. Calcul à l'état limite ultime

V.1. Stabilité d'ensemble

La stabilité vis-à-vis des ruptures par instabilité d'ensemble doit être vérifiée en particulier pour les fondations qui se trouvent dans les situations suivantes :

- Près de ou sur un site incliné, une pente naturelle ou un remblai ;
- Près d'une excavation ou d'un mur de soutènement ;
- Près d'un cours d'eau, d'un canal, d'un lac, d'un réservoir ou du bord de la mer ;
- Près d'exploitations minières ou d'ouvrages enterrés.

V.2. Défaut de capacité portante

V.2.1. Généralité

Afin de démontrer qu'une fondation supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis du défaut de capacité portante, l'inéquation suivante doit être satisfaite pour les cas de charges et de combinaisons de charges à l'état limite ultime :

$$V_d \leq R_d$$

Ou :

V_d : est la charge de calcul à l'état limite ultime, normale à la base de la fondation et comprenant le poids de la fondation et du matériau de remblai éventuel. En condition drainées, les pressions d'eau doivent généralement être traitées comme actions lors du calcul de V_d ;

R_d : est la capacité portante de calcul de la fondation vis-à-vis des charges normales, en tenant compte de l'effet des charges inclinées ou excentrées.

Lorsque les pressions de l'eau autour de la fondation sont hydrostatiques, le calcul de V_d peut être simplifié en utilisant les poids déjaugés des éléments de structure au-dessous du niveau de la nappe.

V.2.2. Les méthodes de calcul de la capacité portante

Pour le calcul d'une fondation superficielle, l'une des méthodes de calcul suivantes doit être utilisée :

- Une méthode directe dans laquelle des analyses séparées sont effectuées pour chaque état limite en utilisant des modèles et des valeurs de calcul pour les actions et les paramètres du terrain. Pour la vérification vis-vis d'un état limite, le calcul doit représenter le mieux possible le mécanisme de rupture prévu. Pour la vérification vis-vis d'un état limite de service, une analyse de déformations doit être utilisée ;
- L'utilisation d'une valeur de la capacité portante estimée de façon empirique en utilisant des expériences comparables et les résultats d'essais ou d'observations in situ ou en laboratoire et choisie en tenant compte des charges à l'état limite pertinent.

Les méthodes de calcul concernant le calcul à l'état limite ultime et à l'état limite de service des fondations superficielles dans le sol ; et valeurs estimées de la portance des roches pour le dimensionnement des fondations superficielles au rocher sont donnés si après :

V.2.2.1. Méthode analytique de calcul de capacité portante

❖ Généralité

Lors de l'évaluation analytique de la capacité portante verticale de calcul R_d d'une fondation superficielle, les deux situations à court et à long terme doivent être analysées, en particulier

dans les sols fins ou des variations de la pression interstitielle peuvent provoquer des modifications de la résistance au cisaillement.

Les équations approximatives déduites de la théorie de la plasticité et de résultats expérimentaux peuvent être utilisées pour déterminer la valeur de calcul de capacité portante verticale. Il convient de tenir compte des effets :

- La résistance du sol, généralement représentée par les valeurs de calcul c' , c et φ' ;
- L'excentricité et l'inclinaison de la fondation ;
- L'inclinaison de la surface du terrain ;
- Les pressions de l'eau souterraine et de gradients hydrauliques;
- La variabilité du sol, particulièrement la stratification.

❖ **Condition non drainé :**

L'Eurocode propose des relations plus compliquées, fonction de l'aire réduite A' de la surface de base de la fondation qui tient compte des excentremets de la charge dans les deux directions.

La valeur de calcul de la capacité portante est déterminée à partir de :

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) C_u S_c i_c + q$$

• **Influence de la forme de la fondation :**

Dans le cas des conditions non drainées l'eurocode a proposé les coefficients de forme représenté dans le tableau **04-01**:

Tableau 04-01 : Coefficients de forme		
Conditions non drainées		
<i>Fondations</i>	<i>rectangulaires</i>	<i>carrées ou circulaires</i> B/L = 1
s_γ	/	/
s_c	1 + 0,2(B' / L')	1,2
ξ	1	1

• **Inclinaison de la charge créée par une charge horizontale :**

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{\frac{1 + H}{A' C_u}} \right)$$

❖ *Condition drainé :*

La capacité portante de calcul est déterminée à partir de :

$$\frac{R}{A'} = C' \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma$$

Avec :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

• *Influence de la forme :*

Dans le cas des conditions drainées l'eurocode a proposé les coefficients de forme représenté dans le tableau **04-02** :

Tableau 04-02 : Coefficients de forme		
Conditions drainées		
<i>Fondations</i>	<i>rectangulaires</i>	<i>carrées ou circulaires</i> (B/L = 1)
s_γ	$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
s_c	$\frac{(1 - \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
ξ	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

• *Inclinaison de la charge, créée par une charge horizontale H parallèle à L' :*

▪ $i_q = i_\gamma = \frac{1 - H}{(V + A' C' \cot \varphi')}$

$$\blacksquare i_c = \frac{(i_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)}$$

- **Inclinaison de la charge, créée par une charge horizontale H parallèle à B' :**

$$\blacksquare i_q = \left(\frac{1 - 0,7H}{V + A' C' \cot \varphi'} \right)^3$$

$$\blacksquare i_\gamma = \left(\frac{1 - H}{V + A' C' \cot \varphi'} \right)^3$$

$$\blacksquare i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Il convient de tenir compte également de l'influence complémentaire de la profondeur d'encastrement, de l'inclinaison de la base de la fondation et de la surface du terrain.

Lorsque le massif de sol ou de roche sous une fondation présente une stratification ou de façon générale un réseau de discontinuités défini, le mécanisme de rupture supposé et les paramètres de résistance au cisaillement et de déformabilité choisis doivent tenir compte des caractéristiques structurelles du sol.

Lors du calcul de la capacité portante d'une fondation sur des dépôts très stratifiés, les valeurs de calcul des paramètres du terrain pour chacune des couches doivent être déterminées.

Lorsqu'une formation résistante existe sous une fondation plus faible, la capacité portante peut être calculée en utilisant les paramètres de résistance au cisaillement de la formation moins résistante.

V.2.2.2. Méthode semi-empirique pour l'estimation de la capacité portante

➤ *Essai pressiométrique*

La capacité portante de calcul d'une fondation superficielle peut être estimée de façon semi-empirique à partir des résultats d'essais in situ tels l'essai pressiométrique peuvent être utilisés. Lorsque l'on utilise l'essai pressiométrique, la valeur de calcul de la capacité portante d'une fondation soumise à une charge verticale dépend de la pression limite du sol selon la fonction linéaire suivante :

$$\frac{R}{A'} = q + K \cdot p_l^*$$

Avec :

R : capacité portante de la fondation vis-à-vis des charges normales ;

A' : est la valeur de calcul de la surface effective de la fondation ;

q : est la valeur de calcul de la contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation ;

k : est le coefficient de capacité portante, dont les valeurs numériques varient entre **0,8** et **3** en fonction du type de sol, de la profondeur d'encastrement et de la forme de la fondation ;

p_l^* : Est la valeur de calcul de la pression limite nette, est définie par :

Pour un essai pressiométrique comme étant la différence ($p_l - p_0$) entre la pression limite p_l et la pression horizontale des terres au repos, p_0 peut être déterminé à partir du coefficient de pression des terres au repos k_0 estimé, et à partir des valeurs de la contrainte vertical effective q' et de la pression interstitielle u , par la formule suivante :

$$p_0 = k_0 q' + u$$

➤ **Essai pressiométrique Ménard**

Dans ce cas on calcul la capacité portante d'une fondation superficielle par la méthode semi-empirique en utilisant les résultats de l'essai pressiométrique Ménard. La capacité portante de calcul est donnée par la formule suivante :

$$\frac{R}{A'} = \sigma_{v0} + k(p_{LM} - p_0)$$

Avec :

R : Est la capacité portante de la fondation vis-à-vis des charge normal ;

A' : L'aire de la base effective ;

σ_{v0} : Est la contrainte verticale totale (initiale) au niveau de la base de la fondation ;

p_{LM} : Valeur représentative des pressions limites ménard à la base de la fondation superficielle ;

$p_0 = [k_0(\sigma_v - u) + u]$ Avec, par convention, k_0 égal à 0,5, et σ_v est la contrainte verticale totale au niveau de l'essai et u est la pression interstitielle au niveau de l'essai ;

k : Est le facteur de capacité portante donnée dans le tableau **04-03** ;

B : est la largeur de la fondation ;

L : est la longueur de la fondation ;

D_e : est la profondeur équivalente de la fondation.

Tableau 04-03. Valeur du facteur de capacité portante k , pour les fondations superficielles			
Catégorie du sol		p_{LM} [MPa]	K
argile et limon	A	< 0,7	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
	B	1,2 à 2,0	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
	C	> 2,5	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
sable et graviers	A	< 0,5	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
	B	1,0 à 2,0	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
	C	> 2,5	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
craie		/	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
marne et roche altérée		/	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

V.3. Rupture par glissement

1. Lorsque la charge n'est pas normale à la base de la fondation, les fondations doivent être vérifiées vis-à-vis d'une rupture par glissement.
2. Pour la sécurité vis-à-vis de la rupture par glissement sur une base horizontale, l'inéquation suivante doit être satisfaite :

$$H_d \leq S_d + E_{pd}$$

Ou :

H_d : est la composante horizontale de la charge de calcul, y compris les valeurs de calcul des force de poussée des terres ;

S_d : est la résistance au cisaillement de calcul entre la base de la fondation et le terrain ;

E_{pd} : est la valeur de calcul de la pression des terres résistante sur le côté de la semelle qui peut être mobilisée pour le déplacement correspondant à l'état limite considéré et qui est disponible tout au long de la durée de vie de l'ouvrage.

3. Il convient d'adapter les deux valeurs de S_d et E_{pd} à l'échelle du mouvement prévu à l'état limite de chargement considéré. Pour les grands mouvements, il convient de tenir compte de l'influence éventuelle du comportement « *post – pic* ».
4. Pour les terrains de fondation à surface inclinée, une condition similaire à l'inégalité (1.) doit être appliquée.
5. Pour les fondations reposant sur des sols argileux, on doit tenir compte du fait que, dans la zone soumise aux mouvements saisonniers de la nappe, l'argile peut se détacher par retrait des faces verticales des fondations.
6. L'éventualité de la disparition du sol devant les fondations, par érosion ou à cause d'activité humaines, doit être prise en compte.
7. En conditions drainées, la valeur de calcul de la résistance au cisaillement, S_d doit être calculée au moyen de l'équation suivante :

$$S_d = V_d' \tan \delta_d$$

Ou :

V_d' : est la charge effective de calcul, normale à la base de la fondation ;

δ_d : est l'angle de frottement de calcul sur la base de la fondation.

8. La valeur de calcul de l'angle de frottement δ_d peut être choisie égale à la valeur de calcul de l'angle de résistance au cisaillement ϕ_d' pour les fondations en béton coulé *in situ* et à $2/3 \phi_d'$ pour les fondations préfabriquées lisses. Il convient de tenir compte d'aucune cohésion effective c' .
9. En conditions non drainées, la valeur de calcul de la résistance au cisaillement S_d , doit être généralement limitée par :

$$S_d = A' C_u$$

Ou :

A' : est la surface effective de la base ;

C_u : Cohésion non drainé

Lorsque l'eau ou l'air peut atteindre l'interface entre une fondation et la couche sous-jacente d'argile non drainée, la vérification suivante doit être effectuée :

$$S_d \leq 0,4V_d$$

L'exigence de $S_d \leq 0,4V_d$ ne peut pas être supprimée que lorsque la formation de vide entre la fondation et le sol sera empêchée par la succion dans les zones où il n'y a pas de pression de contact positive.

V.4. Charge fortement excentrées

1. Des précautions spéciales doivent être prises lorsque l'excentricité du chargement dépasse 1/3 de la largeur d'une semelle rectangulaire ou 0,6 fois le rayon d'une semelle circulaire.

Ces précautions comprennent :

- Un examen soigné des valeurs de calcul des actions de calcul géotechnique.
 - Le calcul de la position du bord de la fondation en tenant compte des déviations éventuelles lors des travaux.
2. A moins que des précautions particulières ne soient pas prises pendant l'exécution des travaux, il convient de prendre en compte des différences atteignant 0,10m.
 3. La valeur conservatrice de calcul ci-dessus pour la position du bord de la fondation doit être utilisée lors de la vérification vis-à-vis de la capacité portante.

VI. Calcul aux états limites de service

Les déplacements des fondations provoqués par la superstructure doivent être examinés tant en termes de déplacements de la fondation entière que de déplacement différentiels des différentes parties de la fondation.

Les charges de calcul à l'état limite de service doivent être utilisées pour le calcul des déplacements de la fondation qui seront comparés aux critères d'aptitude au service.

L'intervalle des valeurs possibles des déplacements verticaux et horizontaux de la fondation doit être évalué et comparé aux valeurs limites des mouvements.

Les déplacements provoqués par les actions sur la fondation telles que celles des actions dans le calcul géotechnique.

Les méthodes qui peuvent être utilisées pour le calcul des déplacements verticaux (tassement) dus aux charges appliquées à la fondation.

Le calcul de tassements fournit seulement des valeurs approximatives. Il convient de ne les considérer comme précis.

VII. Fondation au rocher

VII. 1. Considération complémentaire pour le dimensionnement

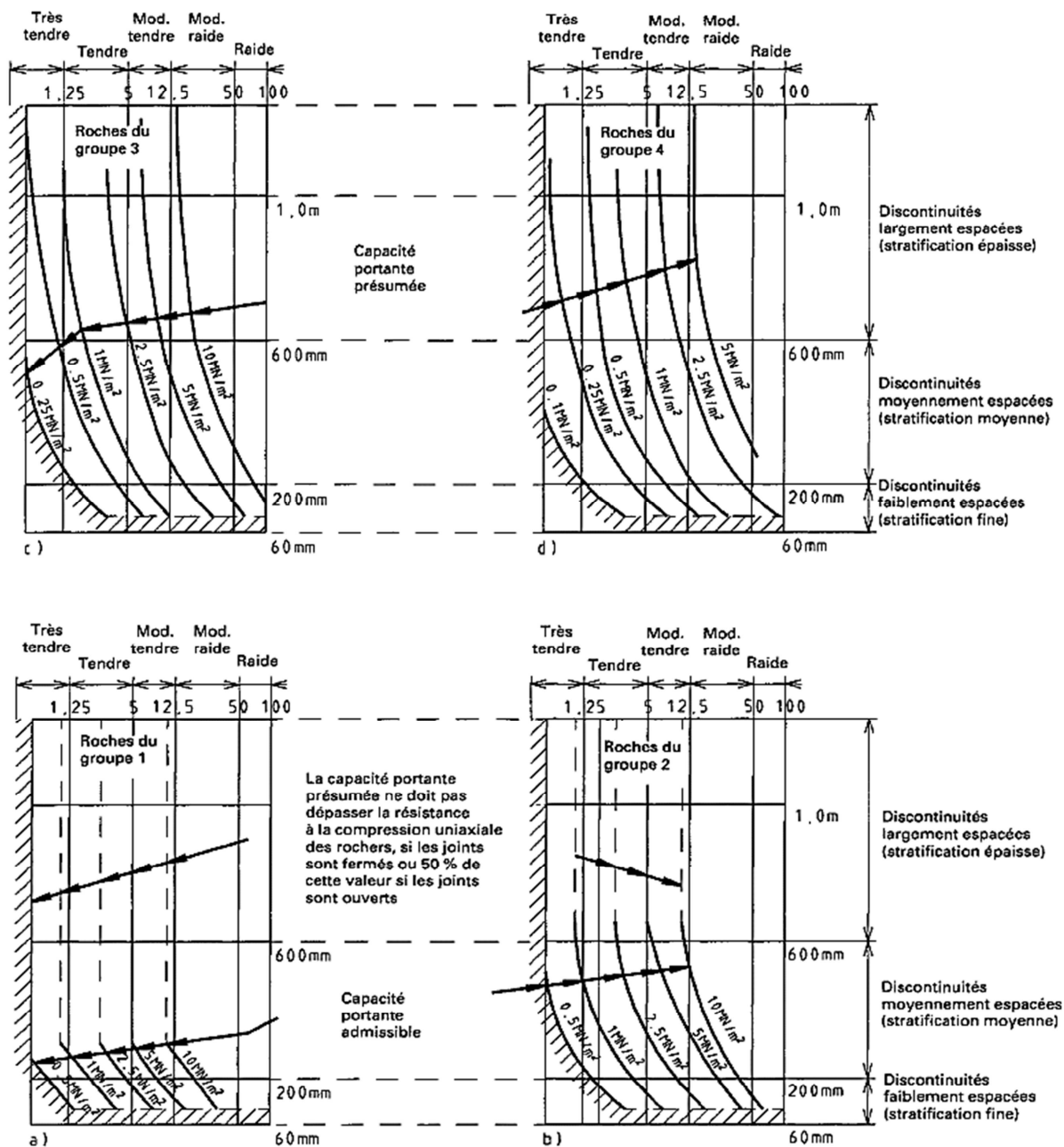
1. Le dimensionnement des fondations superficielles au rocher doit tenir compte des caractéristiques suivantes :
 - La déformabilité et la résistance du massif rocheux et les tassements admissibles de l'ouvrage supporté ;
 - La présence de toute couche faible, de traces de dissolution, des zones de faille,... au-dessous de la fondation ;
 - La présence de stratifications ou d'autres discontinuités et leurs caractéristiques (par exemple, remplissage, continuité, largeur, espacement) ;
 - L'état d'altération, de décomposition et de fracturation de la roche ;
 - Les perturbations de l'état naturel de la roche dues à des travaux de construction au voisinage de la fondation (travaux souterrains, pentes,...).
2. Les fondations superficielles au rocher peuvent normalement être calculées en utilisant la méthode des pressions de contact présumées.

Pour les roches ignées intactes, les roches gneissiques, les roches calcaires et les grès résistants, la pression de contact présumée est limitée par la résistance à la compression de la fondation en béton.

VII.2. Méthode de détermination de la pression de contact présumée des fondations superficielles sur les rocher

Pour les roches tendres et fracturées comportant des joints fermés, y compris les craies de porosité inférieure à 35%, la pression de contact présumée peut être déduire de la figure **04-01**. Ceci est fondé sur la classification donnée dans le tableau **04-04** dans l'hypothèse où l'ouvrage peut tolérer des tassements égaux à 0,5% de la largeur de la fondation. Les valeurs de la pression de contact présumée pour d'autres tassements peuvent être calculées proportionnellement au tassement. Pour les roches tendres et fracturées comportant des joints ouverts ou remplis, il convient d'utiliser des valeurs réduites de la pression de contact présumée.

groupe	Type de roche
1	Calcaires et dolomies purs Grès carbonatés de faible porosité
2	Roches ignées Calcaires oolithiques et marneux Grès bien cimentés Pélites carbonatées indurées Roches métamorphiques, y compris les ardoises et les schistes (clivage ou foliation horizontal)
3	Calcaires très marneux Grès faiblement cimentés
4	Ardoises et schistes (clivage ou foliation incliné) Pélites et schistes argileux et non cimentés



Résistance à la compression uniaxiale (MPa)

Figure 04-01 : pression de contact présumée des fondations isolées de forme carrée reposant sur des roches (pour des tassements ne dépassant pas 0,5% de la largeur de la fondation) pour les types de roches qui appartiennent à chacun des quatre groupes, se reporter au tableau 04. La pression de contact présumée dans la zone hachurée doit être évaluée après contrôle et/ou en réalisant des essais sur les roches.

Pour les craies de plus de 35% de porosité, les valeurs de la pression de contact présumée peuvent être déduites du tableau 04-05:

Tableau04-05 : Classification et pression de contact présumée pour les craies de forte porosité		
Type	Description sommaire	Pression de contact présumée (KPa)
V	Craie remaniée sans structure contenant des blocs de craie intacte Craie sèche au-dessus du niveau de nappe	125 à 250
IV	Craie rocheuse partiellement altérée avec des stratifications et des joints. joints séparés l'un de l'autre de 10 à 60 mm avec des ouvertures atteignant 20 mm, souvent remplies de craie molle remaniée et de fragments	250 à 500
III	Craie rocheuse ou en blocs non altérée. Joints séparés l'une de l'autre de 60 à 200 mm, avec des ouvertures atteignant 3mm, parfois remplies de fragments	500 à 750
II	Craie en blocs moyennement dure (tendre). Joints séparés l'un de l'autre de plus de 200mm et fermés.	750 à 1000
I	Comme pour le types II, mais dure (modérément tendre) et fragile	1000 à 1500

VIII. Evaluation du tassement des fondations superficielles

➤ Essai pressiométrique Menard

Cette partie présente un exemple de calcul du tassement, s , de fondations superficielles par une méthode semi-empirique mise au point pour des essais au pressiomètre Ménard.

$$s = (q - \sigma_{v0}) \left(\frac{2B_0}{9E_d} * \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9E_c} \right)$$

Ou :

B_0 : est une largeur de référence de 0,6mètres ;

B : est la largeur de la fondation ;

λ_d et λ_c : sont les facteurs de forme donnés dans le tableau 04-06 ;

Tableau 04-06 : facteur de forme, λ_d, λ_c pour le tassement des fondations superficielles						
L / B	Cercle	carré	2	3	5	20
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_c	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

α : est le facteur rhéologique donné dans le tableau **04-07** ;

Tableau04-07 : valeurs du facteur α pour les fondations superficielles			
Type du terrain	Description	E_M / P_{LM}	α
Tourbe			1
argile	Surconsolidée,	<16	1
	Normalement consolidée	9 à 16	0,67
	remaniée	7 à 9	0,5
Limon	Surconsolidée,	>14	0,67
	Normalement consolidée	5 à 14	05
sables		>12	0,67
		5 à 12	0,5
Sables et graviers		>10	0,5
		6 à 10	0,33
roche	Largement fissurée		0,33
	Inaltérée		0,5
	altérée		0,67

E_c : est la valeur pondérée de E_M immédiatement en dessous de la fondation ;

E_d : est la moyenne harmonique de E_M dans toutes les couche jusqu'à **8B** en dessous de la fondation ;

σ_{vo} : est la contrainte vertical total (initiale) au niveau de la base de la fondation ;

q : est la pression de calcul normale appliquée à la fondation.

➤ **Essai de pénétration standard (SPT)**

Il s'agit d'un exemple de méthode directe empirique pour calculer les tassements de fondations superficielles dans les sols granulaires, méthode proposée par Burland et Burbidge(1985).

Par hypothèse, le tassement en ce qui concerne les contraintes en dessous de la pression de surconsolidation correspond au 1/3 du tassement pour le sable normalement consolidé. Le tassement immédiat, s_i , en mm, d'une semelle carrée de largeur B, en m, est alors donné par :

$$s_i = \sigma'_{vo} B^{0,7} \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) B^{0,7} I_c$$

Ou :

σ'_{vo} : est la pression maximale verticale antérieure, en kPa ;

q' : est la pression moyenne effective des fondations, en kPa ;

I_c : est le rapport $\frac{a_f}{B^{0,7}}$;

a_f : est la compressibilité de la couche de fondation, $\frac{\Delta s_f}{\Delta q'}$ en mm/kPa.

Par une analyse de régression des valeurs observées de tassement, on obtient la valeur I_c par la formule :

$$I_c = 1,71\bar{N}^{1,4}$$

Où : \bar{N} est la moyenne du nombre de coup SPT sur la profondeur d'influence.

L'écart-type de a_f varie d'environ 1,5 pour \bar{N} supérieur à 25, à 1,8 pour \bar{N} inférieur à environ 10.

Il convient de ne pas corriger les valeurs N de cette méthode empirique particulière pour la pression verticale. Aucune mention n'est faite du rapport d'énergie (ER_r) correspondant aux valeurs N. l'effet de la nappe phréatique est supposé être déjà pris en compte dans le nombre de coups mesuré, mais, pour $N > 15$, il convient d'appliquer la correction $N = 15 + \frac{1}{2}(N - 15)$ pour les sables fins ou limoneux immergés.

Lorsqu'il s'agit de gravier ou gravier sableux, il convient d'augmenter le nombre de coup SPT d'un facteur de 1,25 environ.

La valeur \bar{N} est donnée par la moyenne arithmétique des valeurs N mesurées sur la profondeur d'influence $z_I = B^{0,75}$, dans laquelle intervient 75% du tassement, lorsque N augmente ou est constant avec la profondeur, si N révèle une diminution régulière avec la profondeur, la profondeur d'influence est pris comme 2B ou le fond de la couche molle, selon la plus faible des deux valeurs.

Il convient d'appliquer un facteur de correction f_s pour le rapport longueur sur largeur (L/B) de la fondation

$$f_s = \left[\frac{1,25 \left(\frac{L}{B} \right)}{\left(\frac{L}{B} \right) + 0,25} \right]^2$$

La valeur de f_s tend vers 1,56 lorsque L/B tend vers l'infini. Aucun facteur de correction de la profondeur (D) ne doit être appliqué pour $D/B < 3$.

Les fondations dans des sables et des graviers présentent des tassements qui sont fonction du temps. Il convient d'appliquer un facteur de correction f_t au tassement immédiat donné par :

$$f_t = \left(1 + R_3 + R_t \log \frac{t}{3} \right)$$

Où f_t : est le facteur de correction pour un temps $t \geq 3$ ans ;

R_3 : est le facteur pour le tassement qui se produit pendant les 3 premières années après la construction ;

R_t : est le facteur pour le tassement qui se produit à chaque cycle logarithmique au-delà de 3ans.

Pour les charge statiques, les valeurs prudentes de R_3 et R_t sont 0,3 et 0,2 respectivement. Ainsi, à $t = 30ans$, $f_t = 15$. Pour les charges fluctuantes (cheminées hautes, ponts, silos, turbines, etc.), les valeurs de R_3 et R_t son 0,7 et 0,8 respectivement et, par conséquent, à $t = 30ans$ donne $f_t = 2,5$.

► **Essai de pénétration au cône:**

C'est un exemple de méthode semi-empirique de calcul des tassements de fondations superficielles dans des sols pulvérulents est présenté ci-après (d'après schmertmann, 1970).

Le tassement s d'une fondation sous une pression de chargement q est exprimé par la formule suivante :

$$s = C_1 C_2 (q - s'_{vo}) \int_0^{z_f} \frac{I_z}{E_m} dz$$

Ou :

$$C_1 = 1 - \frac{0,5\sigma'_{vo}}{q - \sigma'_{vo}}$$

$$C_2 = 1,2 + 0,2 \log t$$

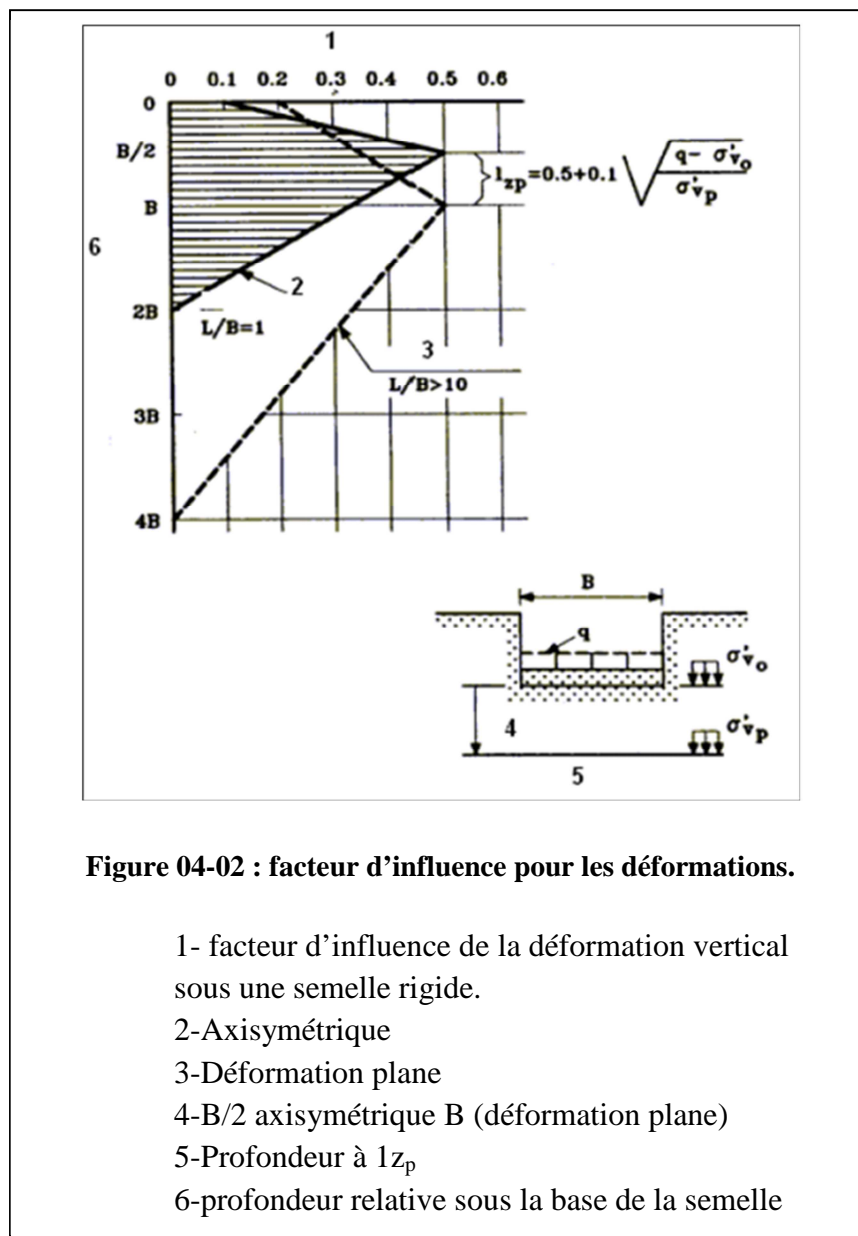
σ'_{vo} : est la contrainte verticale effective initiale au niveau de la fondation ;

t : est la durée, en années.

La figure **04-02** donne, pour des fondations superficielles axisymétriques (circulaire et carrée) et pour des fondations superficielles filantes (déformation plane), la courbe du facteur d'influence de la déformation vertical I_z .

La valeur dérivée du module d'Young E_m à utiliser dans cette méthode est la suivante :

- $E_m = 2,5q_c$ pour les cas axisymétriques ; et
- $E_m = 3,5q_c$ pour la déformation plane.



Section 02 : Fondations sur pieux selon l'Eurocode7

I. Généralités :

Les dispositions de cette section s'appliquent aux pieux appuyés en pointe, aux pieux flottants, aux pieux en traction et aux pieux chargés latéralement sont installés par battage, par vérinage, par vissage ou par forage avec ou sans injection.

II. Etats limites :

Une liste des états limites à prendre en compte doit être établie. Les états limites suivants doivent être pris en compte :

- L'instabilité d'ensemble ;
- Le défaut de la capacité portante de la fondation sur pieux ;
- Le soulèvement ou la résistance à la traction insuffisante de la fondation sur pieux
- La rupture du sol due au chargement latéral de la fondation sur pieux ;
- La rupture de la structure du pieu par compression, traction, flexion, flambement ou cisaillement ;
- La rupture combinée du sol et de la fondation sur pieux ;
- La rupture combinée du sol et de l'ouvrage ;
- Les tassements excessifs ;
- Le soulèvement excessif ;
- Les vibrations inacceptables.

III. Méthodes de calcul et considérations relatives au calcul

III. 1. Méthode de calcul

Le calcul doit être fondé sur l'une des approches suivantes :

- Des résultats d'essais de chargement statique, dont l'adéquation a été démontrée pour des situations comparables par des calculs ou une autre méthode ;
- Des méthodes de calcul empiriques ou analytiques dont la validité a été démontrée par des essais de chargement statique dans des situations comparables ;
- Des résultats d'essais de chargement dynamiques dont la validité a été démontrée par des essais de chargement statique dans des situations comparables

III.2. Considérations relative au calcul

1- le comportement des pieux isolés et des groupes de pieux ainsi que la raideur et la résistance de l'ouvrage reliant les pieux doivent être pris en compte.

2- Lors du choix des méthodes de calcul et des valeurs des paramètres et lors de l'utilisation des résultats d'essais de chargement, la durée et la variation du chargement au cours du temps doivent être prises en compte.

3- Les applications et suppressions de surcharges prévues ultérieurement et les variations éventuelles du régime des eaux souterraines doivent être pris en compte dans les calculs comme lors de l'utilisation des résultats d'essais de chargement.

4- Le choix du type de pieu, y compris la qualité du matériau du pieu et la méthode d'installation, doit tenir compte des points suivants :

- Les conditions de terrain sur le site, y compris la présence ou la possibilité d'obstacles dans le sol ;
- Les contraintes générées dans les pieux au cours de leur installation ;
- La possibilité de préserver ou de vérifier l'intégrité du pieu installé ;
- L'effet de la méthode et du phasage de l'installation des pieux sur les pieux qui ont déjà été installés et sur les ouvrages et équipements avoisinants ;
- Les tolérances définies pour les pieux installés ;
- Les effets nuisibles des produits chimiques présents dans le terrain.

III.3. Pieux en compression

III.3.1. Calcul à l'état limite

Le calcul doit démontrer que les types d'états limites suivants sont suffisamment improbables :

- Etats limites ultime d'instabilité d'ensemble ;
- Etats limites ultimes de défaut de capacité portante de la fondation sur pieux ;
- Etats limites ultimes de ruine ou de dommage porté par la fondation à cause du déplacement de la fondation sur pieux ;
- Etats limites de service dans l'ouvrage supporté à causes du déplacement des pieux.

III.3.2. Stabilité d'ensemble

- 1- La rupture par instabilité d'ensemble des fondations sur pieux en compression doit être examinée.
- 2- Lorsqu'une instabilité est possible, il convient de tenir compte des surfaces de rupture qui passent sous les pieux et de celles qui les coupent.
- 3- La stabilité d'ensemble des fondations superficielles s'appliquent également aux fondations sur pieux en compression.

III.3.3. Capacité portante

III.3.3.1 Généralité

- 1- Pour démontrer que la fondation supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de capacité portante, l'inéquation suivante doit être satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge à l'état limite ultime :

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

Ou :

F_{cd} : est la charge de compression axial de calcul à l'état limite ultime ;

R_{cd} : est la somme de toutes les composantes de la capacité portante de calcul de la fondation sur pieux vis-à-vis des charges axiales, en tenant compte de l'effet de toute charge inclinée ou excentrée.

- 2- En principe, il convient d'inclure dans F_{cd} le poids propre du pieu et dans R_{cd} la pression verticale des terres au niveau de la base de la fondation. Dans le cas où ces deux termes s'annulent approximativement, on ne peut pas les prendre en considération. Comme ils peuvent être pris en considération que lorsque :
 - Le frottement négatives est important ;
 - Le sol est très léger ; ou
 - Le pieu dépasse au-dessus de la surface du sol.
- 3- Pour les groupes des pieux, deux mécanismes de rupture doivent être pris en compte et la plus faible de ses deux valeurs sera choisie comme capacité portante de calcul :
 - Le défaut de la capacité portante des pieux pris individuellement ;
 - Le défaut de la capacité portante des pieux et du sol contenu entre eux, le tout agissant comme un bloc.
- 4- En général, la capacité portante du groupe de pieux agissant comme un bloc peut être calculé en traitant le bloc comme étant un pieu unique de grand diamètre. Lorsque les pieux sont utilisés pour réduire le tassement d'un radier, leur résistance correspondante à la charge de fluage peut être utilisée pour l'analyse des états de limites de service de l'ouvrage.
- 5- L'évaluation de la capacité portante ultime des pieux, pris individuellement, doit tenir compte de l'effet défavorable éventuel des pieux voisins.
- 6- Lorsque la couche portant les pieux se trouve au-dessus d'une couche de sol plus faible, l'effet de la couche faible sur la capacité portante de la fondation doit être pris en compte.
- 7- Lors de la détermination de la capacité portante de calcul d'un groupe de pieux, la nature de l'ouvrage reliant les pieux du groupe doit être considérée.

III.3.3.2. Capacité portante ultime d'après des résultats des essais exécutés sur le sol

La capacité portante de calcul, R_{cd} d'un pieu doit être établie à partir de la relation :

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

Avec : R_{bd} et R_{sd} doivent être déduits des expressions suivantes :

R_{bd} : est la résistance de calcul en pointe ;

R_{sd} : est la résistance de calcul sur la surface latérale du fût ;

$$R_{bd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} \text{ et } R_{sd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s}$$

Et R_{bk} et R_{sk} sont calculée apartir des equations suivante :

$$R_{bk} = q_{bk} \cdot A_b \text{ et } R_{sk} = \sum_{i=1}^n q_{sik} \cdot A_{si}$$

Ou :

R_{bk} et R_{sk} : valeurs caracteristiques des résistances de la pointe et du fut ;

A_b :aire nominale de la section plane de la base du pieu ;

A_{si} :aire nominale de la surface du pieu dans la couche de sol « i ».

q_{bk} :valeur caracteristique de la résistance par unité de surface de la base du pieu ;

q_{sik} : valeur caracteristique de la résistance par unité de fut du pieu dans la couche « i ».

γ_b et γ_s ces valeurs sont noté dans le tableau suivant :

Tableau04-08 : de valeurs de γ_b, γ_s et γ_t			
Facteurs	γ_b	γ_s	γ_t
Pieux fonçés	[1,3]	[1,3]	[1,3]
Pieux forés	[1,6]	[1,3]	[1,5]
Pieux CFA (traité contenue)	[1,45]	[1,3]	[1,4]

III.3.3.3. Capacité portante ultime déduite des essais in-situ :

➤ *Essai pressiométrique* :Dans ce qui suit on va présenté un exemple du calcul de la capacité portante ultime, Q , des pieux à partire de l'essai MPM, en utilisant :

$$Q = AK (P_{LM} - P_o) + P \sum (q_{si} - Z_i)$$

Ou :

A : est l'aire de base du pieu qui est égale à l'aire réelle des pieux à base fermée et d'une partie de cette aire pour les pieux à base ouverte ;

P_{LM} : est la valeur représentative de la pression limite à la base du pieu corrigée pour toutes les couches molles sous-jacentes ;

P_o : est $[K_o (\sigma_v - u) + u]$ avec, par convention, K_o égal à 0,5, et σ_v est la pression de surcharge verticale total au niveau de l'essai et u est la pression interstitielle au niveau de l'essai ;

K : est le facteur de capacité portante donné dans le tableau 04-09 ;

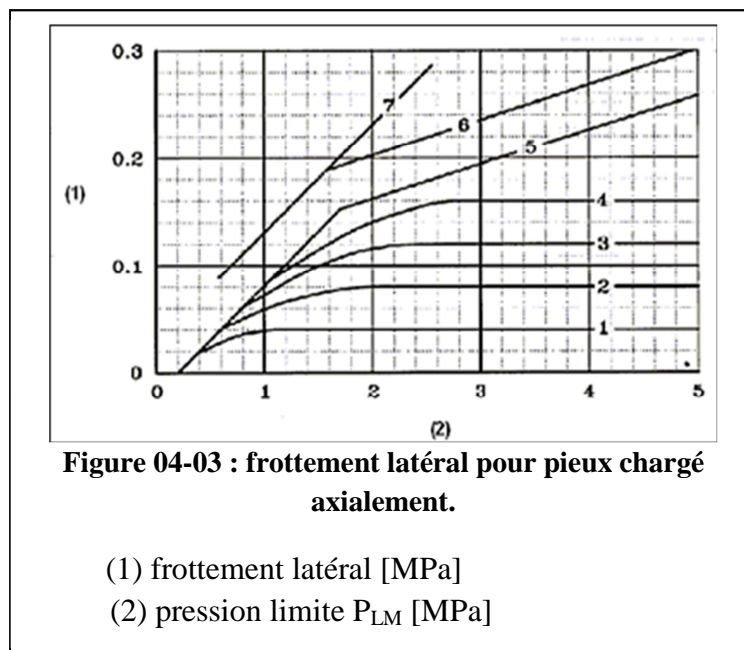
Catégorie du sol		P_{LM} [MPa]	Pieux foré et pieux à faible refoulement	Pieux à refoulement totale
Argile et limon	A	<0,7	1,1	1,4
	B	1,2 à 2,0	1,2	1,5
	C	>2,5	1,3	1,6
Sable et graviers	A	<0,5	1,0	4,2
	B	1,0 à 2,0	1,1	3,7
	C	>2,5	1,2	3,2
craie	A	<0,5	1,1	1,6
	B	1,0 à 2,5	1,4	2,2
	C	>3,0	1,8	2,6
Marne	A	1,5 à 4,0	1,8	2,6
	B	>4,5	1,8	2,6
Roche altérée	A	2,5 à 4,0	(i)	(i)
	B	>4,5		

i : choisir K pour la catégorie de sol la plus proche.

P : est le périmètre du pieu ;

q_{si} : est la résistance du fut par unité de surface pour la couche du sol i donnée sur la figure 01, lue en commun avec le tableau 03 ;

z_i : est l'épaisseur de la couche du sol i .



Catégorie du sol		Argi et limon			Sable et graviers			Craie			marne		roche
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Pieux forés et caissons	Simple	1	1/2	2/3	/			1	3	4/5	3	4/5	6
	A la boue	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	3	4/5	3	4/5	6
	Tubage temporaire	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	2	3/4	3	4	/
	Tubage permanent	1	1	1	1	1	1				2	3	/
Puits creusé manuellement		1	2	3	/	/	/	1	2	3	4	5	6
Pieux à refoulement	Extrémité fermé	1	2	2	2	2	3				3	4	4
	Préfabriqué	1	2	2	3	3	3				3	4	4
	Béton	1	2	2	2	2	3	1	2	3	3	4	/
	Moulé	1	2	2	3	3	4				3	4	/
	Enrobé												
Pieux injectés	Basse pression	1	2	2	3	3	3	2	3	4	5	5	/
	Haute pression	1	4	5	5	5	6	/	5	6	6	6	7

➤ **Essai de pénétration au cône** : Dans ce qui suit, on donne un exemple de détermination de la capacité portante maximale d'un pieu isolé à partir des valeurs de q_c d'un essai de pénétration au cône.

La capacité portante maximale d'un pieu est obtenue comme suit :

$$F_{\max} = F_{\max,base} + F_{\max,fut}$$

Ou

$$F_{\max,base} = A_{base} P_{\max,base}$$

Et

$$F_{\max,fut} = O_p \int_0^{\Delta L} P_{\max,fut} dz$$

Avec :

F_{\max} : est la capacité portante maximale du pieu, en MN ;

$F_{\max,base}$: est la résistance maximale de la base, en MN ;

$F_{\max,fut}$: est la résistance max du fut, en MN ;

A_{base} : est l'aire de la section transversale de la base, en m² ;

$P_{\max,base}$: est la contrainte de résistance maximal, en MPa ;

O_p : est la circonférence de la partie du fut du pieu dans la couche où est ancrée la base du pieu, en mètres ;

ΔL : est la distance de la base du pieu au fond de la première couche du sol au-dessus de cette base avec $q_c < 2MPa$, de plus $\Delta L \leq$ la longueur de la partie élargie de la pointe du pieu, le cas échéant, en mètres ;

$P_{max,fut}$: est la contrainte maximale du frottement latéral, en MPa ;

z : est la profondeur ou la distance vertical (positive vers le bas).

La contrainte de résistance maximale à la base $P_{max,base}$, peut être calculée par l'équation suivante :

$$P_{max,base} = 0,5\alpha_p\beta\beta_s \left(\frac{q_{c;I;moy} + q_{c;II;moy}}{2} + q_{c;III;moy} \right)$$

Et : $P_{max,base} \leq 15MPa$

Ou :

$q_{c;I;moy}$: est la moyenne des valeurs de $q_{c;I}$ sur la profondeur allant du niveau de la base du pieu jusqu'à un niveau au moins équivalent à 0,7 fois et au plus à quatre fois le diamètre D_{eq} de la base du pieu (voir la figure 02).

Avec :

$$q_{c;I;moy} = \frac{1}{d_{crit}} \int_0^{d_{crit}} q_{c;I} dz$$

$$0,8D_{eq} < d_{crit} < 4D_{eq}$$

La profondeur critique correspond au minimum de la valeur calculée de $P_{max,base}$;

D_{eq} : est le diamètre équivalent de la base, en m ;

$$D_{eq} = \frac{1,13a}{(b/a)}$$

Ou a : est la longueur du plus petit côté de l'aire de la base, en m ;

b : est le plus grand coté, en m.

$q_{c;II;moy}$: est la moyenne des valeurs basses de $q_{c;II}$ sur la profondeur allant de la profondeur critique à la base du pieu (voir la figure 02)

$$q_{c;II;moy} = \frac{1}{d_{crit}} \int_{d_{crit}}^0 q_{c;II} dz$$

$q_{c;III;moy}$: est la moyenne des valeurs $q_{c;III}$ sur l'intervalle de profondeur allant du niveau de la base du pieu à un niveau situé au-dessus, à 8fois le diamètre de la base du pieu. Ce mode opératoire commence avec la valeur la plus basse $q_{c;II}$ utilisée pour calculer $q_{c;II;moy}$ (voir figure 02)

$$q_{c;III;moy} = \frac{1}{8D_{eq}} \int_0^{-8D} q_{c;II} dz$$

Pour les pieux à tarière continue (CFA), la valeur $q_{c;III; moy}$ peut ne pas dépasser 2MPa, sauf si les résultats de l'essai de pénétration au cône réalisé à une distance du pieu >1m après la fabrication du pieu sont utilisés pour calculer la capacité portante ;

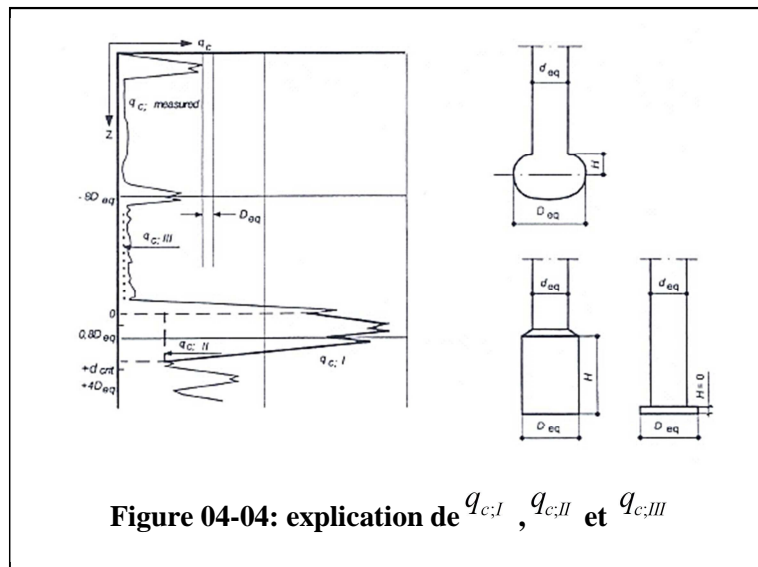


Figure 04-04: explication de $q_{c:I}$, $q_{c:II}$ et $q_{c:III}$

α_p : est le facteur de la classe du pieu donné dans le tableau 04-11 ;

Tableau04-11 : valeurs maxima les de α_p et α_s pour les sables et les sables graveleux		
Classe ou type de pieu	α_p	$\alpha_s^{1)}$
Pieux à refoulement de sol, diamètre > 150 mm	1,0	0,010
- Pieux préfabriqués foncés, - Pieux coulés sur place fabriqués par battage d'un tube d'acier fermé en pointe. Le tube d'acier est récupéré pendant le bétonnage.		
Pieux sans refoulement du sol, diamètre > 150mm	1,0	0,014
- Pieux à la tarière ;	0,8	0,006 ²⁾
- Pieux forés (avec boue de forage).	0,6	0,005

1) Valeur valable pour les sables fins à grossiers. Pour les sables les plus grossiers, un facteur de réduction de 0,75 est nécessaire ; pour les graviers, ce facteur est de 0,5.
2)
3) Cette valeur est utilisée lorsqu'on applique les résultats d'essais de pénétration au cône effectuée avant l'installation du pieu. Lorsque des essais de pénétration au cône ont été réalisés à proximité de pieu à la tarière, α_s peut être augmentée jusqu'à 0,01

β : est le facteur ou la forme de la pointe du pieu est prise en compte comme indiqué sur la figure 04-05 :

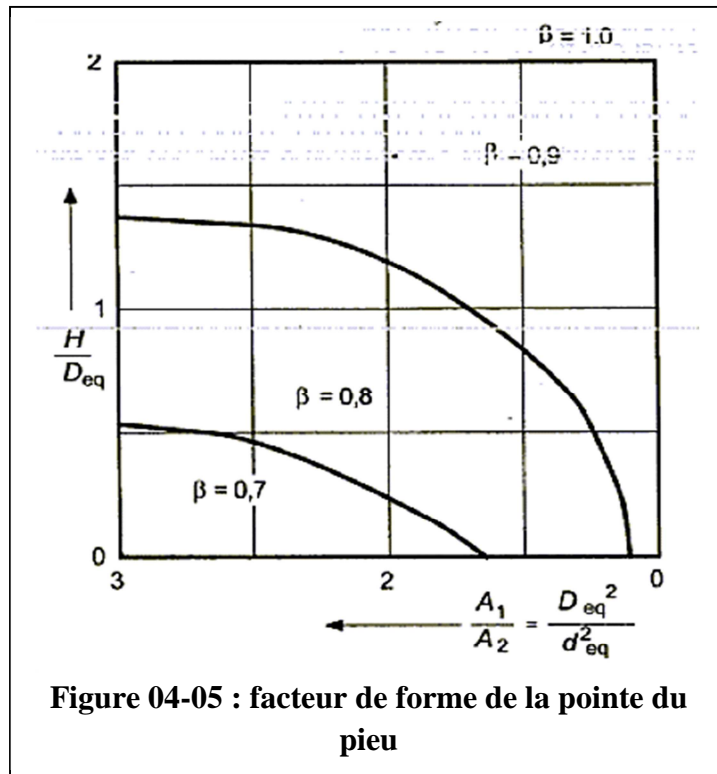


Figure 04-05 : facteur de forme de la pointe du pieu

S : est le facteur pris en compte pour la forme de la base du pieu comme indiquée sur la figure suivante:

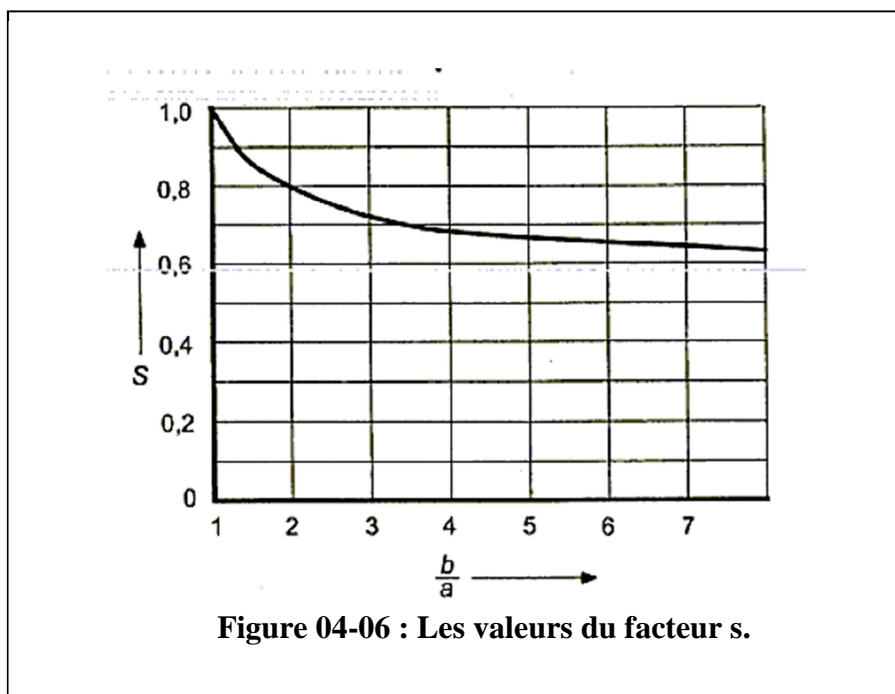


Figure 04-06 : Les valeurs du facteur s.

Il convient de déterminer la contrainte maximale de frottement $P_{max;fut}$ comme suit :

$$P_{max;fut} = \alpha_s q_{c;z;a}$$

Ou :

α_s : est le facteur donné par les tableaux **04-11** et **04-12** ;

$q_{c;z;a}$: est q_c à la profondeur z , en MPa .

Si $q_{c;z;a} \geq 15MPa$ sur un intervalle de profondeur continue de 1m ou plus $q_{c;z;a} \leq 15MPa$ sur cet intervalle.

Lorsque l'intervalle de profondeur ou $q_{c;z;a} > 12MPa$ à 1m, $q_c \leq 12MPa$ sur cet intervalle.

Tableau 04-12 : valeurs de α_s maximales pour argile, limon et tourbe		
Type du sol	Profondeur relative z / d_{eq}	α_s
Argile/limon ($q_c \leq 1MPa$)	$5 < z / d_{eq} < 20$	0,025
Argile/limon ($q_c \leq 1MPa$)	$z / d_{eq} \geq 20$	0,055
Argile/limon ($q_c \leq 1MPa$)	Sans objet	
tourbe	Sans objet	
<i>d_{eq} : diamètre équivalent du fut du pieu.</i>		

Chapitre 05 :

Comparaison entre les trois règlements

I. Détermination de q_u à partir des essais de laboratoire

I. 1. Semelle filante. Charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (DTU):

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

I. 2. Influence de la forme de la fondation :

➤ **Charge verticale et centrée :**

La relation générale est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs

S_γ , S_c Et S_q pour tenir compte de la forme de la fondation :

$$q_t = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + S_c C N_c + S_q (q + \gamma_2 D) N_q$$

Tableau05-01 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi (Conditions non drainées et drainées)			
Fondations	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)		Circulaires
$s_\gamma^{(1)}$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8	0,6
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	1,3
s_q	1	1	1
(1) Conditions drainées, seulement.			

Les valeurs de Terzaghi sont données dans le tableau 05-01. Pour les fondations rectangulaires ou carrées, le **DTU 13.12** retient les mêmes valeurs.

Les propositions de l'**Eurocode7** sont très semblables pour les conditions non drainées. Elles sont sensiblement différentes pour les conditions drainées, en ce qui concerne s_c et s_q voir le tableau **05-02**

Tableau 05-02 : Coefficients de forme		
Conditions drainées		
Fondations	rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L = 1)
s_γ	$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
s_c	$\frac{(1 - \frac{B}{L} \text{Sin}\varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \text{Sin}\varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
ξ	$1 + \frac{B}{L} \text{Sin}\varphi'$	$1 + \text{Sin}\varphi'$

I.3. Influence de l'inclinaison et de l'excentrement de la charge

I.3.1. Influence de l'inclinaison

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_t = \frac{1}{2} i_\gamma S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma + i_c S_c C N_c + i_q S_q (q + \gamma_2 D) N_q$$

Avec : i_γ ; i_c et i_q coefficients minorateur (inférieurs à 1).

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B, d'angle δ par rapport à la verticale, le **DTU 13.12** propose les relations suivantes pour les coefficients i_γ , i_c et i_q dues à Meyerhof :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'}\right)^2 \text{ et } i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)$$

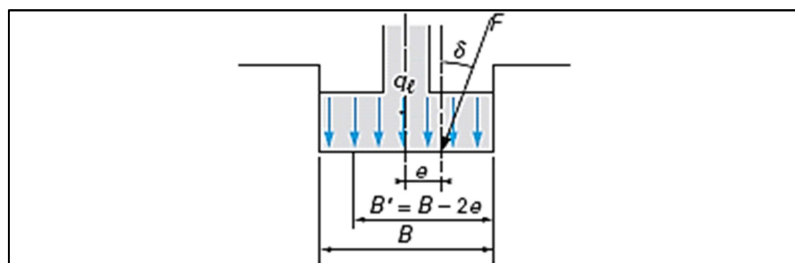


Figure 05- 01 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (sable), Meyerhof a également donné des solutions pour les fondations filantes sous la forme de facteurs de portance

N_{cq} : (combinaisons de N_c et N_q) et

$N_{\gamma q}$: (combinaisons de N_γ et N_q), dépendant de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison δ et de l'encastrement D/B . Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du tableau **05-03**

Tableau 05-03 : Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (d'après Meyerhof)								
Sol	D/B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{xq}(\delta)/N_{xq}(0)$	0 à 1	1,0	0,8	0,6	0,4	0,25	0,15	0
Sables $N_{\gamma q}(\delta)/N_{\gamma q}(0)$	0 1	1,0 1,0	0,5 0,6	0,2 0,4	0,25	0 pour $\delta = \varphi$ 0,15	0,05	0

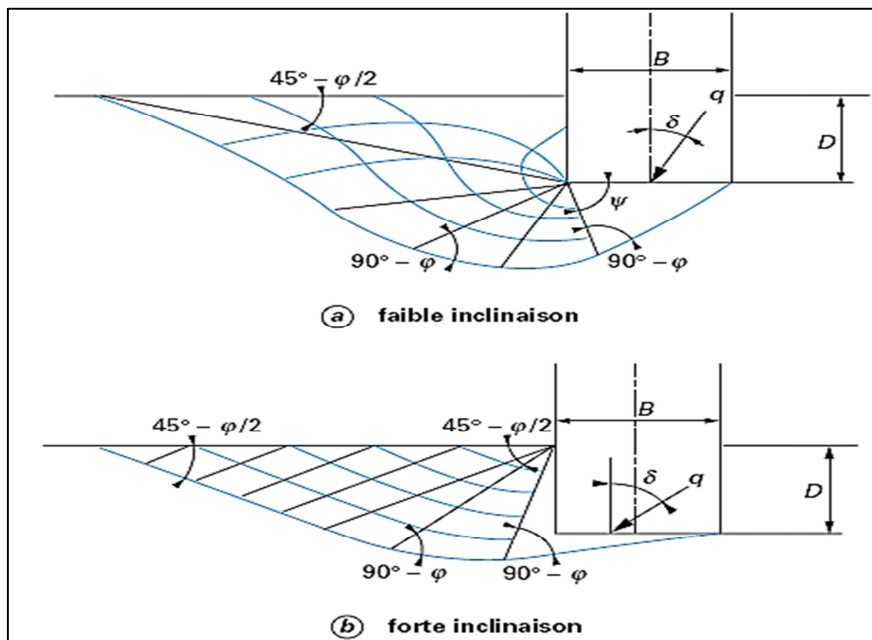


Figure 05-02 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée

L' Eurocode 7 propose des relations plus compliquées, en fonction de l'aire réduite A' de la surface de base de la fondation qui tient compte des excentres de la charge dans les deux directions.

➤ **Condition non drainé :**

La valeur de calcul de la capacité portante est déterminée à partir de :

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) C_u S_c i_c + q$$

- En conditions non drainées, pour une charge horizontale H :

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{\frac{1+H}{A' C_u}} \right)$$

➤ **Condition drainé :**

La capacité portante de calcul est déterminée à partir de :

$$\frac{R}{A'} = C' . N_c . S_c . i_c + q' . N_q . S_q . i_q + 0,5 . \gamma' . B' . N_\gamma . S_\gamma . i_\gamma$$

Avec :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} . \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi'$$

- En conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à L et une charge verticale V :

$$\blacksquare i_q = i_\gamma = \frac{1 - H}{(V + A' C' \cot \varphi')}$$

$$\blacksquare i_c = \frac{(i_q . N_q - 1)}{(N_q - 1)}$$

- En conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à B et une charge verticale V :

$$\blacksquare i_q = \left(\frac{1 - 0,7 H}{V + A' C' \cot \varphi'} \right)^3$$

$$\bullet \quad i_{\gamma} = \left(\frac{1-H}{V + A' C' \cot \varphi'} \right)^3$$

$$\bullet \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

II. détermination de q_u à partir des essais in-situ :

I.1. détermination de q_u à partir des essais pressiométriques :

Pour le calcul de la capacité portante à partir des essais pressiométriques pour une charge vertical et centrée les trois règlements ont proposée des formules dont les paramètres sont les même y'a que les indice qui différent

- LE DTU13-12 a proposé :

$$q_u = K_p p_{le}^* + \gamma D \rightarrow \text{avec : } \gamma D = q$$

- LE FASCICULE 62 :

$$q_l = q_0 + k_p p_{le}^*$$

- L'EUROCODE 7 :

$$\frac{R}{A'} = q + K \cdot p_l^*$$

Les valeurs du facteur de portance pressiométrique K_p sont donné dans le tableau 02 du chapitre 03 (calcul des fondations selon le fascicule 62), l'Eurocode à retient les même valeurs et pour le DTU13-12 sont prises à partir d'un abaque (voir chapitre 02 figure 08).

Chapitre 06 :

Applications

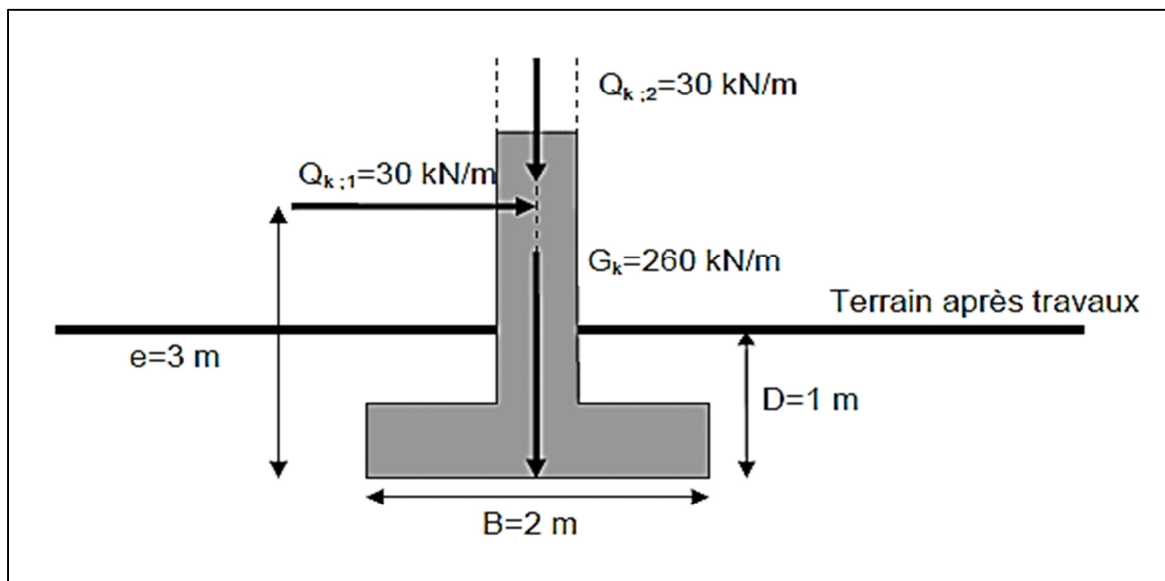
I. Application aux fondations superficielles

Il s'agit d'examiner la justification de la portance de la fondation superficielle filante représentée sur la figure 1 suivant les approches de calcul 2 et 3.

Les coefficients partiels pour l'approche de calcul 2 sont ceux de la norme NF P 94-261

tandis que pour l'approche de calcul 3 ce sont ceux issus uniquement de l'Eurocode 7.

Il n'y a pas de nappe. On suppose que le terrain est homogène et s'apparente à un sable dont le poids volumique est égal à 20 kN/m^3 et la valeur caractéristique de l'angle de frottement φ_k vaut 35° .



Questions :

A. Analyse des actions :

1/ Déterminer, à l'ELU (situations durables et transitoires), pour les approches de calcul 2 et 3, la valeur de calcul de la force verticale V_d , de la force horizontale H_d et du moment M_d s'appliquant sur la fondation.

2/ Calculer la valeur de calcul de l'excentrement e_d du chargement puis la valeur du terme réducteur dû à l'excentrement. Calculer la valeur des termes réducteurs i_q et i_γ dû à l'inclinaison de la charge.

B. Justification de la portance de la fondation :

1/ Déterminer la valeur de calcul de la portance $R_{v,d}$ de la fondation superficielle pour les approches de calcul 2 et 3.

B. Justification du non-glissement de la fondation :

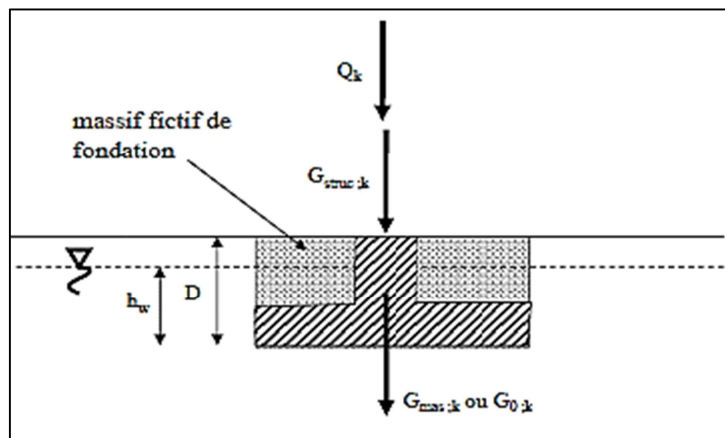
1/ Vérifier la condition de non-glissement suivant les approches de calculs 2 et 3.

Correction :

Les combinaisons d'actions à considérer sont identiques pour les approches de calcul 2 et 3 car les actions ne sont pas transmises par le terrain. Les charges verticales pouvant avoir un effet favorable, deux combinaisons d'actions sont considérées (dans la combinaison 2, les charges verticales sont considérées comme favorables donc négligées dans le cas où elles sont variables).

A) Analyse des actions :

1-a) détermination de la valeur de calcul de la force vertical V_d à l'ELU (situation durable et transitoire) :



$$V_d = 1,35 G_{mass,k} + G_{structure,k} + 1,5 Q \quad (\text{Cas général}).$$

Dans notre application on :

$$V_d = 1,35G_K + 1,5Q_{k,2}$$

AN:

$$V_d = 1,35(260) + 1,5(30)$$

$$V_d = 396KN$$

1-b) calcul de la force horizontale H_d :

$$H_d = 1,35Q_{k,2}$$

AN:

$$H_d = 1,5(30)$$

$$H_d = 45KN$$

1-c) calcul du moment M_d :

$$M_d = H_d * e$$

AN:

$$M_d = 45 * 3$$

$$M_d = 135KN.m$$

2-a) Calcul des valeurs de calcul de l'excentrement e_d :

Selon la théorie des moments on a $M = e_0 * Q$

Dans notre cas :

$$M_d = e_d * V_d \Rightarrow e_d = \frac{M_d}{V_d}$$

AN :

$$e_d = \frac{135}{396} \Rightarrow e_d = 0,34m$$

2-b) Calcul du terme réducteur dû à l'excentrement i_e :

$$i_e = 1 - 2 \frac{e}{B}$$

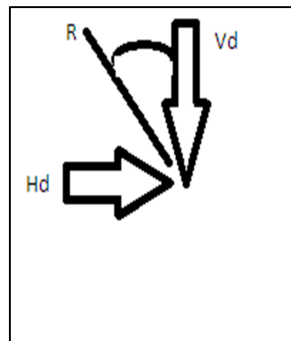
AN :

$$i_e = 1 - 2 \frac{0,34}{2} \Rightarrow i_e = 0,66$$

2-c) Calcul des termes réducteurs i_q et i_y dû à l'inclinaison de la charge :

Avant tous il faut calculer l'angle d'inclinaison de la charge δ

$$\tan \delta = \frac{H_d}{V_d}$$



AN :

$$\tan \delta = \frac{45}{396} = 0,114 \Rightarrow \delta = 6,5^\circ$$

➤ calcul de $i_q = \left(1 - 2 \frac{\delta}{\pi}\right)^2$

AN :

$$i_q = \left(1 - 2 \frac{6,5^\circ}{180^\circ}\right)^2 \Rightarrow i_q = 0,73$$

➤ calcul de $i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{6,5^\circ}{35^\circ}\right)^2 \Rightarrow \boxed{i_\gamma = 0,66}$$

	$V_d [KN]$	$H_d [KN]$	$M_d [KN.m]$	$e_d [m]$	i_e	$\delta [^\circ]$	i_q	i_γ
Approche de calcul 2	396	45	135	0,34	0,66	6,5	0,73	0,66
Approche de calcul 3	396	45	135	0,34	0,66	6,5	0,73	0,66

B) Justification de la portance de la fondation :

La justification de la portance s'agit de vérifier que :

$$V_d < R_{v,d}$$

Avec : $R_{v,d} = Ai_e (C' N_c b_c S_c i_c + \gamma' DN_q S_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma S_\gamma i_\gamma) \rightarrow$ cas générale

Dans notre cas :

- le terrain est purement frottant (sable sec $\Rightarrow c=0$),
- Pas d'influence de la nappe,
- Pas d'influence de la forme.

Ce qui donne que : $R_{v,d} = Ai_e (\gamma' DN_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma i_\gamma)$

• **Calcul de A' :**

$$A' = Ai_e = B * 1 * i_e$$

AN :

$$A' = 2 * 1 * 0,66 \Rightarrow A' = 1,32m^2$$

• **Calcul de B' :**

$$B' = B - 2e$$

$$B' = 2 - 2(0,34) \Rightarrow \boxed{B' = 1,32m}$$

• **Calcul de γ' :**

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \Rightarrow \gamma' = 20 - 10 \Rightarrow \gamma' = \boxed{10KN/m^2}$$

• Calcul des coefficient N_q et N_γ :

- Pour l'approche de calcul 2

$$\varphi_d = \varphi = 35^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_q = 33,30 \\ N_\gamma = 41,10 \end{cases} \rightarrow \text{Selon le DTU 13-12}$$

- Pour l'approche de calcul 3

$$\varphi_d = \frac{\varphi}{1,2} = \frac{35^\circ}{1,2} = 29,16^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_q = 16,4 \\ N_\gamma = 18,16 \end{cases} \rightarrow \text{Selon le DTU 13-12}$$

• Calcul de $R_{v,d}$ selon l'approche de calcul 2 :

$$R_{v,d} = A'(\gamma' DN_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma i_\gamma)$$

$$R_{v,d} = 1,32(10 * 1 * 33,30 * 0,73 + 0,5 * 10 * 1,32 * 41,10 * 0,66)$$

$$R_{v,d} = 557 [KN]$$

• Calcul de $R_{v,d}$ selon l'approche de calcul 3:

$$R_{v,d} = 1,32(10 * 1 * 18,8 * 0,73 + 0,5 * 10 * 1,32 * 16,4 * 0,66)$$

$$R_{v,d} = 275 [KN]$$

	$V_d [KN]$	$\varphi_k [^\circ]$	$\varphi_d [^\circ]$	N_q	N_γ	$R_{vd} [KN]$
Approche de calcul2	396	35	35	33,30	41,10	557
Approche de calcul3	396	35	29,16	16,4	18,8	275

Remarque :

La portance est justifiée pour l'approche de calcul 2 et non justifié pour l'approche 3.

c) Justification de non glissement :

Il s'agit de vérifier que : $H_d < R_{h,d} + R_{p,d}$

Avec :

- $R_{h,d} = \frac{V_d \tan \varphi_d}{\gamma_{R,h} \gamma_{R,d}} \begin{cases} \gamma_{R,d} = 1,1 \\ \gamma_{R,d} = 1,1 \end{cases} \rightarrow \text{fondation superficielle à l'ELU.}$
- $R_{p,d} = \frac{c' A'}{\gamma_{g2}} \rightarrow c' = 0 (\text{sable}) \Rightarrow R_{p,d} = 0$

Alors on doit vérifier que : $H_d < R_{h,d}$

• **Calcul de $R_{h,d}$ selon l'approche de calcul 2 :**

$$R_{h,d} = \frac{396 \tan 35^\circ}{1,2} \Rightarrow \boxed{R_{h,d} = 231 [KN]}$$

• **Calcul de $R_{h,d}$ selon l'approche de calcul 3 :**

$$R_{h,d} = \frac{396 \tan 29,16^\circ}{1,2} \Rightarrow \boxed{R_{h,d} = 184 [KN]}$$

	$H_d [KN]$	$\varphi_k [^\circ]$	$\varphi_d [^\circ]$	$R_{h,d}$
Approche de calcul 2	45	35	35	231
Approche de calcul 3	45	35	29,16	184

Remarque :

La condition de non glissement est justifiée pour les deux approches de calcul 2 et 3

II. Application aux fondations profondes:

Une fondation sur pieux béton battus dans une argile légèrement sur consolidée doit être dimensionnée pour supporter une charge verticale composée d'une part permanente et d'une part variable. Les valeurs caractéristiques de ces charges sont :

Charge permanente : $G_k = 3900 \text{ kN}$

Charge variable : $Q_k = 800 \text{ kN}$.

La longueur des pieux est fixée à 13m et le diamètre est fixé à $B = 0,4\text{m}$. Les résultats de 3 essais pressiométriques (P_1, P_2, P_3) sont disponibles et la zone peut être considérée comme homogène. On a déduit des 3 profils pressiométriques les informations suivantes :

Tableau 1: Pression limite nette

	P_1	P_2	P_3	Moyenne
$P_{l,base} [MPa]$	0,98	0,78	0,81	0,86
$P_{l,shaft} [MPa]$	0,77	0,73	0,78	0,76

La zone d'implantation des groupes de pieux est un rectangle de **50m x 20m** comprenant les 3 sondages pressiométriques.

On suppose que l'effet de groupe peut être négligé dans le dimensionnement des fondations. D'autre part on suppose que la structure est capable de transférer les charges des pieux les plus « faibles » aux pieux les plus résistants.

Les règles de calcul de portance seront celles basées sur le Document d'application de **L'EC7** partie fondations profondes.

Questions :

- 1°) calculer la résistance caractéristique en compression, $R_{c,k}$ d'un pieu selon la méthode du pieu modèle et la méthode du modèle de terrain.
- 2°) calculer la résistance de calcul en compression, $R_{c,d}$ d'un pieu selon les méthodes du pieu modèle et du modèle de terrain. En déduire le nombre de pieux nécessaires pour la fondation dans les deux cas.
- 3°) calculer la charge de fluage de ces pieux dans le cas du pieu modèle et dans le cas du modèle de terrain. En déduire le nombre de pieux nécessaires pour la fondation dans les deux cas.
- 4°) calculer la capacité portante à l'ELS et à l'ELU selon la méthode « classique » du Fascicule 62Titre 5 et comparer au nouveau dimensionnement.

Corrigé :

La méthode du **pieux modèle** consiste à calculer dans une zone homogène la portance ou la résistance à la traction d'un pieu, de types et de la géométrie (diamètre, longueur) fixé, au droit de chaque sondage de reconnaissance jugé représentatif du site puis de mettre en œuvre au choix deux méthodes.

La méthode du **modèle du terrain** consiste à déduire d'un modèle géotechnique du site éventuellement découpé en zones homogènes ; des valeurs caractéristiques $q_{b,k}$ et $q_{s,k}$ de la résistance de pointe et du frottement axiale unitaire dans les différentes couches, puis à appliquer les formules générales (9.2.4.1) et (9.2.4.2) pour déterminer la portance caractéristique du pieu ou la formule générale (10.2.4) pour déterminer la résistance caractéristique à la traction du pieu.

1) Calcul de la résistance caractéristique en compression $R_{c,k}$ d'un pieu selon la méthode du pieu modèle :

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = \frac{R_b + R_s}{\gamma_{Rd,1} \xi} = \min \left\{ \frac{(R_c)_{moy}}{\gamma_{Rd,1} \xi_{moy}}, \frac{(R_c)_{min}}{\gamma_{Rd,1} \xi_{min}} \right\} \dots\dots (9.2.3.1)$$

Dans laquelle les valeurs $(R_c)_{moy}$ et $(R_c)_{min}$ sont les valeurs calculées à partir des N essais disponibles (notés respectivement $(R_c,calc)_{moy}$ et $(R_c,calc)_{min}$)

Les coefficients ξ_i sont respectivement :

$$\begin{cases} \xi_{moy} = \xi_3 \\ \xi_{min} = \xi_4 \end{cases} \rightarrow \text{Méthode du pieu modèle}$$

Les facteurs (ξ_3, ξ_4) dépendent du nombre, N, de profils de sondages réalisés ainsi que de la surface investiguée selon la formule suivante :

$$\xi_i(N, S) = 1 + \left[\xi'_i(N) - 1 \right] \sqrt{\frac{S}{S_{réf}}} \dots\dots (E.2.1)$$

ξ_i : Correspond au facteur partiel correspondant au i variant de 1 à 4 ;

$\xi_{moy} = \xi_1$ Et $\xi_{min} = \xi_2$ pour les essais statiques de pieux, avec $S > 625 \text{ m}^2$;

$\xi_{moy} = \xi_3$ Et $\xi_{min} = \xi_4$ pour les essais de sols (« pieu modèle ») ; avec $S > 100 \text{ m}^2$;

$\xi_{moy} = \xi_5$ Et $\xi_{min} = \xi_6$ pour les essais dynamiques de pieux (compression uniquement) ;

N : correspond aux nombres d'essais de pieux ou de profils d'essais de sol sur la surface considérée;

S : Correspond à la surface d'investigation géotechnique pour le site d'étude et doit être compris dans une zone géotechnique homogène ;

$S_{réf}$: Correspond à une surface de référence prise égale à 2500 m^2 .

Les valeurs des facteurs de corrélations ξ'_i sont données du tableau ci-après à partir de résultats d'essai sur les sols (N=nombre de profile d'essai)

ξ pour N =	1	2	3	4	5	7	10
ξ'_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ'_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Conforme aux tableaux A-10 de l'annexe A de la norme NF EN 1997-1

$$\text{Nous retiendrons : } \begin{cases} \xi'_{moy} = \xi'_3 = 1,33 \\ \xi'_{min} = \xi'_4 = 1,23 \end{cases}$$

- **Calcul de la surface d'investigation S :**

$$S = L * l_{min}$$

La plus petite longueur l de la surface des investigations géotechniques ne doit pas être plus de deux fois inférieur à la plus grande longueur L de cette surface. Autrement dit, pour une surface d'investigation rectangulaire, le rapport L/l entre la longueur L et la largeur l ne doit pas être supérieur à 2.

Dans notre cas nous avons

N=3(nombre d'essais réalisés)

L=50m $l=20m$

$$l_{min} \geq L / 2 \Rightarrow l_{min} = 50 / 2 = 25m$$

AN :

$$S = 50 * 25 \Rightarrow S = 1250m^2$$

Et on a $100m^2 \leq S \leq 2500m^2 \rightarrow$ condition vérifier

Calcul des coefficients de corrélation ξ_{moy} et ξ_{min}

$$\xi_{moy} = \xi_3 = 1 + [\xi'_3 - 1] \sqrt{\frac{S}{S_{ref}}} = 1 + [1,33 - 1] \sqrt{\frac{1250}{2500}} \Rightarrow \boxed{\xi_{moy} = \xi_3 = 1,23}$$

$$\xi_{min} = \xi_4 = 1 + [\xi'_4 - 1] \sqrt{\frac{S}{S_{ref}}} = 1 + [1,23 - 1] \sqrt{\frac{1250}{2500}} \Rightarrow \boxed{\xi_{min} = \xi_4 = 1,16}$$

L'article 9.2.3 (2) permet de prendre en compte dans le cas du pieu modèle de :

Pour les structure qui ont une raideur et une résistance suffisantes pour transférer les charges des fondations profondes « faible » aux fondations profondes « résistantes », les valeurs de ξ_{min} et ξ_{moy} peuvent être divisées par 1,1 (à condition que ξ_{moy} ne soit jamais inférieur à 1,0), lorsqu'on dérive les valeurs caractéristique à partir d'essais de chargement statique de pieux ou à partir d'essais sur les sols (Norme NF EN 1997-1).

$$Ce\ qui\ donne : \begin{cases} \xi_{moy} = \xi_3 = 1,23/1,10 \\ \xi_{min} = \xi_4 = 1,16/1,10 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \xi_{moy} = \xi_3 = 1,12 \\ \xi_{min} = \xi_4 = 1,05 \end{cases}$$

CLASSE ET CATEGORIE DES PIEUX (d'après S. Burlon et R. Frank 2012)				
classe	catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviations	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdu)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupéré)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage au puits	FSR ; FBR ; PU	
1	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC ; FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tube	VT	
4	9	battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (béton, mortier, coulis)	BE	
	11	Battus moulé	BM	
	12	Battu acier ferme	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBi	
7	16	Palplanche battues	PB	NF EN 12699
1 bit	17	Micropieux type I	M1	NF EN 12699
	18	Micropieux type II	M2	
8	19	Pieux ou micropieux injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	NF EN 1536/14199/12699
	20	Pieux ou micropieux injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

<i>Valeur de α selon le type de pieux pour l'essai pressiométrique</i> (d'après S. Burlon et R. Frank 2012)							
<i>N°</i>	<i>Technique de mise en œuvre</i>	<i>Abréviations</i>	<i>Argile % CaCO₃ <30 % limon sol intermédiaire</i>	<i>sols intermé diaire sable grave</i>	<i>craie</i>	<i>Marne calcaire- marneux</i>	<i>Roche altérée ou fragmenté</i>
1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	1,1	1	1,8	1,5	1,6
2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	1,25	1,4	1,8	1,4	1,6
3	Foré tubé (virole perdu)	FTP	0,7	0,6	0,5	0,9	/
4	Foré tubé (virole récupéré)	FTR	1,25	1,4	1,7	1,4	/
5	Foré simple ou boue avec rainurage au puits	FSR ; FBR ; PU	1,3	/	/	/	/
6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC ; FTCD	1,5	1,8	2,1	1,6	1,6
7	Vissé moulé	VM	1,9	2,1	1,7	1,7	/
8	Vissé tube	VT	0,6	0,6	1	0,7	/
9	battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	1,1	1,4	1	0,9	/
10	Battu enrobé (béton, mortier, coulis)	BE	2	2,1	1,9	1,6	/
11	Battus moulé	BM	1,2				/
12	Battu acier ferme	BAF	0,8	1,2	0,4	0,9	/
13	Battu acier ouvert	BAO	1,2	0,7	0,5	1	1
14	Profilé H battu	HB	1,1	1	0,4	1	0,9
15	Profilé H battu injecté	HBi	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
16	Palplanche battues	PB	0,9	0,8	0,4	1,2	1,2
17	Micropieux type I	M1	/	/	/	/	/
18	Micropieux type II	M2	/	/	/	/	/
19	Pieux ou micropieux injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
20	Pieux ou micropieux	PIRS,	3,4	3,8	3,1	3,1	3,1

	injecté mode IRS (type IV)	MIRS					
--	----------------------------	------	--	--	--	--	--

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

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

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).

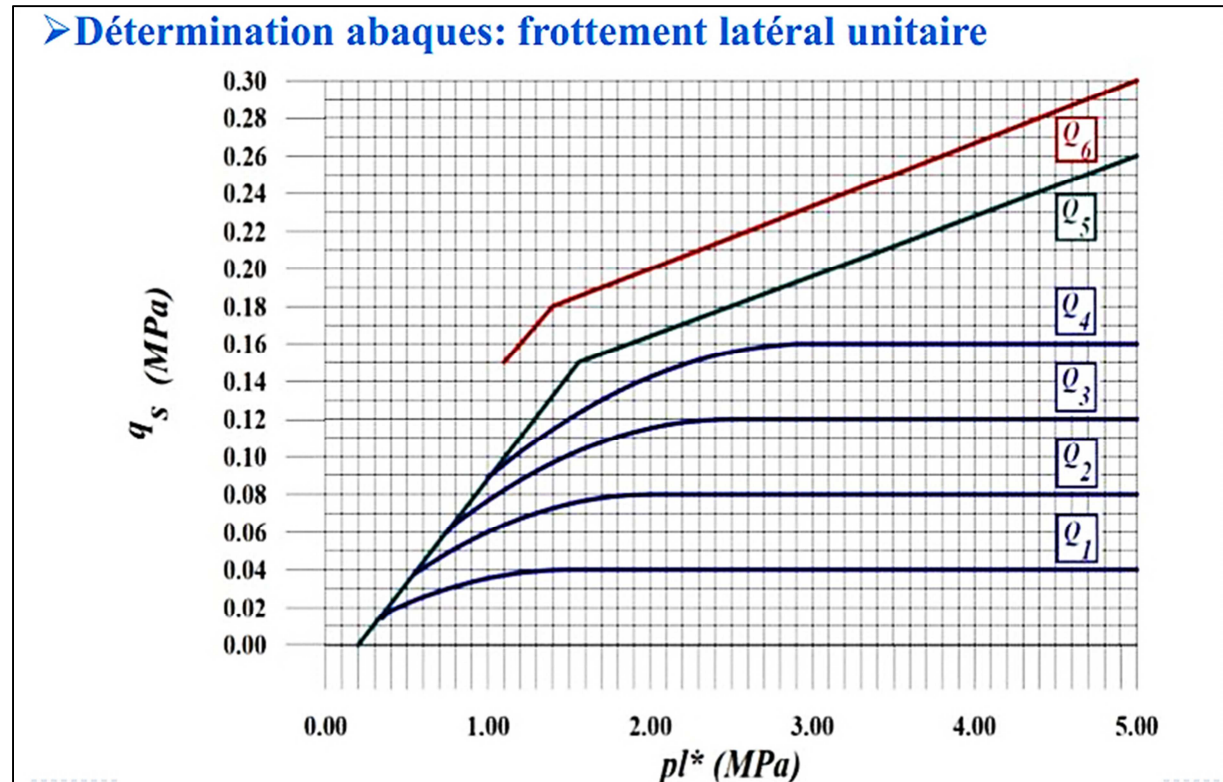
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.



• Calcul du frottement latéral unitaire

Pour obtenir les valeurs du frottement latéral q_s à partir de cet abaque il faut avoir les valeurs des pressions limite nettes, le choix de la courbe à considérer en fonction de la nature du sol et du type du pieu est donné par le tableau ci-dessus. Alors dans notre cas nous retiendront la courbe Q_1

$$\begin{cases} P_l^* = 1.1 \text{ MPa} \rightarrow q_s = 0.04 \text{ MPa} \\ P_{l1}^* = 0.77 \text{ MPa} \rightarrow q_{s1} = ? \end{cases} \Rightarrow q_{s1} = 0.028 \text{ MPa} = 28 \text{ KPa}$$

$$\begin{cases} P_l^* = 1.1 \text{ MPa} \rightarrow q_s = 0.04 \text{ MPa} \\ P_{l2}^* = 0.73 \text{ MPa} \rightarrow q_{s2} = ? \end{cases} \Rightarrow q_{s2} = 0.026 \text{ MPa} = 26 \text{ KPa}$$

$$\begin{cases} P_l^* = 1.1 \text{ MPa} \rightarrow q_s = 0.04 \text{ MPa} \\ P_{l3}^* = 0.78 \text{ MPa} \rightarrow q_{s3} = ? \end{cases} \Rightarrow q_{s3} = 0.028 \text{ MPa} = 26 \text{ KPa}$$

	P1	P2	P3
$P_l^* [MPa]$	0.77	0.73	0.78
$q_s [KPa]$	28	26	28
$\alpha q_s = 1.1q_s$	31	29	31

Tableau 2 – Valeurs du facteur de portance k_p			
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
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
<i>(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.</i>			

Les valeurs de calcul de la capacité portante au droit des 3 sondages sont

Tableau 01 : Valeurs calculées des résistances en pointe et latéral

PMT profil	$R_{b,calcul} [KN]$	$R_{s,calcul} [KN]$	$R_{b,cal} + R_{s,cal} [KN]$
Minimum	642	145	787
Moyenne	200	457	602

Donc :

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = \frac{R_b + R_s}{\gamma_{Rd,1} \xi} = \min \left\{ \frac{(R_c)_{moy}}{\gamma_{Rd,1} \xi_{moy}}, \frac{(R_c)_{min}}{\gamma_{Rd,1} \xi_{min}} \right\}$$

Avec :

Les valeurs moyennes : $(R_c)_{moyen} = (R_b + R_s)_{moyen} = (R_b)_{moyen} + (R_s)_{moyen}$

Les valeurs minimales : $(R_c)_{min} = (R_b + R_s)_{min}$

• **Détermination du coefficient du modèle $\gamma_{Rd,1}$:**

La valeur de coefficient du modèle est donnée à partir du tableau ci-dessous en fonction de la

	Procédure du « pieu modèle » (utilisation des coefficients ξ ou de l'annexe D de la Norme NF EN 1190) Procédure du « modèle du terrain »		Procédure du « modèle du terrain »	
	$\gamma_{Rd,1}$ compression	$\gamma_{Rd,1}$ traction	$\gamma_{Rd,2}$ compression	$\gamma_{Rd,2}$ traction
Pieux de classe 1 à 7 hors pieux de type HBi	1,15	1,4		
Pieux encreée dans la		1,7		

nature d'essai réalisée et la catégorie et la classe du pieu.

$$\gamma_{Rd,1} = 1,15 \Rightarrow \begin{cases} \square \text{compression} \\ \square \text{catégorie09, classe04} \end{cases}$$

craie (hors pieux de catégorie 10, 17, 18, 19 et 20)	1,4		1,1
Pieux de catégorie 10, 17, 18, 19 et 20	2,0	2,0	

Tableau des valeurs des coefficients du modèle pour la méthode pressiométrique.

AN :

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{602}{1.15 \cdot 1.12}; \frac{787}{1.15 \cdot 1.05} \right\} = \min\{467; 651\} \Rightarrow R_{c,k} = 467 [KN]$$

C'est donc la valeur minimum qui est le critère de dimensionnement et ainsi :

$$R_{b,k} = \frac{(R_{b,cal})_{\min}}{\gamma_{Rd,1} \xi_{\min}} \Rightarrow R_{b,k} = \frac{200}{1.15 \cdot 1.05} \Rightarrow R_{b,k} = 120 [KN]$$

$$R_{s,k} = \frac{(R_{s,cal})_{\min}}{\gamma_{Rd,1} \xi_{\min}} \Rightarrow R_{s,k} = \frac{457}{1.15 \cdot 1.05} \Rightarrow R_{s,k} = 417 [KN]$$

Détermination des valeurs de calculs et nombre de pieux nécessaires :

a) **Résistance de calcul :**

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} \Rightarrow R_{c,d} = \frac{467}{1.1} \Rightarrow R_{c,d} = 425 [KN]$$

Avec :

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} \Rightarrow R_{s,d} = \frac{417}{1.1} \Rightarrow R_{s,d} = 379 [KN]$$

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} \Rightarrow R_{b,d} = \frac{120}{1.1} \Rightarrow R_{b,d} = 109 [KN]$$

Avec γ_t, γ_b et γ_s son donnée par le tableau suivant :

Tableau : facteurs partielle de résistance (γ_R) pour les pieux				
situation durable et transitoire.				
Résistance	Symbole	Pieux foncés	Pieux forées	Pieux à la tarière continue (CFA)
Pointe	γ_b	1.1	1.1	1.1
Fut (compression) ^a	γ_s	1.1	1.1	1.1
Total/combine	γ_t	1.1	1.1	1.1

(compression) ^a				
Fut en traction ^a	$\gamma_{s,t}$	1.15	1.15	1.15
^a conforme aux tableaux A.6 à A.8 de l'annexe A de NF EN 1997-1				

a) *Calcul du nombre de pieux à l'E.L.U :*

$$F_{c,d} = 1.35G_K + 1.5Q_K = 1.35 * 3900 + 1.5 * 800 \Rightarrow F_{c,d} = 6465 [KN]$$

Le nombre de pieux est égal à $\frac{F_{c,d}}{R_{c,d}} = \frac{6465}{425} \Rightarrow$ nombre de pieux = **15 pieux.**

b) *Calcul du nombre de pieux à l'E.L.S :*

➤ **Généralité :**

Le dimensionnement des fondations sur pieux doit être vérifié vis-à-vis des états limites de service, en utilisant les situations de calcul appropriées (Article 7-3 de la norme NF EN 1997-1) et en tenant compte des dispositions qui suivent.

Il convient normalement de donner aux facteurs partiels pour les états limite de service une valeur de 1.0 pour déterminée la valeur de calcul de l'effet des actions et les résistances.

On doit vérifier :

$$F_d \leq R_{c;cr;d} \quad \text{Avec} \quad R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}}$$

D'où :

F_d : La valeur de calcul à l'ELS de la charge axiale transmise par le pieu au terrain ;

$R_{c;cr;d}$: est la valeur de calcul de la charge de fluage en compression ;

$R_{c;cr;k}$: est la valeur caractéristique de la charge de fluage en compression.

La détermination des résistances caractéristiques de fluage se fait à partir des résistances caractéristiques comme suit pour un pieu battu (refoulement de sol):

Pour les éléments de fondation mis en œuvre avec refoulement du sol :

$$R_{c;cr;k} = 0.7R_{b;k} + 0.7R_{s;k}$$

Les valeurs caractéristiques à prendre en compte dans la détermination des résistances caractéristiques de fluage sont établies comme suit :

$$\frac{R_{b,k}}{R_{c,k}} = \frac{R_{b,moy}}{R_{c,moy}} \dots\dots\dots(9.2.3.5)$$

$$\frac{R_{s,k}}{R_{c,k}} = \frac{R_{s,moy}}{R_{c,moy}} \dots\dots\dots(9.2.3.6)$$

Les valeurs moyennes référencées dans les équations (9.2.3.5) et (9.2.3.6) sont les valeurs calculées à partir des essais in-situ (méthode du pieu modèle)

$$\frac{R_{b,k}}{R_{c,k}} = \frac{R_{(b,cal)moy}}{R_{(c,cal)moy}} = \frac{200}{602} \Rightarrow \boxed{\frac{R_{b,k}}{R_{c,k}} = 0.332}$$

$$\frac{R_{s,k}}{R_{c,k}} = \frac{R_{(s,cal)moy}}{R_{(c,cal)moy}} = \frac{457}{602} \Rightarrow \boxed{\frac{R_{s,k}}{R_{c,k}} = 0.759}$$

D'où :

$$R_{b,k} = 0.332 * R_{c,k} = 0.332 * 467 \Rightarrow \boxed{R_{b,k} = 155 [KN]} \dots (\text{À comparer à 120 calculé à L'ELU})$$

$$R_{s,k} = 0.759 * R_{c,k} = 0.759 * 467 \Rightarrow \boxed{R_{s,k} = 354 [KN]} \dots (\text{À comparer à 417 calculé à L'ELU})$$

Donc :

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 155 + 354 \Rightarrow \boxed{R_{c,k} = 509 [KN]}$$

Et :

$$R_{c,cr,k} = 0.7R_{b,k} + 0.7R_{s,k} = 0.7R_{c,k} = 0.7 * 509 \Rightarrow \boxed{R_{c,cr,k} = 356 [KN]}$$

La valeur de calcul de la charge de fluage s'obtient par :

Tableau : facteur partiels de résistance (γ_R) pour les fondations profondes		
-ELS- combinaison caractéristique		
Résistances	Symbole	Valeurs
Fut en compression	γ_{cr}	0.9
Fut en traction (y compris micropieux)	$\gamma_{s,cr}$	1.1

Tableau : facteur partiels de résistance (γ_R) pour les fondations profondes		
-ELS- combinaison quasi-permanente		
Résistances	Symbole	Valeurs
Fut en compression	γ_{cr}	1.1
Fut en traction (y compris micropieux)	$\gamma_{s,cr}$	1.5

$$R_{c,cr,d} = \frac{R_{c,cr,k}}{\gamma_{cr}}$$

- à l'ELS quasi-permanente : $R_{c,cr,d} = \frac{R_{c,cr,k}}{\gamma_{cr}} = \frac{356}{1.1} \Rightarrow \boxed{R_{c,cr,d} = 324 [KN]}$

- à l'ELS caractéristique : $R_{c,cr,d} = \frac{R_{c,cr,k}}{\gamma_{cr}} = \frac{356}{0.9} \Rightarrow R_{c,cr,d} = 396 [KN]$

Les combinaisons d'actions aux ELS sont les suivantes :

- A l'ELS quasi permanent : $F_{c,d} = G_k \Rightarrow F_{c,d} = 3900 [KN]$
- A l'ELS caractéristique : $F_{c,d} = G_k + Q_k = 3900 + 800 \Rightarrow F_{c,d} = 4700 [KN]$

Le nombre de pieux nécessaire est donc :

- A l'ELS quasi permanent :
Nombre de pieux = $\frac{F_{c,d}}{R_{c,cr,d}} = \frac{3900}{324} = 12 \text{ pieux}$
- A l'ELS caractéristique :
Nombre de pieux = $\frac{F_{c,d}}{R_{c,cr,d}} = \frac{4700}{396} = 12 \text{ pieux}$

2) Calcul à partir de la méthode du modèle de terrain :

a- Calcul de la résistance caractéristique en compression, $R_{c,k}$, à partir de la méthode du modèle de terrain :

Pour l'approche de calculs retenue (article 9.2.4) on a :

$$R_{b,k} = A_b q_{b,k} \text{ Et } R_{s,k} = \sum A_{s_i} q_{s_i,k} \dots (9.2.4.1) \text{ et } (9.2.4.2)$$

$$q_{b,k} = \frac{q_b}{\gamma_{Rd,1} \gamma_{Rd,2}} \text{ Et } q_{s_i,k} = \frac{q_{s_i}}{\gamma_{Rd,1} \gamma_{Rd,2}} \dots (9.2.4.3) \text{ et } (9.2.4.4)$$

La coupe de sol « représentative » retenue est la suivante :

Pression limite « représentative » pour le calcul du frottement axial : $Pl^* = 0.75 \text{ MPa}$

Pression limite « représentative » pour le calcul de la pointe : $Pl^* = 0.80 \text{ MPa}$

Le coefficient de modèle dépend de type d'essais in-situ. Pour le pressiomètre, nous avons :

$$\text{Donc nous retiendrons : } \begin{cases} \gamma_{Rd,1} = 1.15 \\ \gamma_{Rd,2} = 1.10 \end{cases}$$

➤ **Evaluation du frottement axial et de la résistance en pointe à partir des essais pressiométriques**

Nous retiendrons le même abaque que le calcul selon la méthode du pieu modèle et nous calculons le frottement axial q_s :

$$\begin{cases} P_l^* = 1.1MPa \rightarrow q_s = 0.04MPa \\ P_{l1}^* = 0.75MPa \rightarrow q_{s1} = ? \end{cases} \Rightarrow q_{s1} = 0.0273MPa = 27.3KPa$$

La valeur suivante est donc retenue pour le frottement axial

	P représentatif
$P_{l,shaft} [MPa]$	0.75
$q_s [KPa]$	27.3
$1.1q_s [KPa]$	30

	Procédure du « pieu modèle » (utilisation des coefficients ξ ou de l'annexe D de la Norme NF EN 1190) Procédure du « modèle du terrain »		Procédure du « modèle du terrain »	
	$\gamma_{Rd,1}$ compression	$\gamma_{Rd,1}$ traction	$\gamma_{Rd,2}$ compression	$\gamma_{Rd,2}$ traction
Pieux de classe 1 à 7 hors pieux de type HBi	1,15	1,4	1,1	
Pieux encrée dans la craie (hors pieux de catégorie 10, 17, 18, 19 et 20)	1,4	1,7		
Pieux de catégorie 10, 17, 18, 19 et 20	2,0	2,0		

Tableau des valeurs des coefficients du modèle pour la méthode pressiométrique.

Les valeurs calculées de capacité portante au droit des 3 sondages sont

Tableau 1. Valeurs calculées des résistances en pointe et latérale :

PMT profil	$R_{b,cal}$ [KN]	$R_{s,cal}$ [KN]	$R_{b,cal} + R_{s,cal}$ [KN]
« représentatif »	659	150	908

Donc :

$$q_{b,k} = \frac{q_b}{\gamma_{Rd,1}\gamma_{Rd,2}} \text{ Et } q_{si,k} = \frac{q_{si}}{\gamma_{Rd,1}\gamma_{Rd,2}} \dots\dots (9.2.4.3) \text{ et } (9.2.4.4)$$

$$R_{b,k} = \frac{R_{b,cal}}{\gamma_{R,d1} * \gamma_{R,d2}} = \frac{150}{1.15 * 1.10} \Rightarrow \boxed{R_{b,k} = 119 [KN]}$$

$$R_{s,k} = \frac{R_{s,cal}}{\gamma_{R,d1} * \gamma_{R,d2}} = \frac{659}{1.15 * 1.10} \Rightarrow \boxed{R_{s,k} = 521 [KN]}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 119 + 521 \Rightarrow \boxed{R_{c,k} = 640 [KN]}$$

Détermination des valeurs de calculs et nombre de pieux nécessaires

➤ **Résistance de calcul**

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{640}{1.10} \Rightarrow \boxed{R_{c,d} = 582 [KN]}$$

Avec :

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{119}{1.10} \Rightarrow \boxed{R_{s,d} = 108 [KN]}$$

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} = \frac{521}{1.10} \Rightarrow \boxed{R_{b,d} = 474 [KN]}$$

➤ **Action de calcul :**

- **Calcul du nombre de pieux à l'E.L.U**

$$F_{c,d} = 1.35G_k + 1.5Q_k = 1.35 * 3900 + 1.5 * 800 \Rightarrow \boxed{F_{c,d} = 6465 [KN]}$$

Le nombre de pieux requis est égal à : $\frac{F_{c,d}}{R_{c,k}} = \frac{6465}{582} = 11 \text{ pieux}$

• **Calcul du nombre de pieux à l'E.L.S**

Pour le calcul du nombre de pieux à L'ELS on doit vérifier

$$F_d \leq R_{c;cr;d} \quad \text{Avec} \quad R_{c;cr;d} = \frac{R_{c;cr;k}}{\gamma_{cr}}$$

D'où :

F_d : La valeur de calcul à L'ELS de la charge axial transmise par le pieu au terrain ;

$R_{c;cr;d}$: est la valeur de calcul de la charge de fluage en compression ;

$R_{c;cr;k}$: est la valeur caractéristique de la charge de fluage en compression.

La détermination des résistances caractéristiques de fluage se fait à partir des résistances caractéristiques comme suit pour un pieu battu (refoulement de sol):

Pour les éléments de fondation mis en œuvre avec refoulement du sol :

$$R_{c;cr;k} = 0.7R_{b;k} + 0.7R_{s;k}$$

Les valeurs caractéristiques à prendre en compte dans la détermination des résistances caractéristiques de fluage sont établies comme suit :

$$\frac{R_{b,k}}{R_{c,k}} = \frac{R_{b,moy}}{R_{c,moy}} \dots\dots\dots(9.2.3.5)$$

$$\frac{R_{s,k}}{R_{c,k}} = \frac{R_{s,moy}}{R_{c,moy}} \dots\dots\dots(9.2.3.6)$$

Les valeurs moyennes référencées dans les équations (9.2.3.5) et (9.2.3.6) sont les valeurs calculées à partir des essais in-situ (méthode du pieu modèle)

$$\frac{R_{b,k}}{R_{c,k}} = \frac{R_{(b,cal)moy}}{R_{(c,cal)moy}} = \frac{659}{809} \Rightarrow \boxed{\frac{R_{b,k}}{R_{c,k}} = 0.815}$$

$$\frac{R_{s,k}}{R_{c,k}} = \frac{R_{(s,cal)moy}}{R_{(c,cal)moy}} = \frac{150}{809} \Rightarrow \boxed{\frac{R_{s,k}}{R_{c,k}} = 0.185}$$

D'où :

$$R_{b,k} = 0.815 * R_{c,k} = 0.815 * 640 \Rightarrow \boxed{R_{b,k} = 522 [KN]} \dots (\text{À comparer à } R_{b,k} \text{ calculer à L'ELU})$$

$$R_{s,k} = 0.185 * R_{c,k} = 0.185 * 640 \Rightarrow \boxed{R_{s,k} = 118 [KN]} \dots (\text{\AA} \text{ comparer \AA } R_{s,k} \text{ calculer \AA L'ELU})$$

Donc :

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 522 + 485 \Rightarrow \boxed{R_{c,k} = 640 [KN]}$$

Et :

$$R_{c,cr,k} = 0.7R_{b,k} + 0.7R_{s,k} = 0.7R_{c,k} = 0.7 * 640 \Rightarrow \boxed{R_{c,cr,k} = 448 [KN]}$$

La valeur de calcul de la charge de fluage s'obtient par :

Tableau : facteur partiels de résistance (γ_R) pour les fondations profondes		
-ELS- combinaison caractéristique		
Résistances	Symbole	Valeurs
Fut en compression	γ_{cr}	0.9
Fut en traction (y compris micropieux)	$\gamma_{s,cr}$	1.1

Tableau : facteur partiels de résistance (γ_R) pour les fondations profondes		
-ELS- combinaison quasi-permanente		
Résistances	Symbole	Valeurs
Fut en compression	γ_{cr}	1.1
Fut en traction (y compris micropieux)	$\gamma_{s,cr}$	1.5

$$R_{c,cr,d} = \frac{R_{c,cr,k}}{\gamma_{cr}}$$

-   l'ELS quasi-permanente : $R_{c,cr,d} = \frac{R_{c,cr,k}}{\gamma_{cr}} = \frac{448}{1.1} \Rightarrow \boxed{R_{c,cr,d} = 407 [KN]}$

-   l'ELS caractéristique : $R_{c,cr,d} = \frac{R_{c,cr,k}}{\gamma_{cr}} = \frac{448}{0.9} \Rightarrow \boxed{R_{c,cr,d} = 498 [KN]}$

Les combinaisons d'actions aux ELS sont les suivantes :

- A l'ELS quasi permanent : $F_{c,d} = G_k \Rightarrow \boxed{F_{c,d} = 3900 [KN]}$

- A l'ELS caractéristique : $F_{c,d} = G_k + Q_k = 3900 + 800 \Rightarrow \boxed{F_{c,d} = 4700 [KN]}$

Le nombre de pieux nécessaire est donc :

- A l'ELS quasi permanent :

$$\text{Nombre de pieux} = \frac{F_{c,d}}{R_{c,cr,d}} = \frac{3900}{407} = 10 \text{ pieux}$$
- A l'ELS caractéristique :

$$\text{Nombre de pieux} = \frac{F_{c,d}}{R_{c,cr,d}} = \frac{4700}{498} = 10 \text{ pieux}$$

3) Calcul comparatif à partir de la méthode du fascicule 62 titre V.

➤ Action de calcul :

$$Q_{ELU} = 1.35G_k + 1.5Q_k = 1.35 * 3900 + 1.5 * 800 \Rightarrow Q_{ELU} = 6465 [KN]$$

➤ Calcul de la résistance caractéristique à l'ELU :

$$R_{ELU} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{R_{c;k}}{1,4} = \frac{640}{1,4} \Rightarrow R_{ELU} = 457 [KN]$$

Est donnée à partir du tableau suivant :

Cas du l'état limite ultime ELU		
	Traction Q_{\min}	compression Q_{\max}
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_u}{1,4}$	$\frac{Q_u}{1,4}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_u}{1,3}$	$\frac{Q_u}{1,2}$

Le nombre de pieux requis est égal à : $\frac{Q_{ELU}}{R_{ELU}} = \frac{6465}{457} = 14 \text{ pieux}$

Le dimensionnement à l'ELS conduirait à :

➤ Combinaisons permanentes:

$$Q_{ELS-QP} = G_k \Rightarrow Q_{ELS-QP} = 3900 [KN]$$

➤ Combinaisons rares :

$$Q_{ELS-Rare} = G_k + Q_k = 3900 + 800 \Rightarrow Q_{ELS-Rare} = 4700 [KN]$$

Avec

$$R_{ELS-QP} = \frac{Q_u}{1.4} = \frac{R_{c,k}}{1.4} = \frac{640}{1.4} \Rightarrow Q_{ELS-QP} = 457 [KN]$$

Le nombre de pieux égal à $\frac{Q_{ELS-QP}}{R_{ELS-QP}} = \frac{3900}{457} = 9 \text{ pieux}$

$$R_{ELS-Rare} = \frac{Q_u}{1.1} = \frac{R_{c,k}}{1.1} = \frac{640}{1.1} \Rightarrow R_{ELS-Rare} = 582 [KN]$$

Le nombre de pieux égal à $\frac{Q_{ELS-Rare}}{R_{ELS-Rare}} = \frac{4700}{582} = 8 \text{ pieux}$

Est donnée à partir du tableau suivant :

Cas du l'état limite de service ELS		
	Traction Q_{min}	compression Q_{max}
Combinaisons rares	$\frac{Q_u}{1,4}$	$\frac{Q_u}{1,4}$
Combinaisons quasi-permanentes	(0)	$\frac{Q_u}{1,1}$

Synthèse des résultats de calcul obtenus :

➤ Résistance de calcul :

	ELU situation durable	ELS caractéristique rares	ELS quasi-permanentes
Pieux model	425	396	324
Model de terrain	582	498	407
Fascicule 62	457	582	457

➤ Le nombre de pieux :

	ELU situation durable	ELS caractéristique rares	ELS quasi-permanentes
Pieux model	15	11	12
Model de terrain	11	10	10
Fascicule 62	14	08	09

III. Application aux logiciels Foxta

I. Définitions du logiciel

Foxta est un logiciel de calcul dédié au calcul de tout type de projet de fondations : superficielles, profondes, mixtes, inclusions rigides. Il sert aussi au dimensionnement des fondations superficielles et profondes. Il est composé de 8 modules.

Foxta est commercialisé depuis 2000.

Foxta v2 est disponible depuis 2002, puis quelques mises à jour mineures les années suivantes.

II. Manuel d'utilisation

On présente dans ce qui suit les paramètres nécessaires à l'exécution du calcul FONDPROF. Certaines zones ne peuvent recevoir que des données ayant une signification physique.

La fenêtre du module FONDPROF est constituée de 4 onglets. Tous les onglets sont visibles.

Pour effectuer un calcul FONDPROF, il est nécessaire de renseigner un certain nombre de paramètres qui seront précisés au fur et à mesure. Pour changer d'onglet, cliquer simplement sur l'onglet choisi ou appuyer sur les boutons [Précédent] ou [Suivant].

➤ *Onglet 1 : Paramètres généraux*

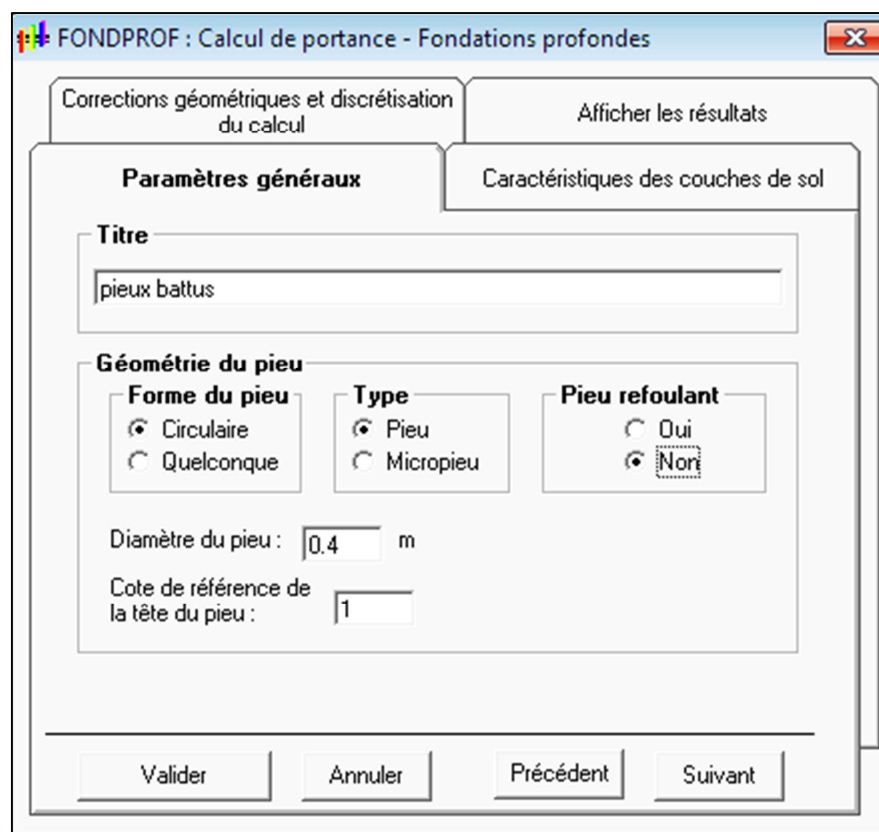


Figure 06-01 : paramètres généraux

Ce premier onglet comporte les informations suivantes :

- Le Titre spécifique au module;
- La géométrie du pieu qui comprend : La forme du pieu : Circulaire ou quelconque. En fonction de ce choix, il sera nécessaire de compléter la zone "Diamètre du pieu" ou les zones "Périmètre et Section du pieu";
- Le type de pieu : Pieu ou Micropieu. Ce choix influence les combinaisons d'actions lors des calculs en sollicitations ELU et ELS;
- La capacité du pieu à refouler ou non le sol;
- La cote de référence de la tête du pieu.

➤ *Onglet 2 : Caractéristiques des couches de sols*

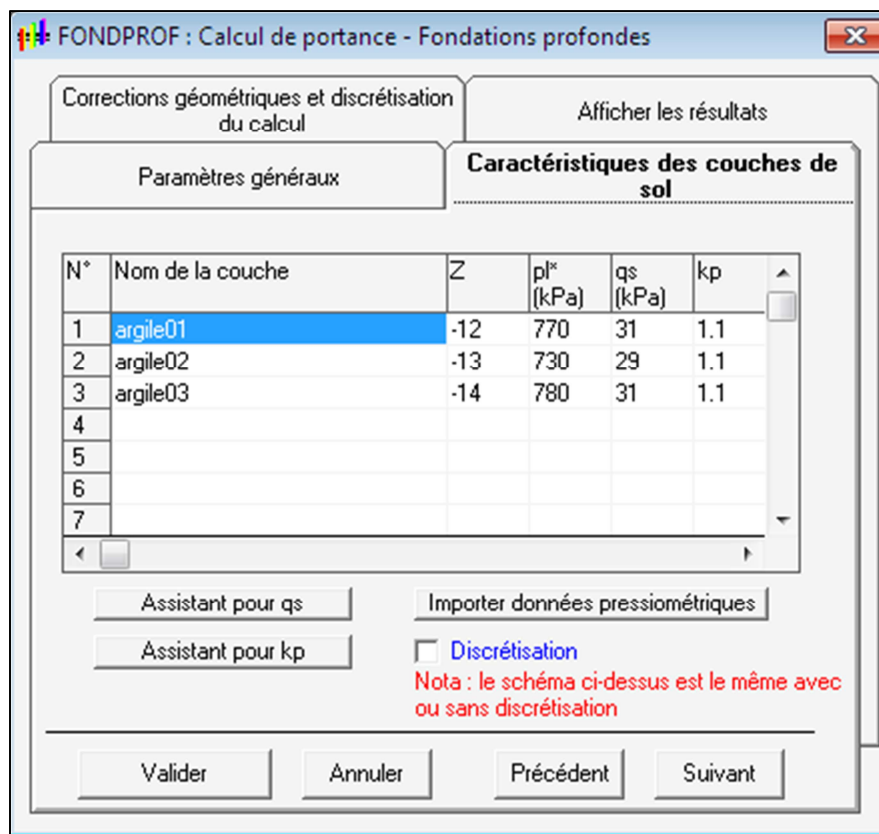


Figure 06-02 : Caractéristiques des couches de sols

Ce second onglet nécessite l'introduction des paramètres relatifs au comportement du sol. L'utilisation de la base générale de données permet une introduction rapide des données. Procéder de la manière suivante :

- Double-cliquer sur la première cellule (Nom de la couche - Ligne 1). La fenêtre suivante apparaît :

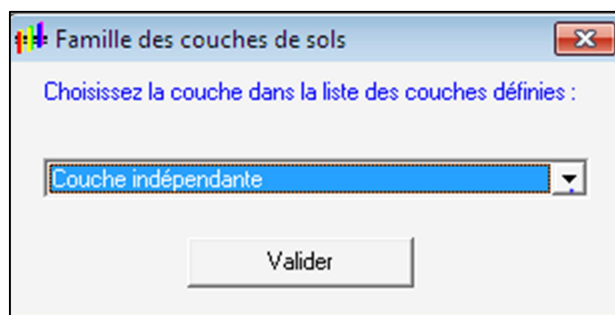


Figure 06-03 : Famille des couches de sol de la base générale de données

- On choisit dans la liste des familles celle qui nous convient; (La couche appelée "Couche indépendante" permet de s'affranchir des données de la base générale et de définir une couche dont les paramètres seront introduits manuellement où importés par l'utilisateur) puis on clique sur le bouton [Valider];

De manière automatique, les paramètres géotechniques de cette couche sont recopiés dans le tableau des caractéristiques des couches de sol sur la première ligne.

- On recommence avec les lignes suivantes si nécessaire (50 couches maximum).

Deux paramètres restent à introduire, il s'agit :

- De la cote Z : cote de mesure ou d'évaluation des valeurs de p_t et q_s ;
- Du paramètre K_p : facteur de portance.

Un double clic sur les colonnes de q_s et K_p du tableau des caractéristiques des couches de sol nous permet de définir leurs valeurs,

Dans ce cas, la valeur retenue de q_s ou K_p sera automatiquement recopiée dans le tableau des caractéristiques.

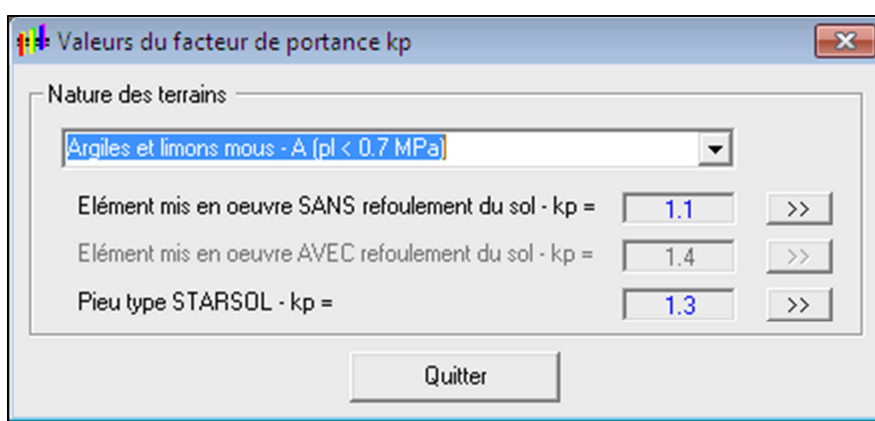


Figure 06-04 : valeurs de facture de portance K_p

Cet assistant est appelé, soit par un clic sur le bouton **Assistant pour K_p** dans l'onglet 2, soit par un double-clic dans la colonne K_p du tableau des caractéristiques des couches de sol.

Le bouton **>>** assure le transfert automatiquement l'une des valeurs de K_p proposées par l'assistant, directement dans le tableau des caractéristiques.

L'assistant propose de manière automatique deux valeurs de K_p en fonction du choix de la nature des terrains et des propriétés de refoulement du sol par le pieu.

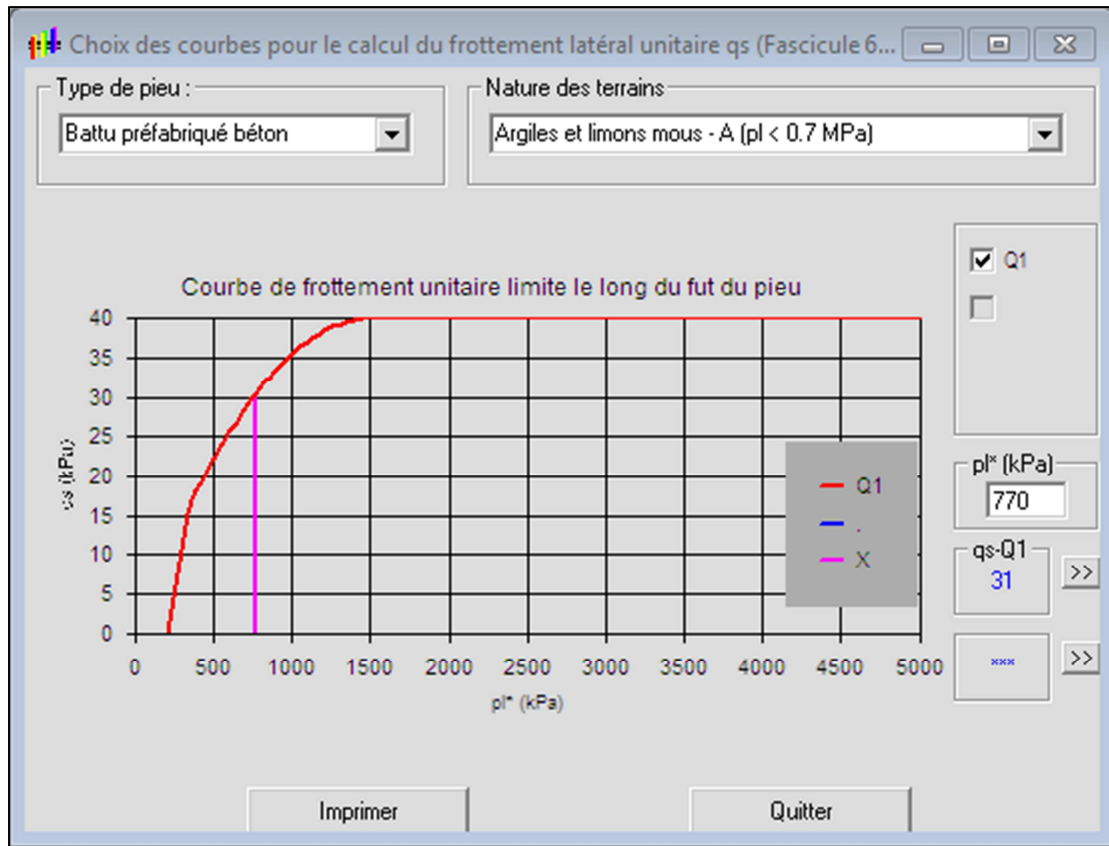


Figure06-05 : valeurs du frottement latéral unitaire q_s

Cet assistant est appelé, soit par un clic sur le bouton **Assistant pour q_s** dans l'onglet 2, soit par un double-clic dans la colonne q_s du tableau des caractéristiques des couches de sol.

Le bouton **>>** assure le transfert automatique de l'une des valeurs de q_s proposées par l'assistant, directement dans le tableau des caractéristiques.

L'assistant propose de manière automatique une ou deux valeurs de q_s en fonction du choix du type de pieu, de la nature des terrains et de la valeur de P_l^* .

Les choix possibles sont :

Type de pieu
Foré simple
Foré à la boue
Foré tubé (tube récupéré)
Foré tubé (tube perdu)
Puits
Métal battu fermé

Battu préfabriqué béton
Battu moulé
Battu enrobé
Injecté basse pression
Injecté haute pression
Starsol

Nature des terrains
Argiles, limons
Sables, graves
Craies
Marnes
Roches

Remarque :

Si le transfert automatique des valeurs de K_p et q_s n'est pas possible, le message suivant apparaît. Il est alors nécessaire de compléter manuellement le tableau des caractéristiques des couches de sols.



La case à cocher **Discretisation** peut être employée lorsque les données P_l et E_M sont introduites par couches épaisses homogènes. Attention, ce choix conditionne fortement la valeur de P_e^* et donc de D_e .

Le graphique représentant les valeurs de P_l est le même que la case "Discretisation" soit cochée ou non. Le paramètre "discretisation" n'est donc pas représenté graphiquement.

➤ **Onglet 3 : Corrections géométriques et discrétisation du calcul**

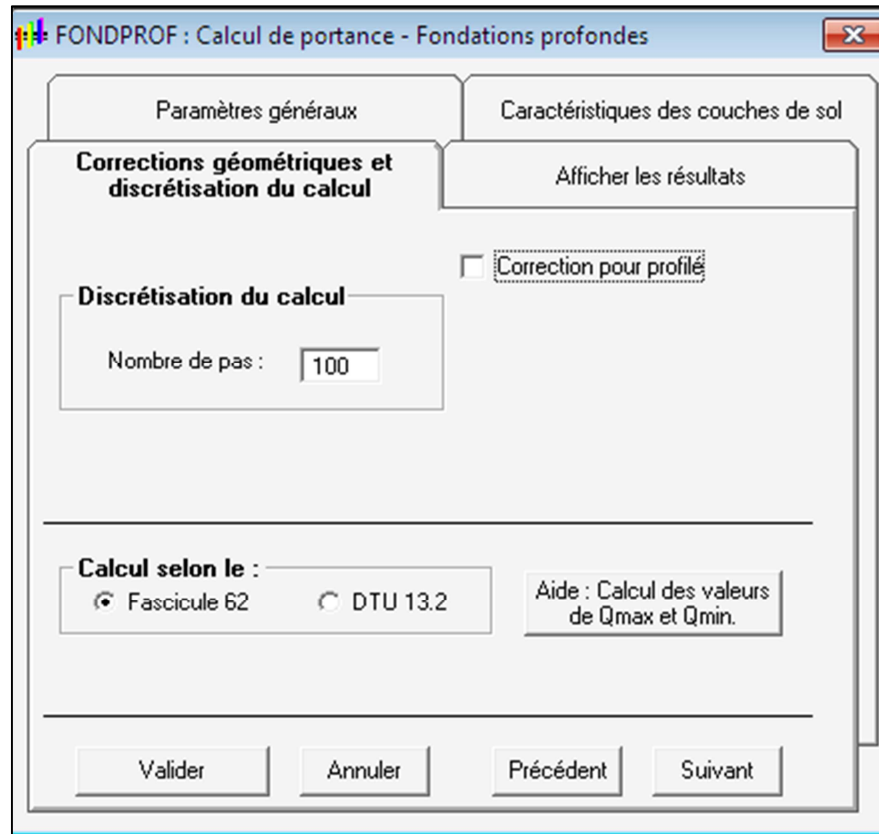


Figure 06-06 : Corrections géométriques et discrétisation du calcul.

Le nombre de pas de calcul utilisé dans FONDPFROF conditionne la finesse des résultats. Il est possible de définir un nombre de pas compris entre 10 et 500. Ce paramètre est à introduire dans la zone "Discrétisation du calcul".

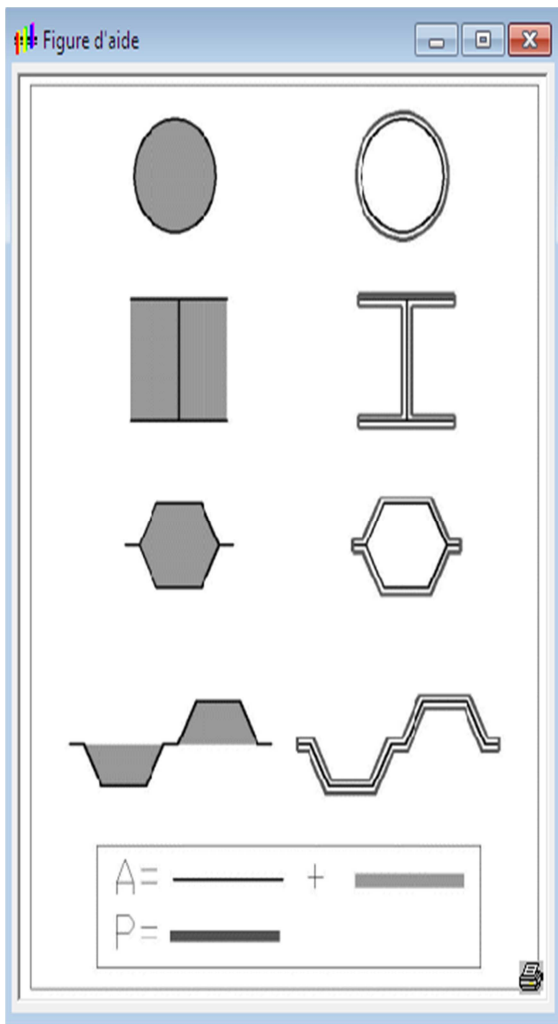
Il est possible de prendre en compte dans ce module des pieux d'origines diverses (Tubes, Profilé H, Palplanches). Pour ce faire, il faut introduire une correction de profil dans les calculs de portance. Cette correction de profil est faite au moyen des paramètres ρ_p et ρ_s . Pour les définir, sélectionnez les éléments correspondants dans les listes déroulantes "Profilé" et "Sol". Les zones de texte ρ_p et ρ_s sont automatiquement complétées.

La figure07 qui apparaît lorsque l'on clique sur le bouton **Aide** permet de visualiser le périmètre et la section du pieu à prendre pour des pieux tubulaires et des profilés métalliques ouverts à la base.

Le bouton **Aide : Calcul des valeurs de Qmax et Qmin.** permet de visualiser les valeurs de Q_{min} et $q_{c,m}$ qui sont prises en compte dans les différentes sollicitations ELU et ELS :

- ELU : Combinaisons fondamentales;
- ELU : Combinaisons accidentelles;

- ELS : Combinaisons rares;
- ELS : Combinaisons quasi-permanentes.



ouverts à la base.

Figure d'aide

Etats limites ultimes ELU	Pieux		Micropieux	
	Q_{riv}	Q_{max}	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_s}{1,40}$	$\frac{Q_t}{1,40}$	$-\frac{Q_s}{1,40}$	$\frac{Q_t}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_s}{1,30}$	$\frac{Q_t}{1,20}$	$-\frac{Q_s}{1,20}$	$\frac{Q_t}{1,20}$
Etats limites de services ELS				
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{s,r}}{1,10}$	$\frac{Q_c}{1,10}$	$-\frac{Q_{s,r}}{1,10}$	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaisons quasi-permanentes	0	$\frac{Q_c}{1,40}$	$-\frac{Q_{s,r}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,40}$

Tableau K.5 : Détermination de Q_{max} et Q_{min} - Fascicule 62

	Q_{min}	Q_{max}
Etats Limites Ultimes ELU	$-0,75 \cdot Q_s$	$1,50 \cdot Q_p + 1,75 \cdot Q_c$
Etats Limites de Service ELS	$-0,50 \cdot Q_s$	$0,33 \cdot Q_s + 0,5 \cdot Q_c$

Tableau K.6 : Détermination de Q_{max} et Q_{min} - DTU 13.2

Figure06-08 : Détermination de $q_{c,m}$ et Q_{min}

Figure 06-07 : Section et Périmètre pour pieux tubulaires et profilés métalliques

➤ Onglet 4 : Critère de calcul et Calcul



Figure 06-09 : Critères de calcul et Calcul.

Dans les cas d'une contrainte ou d'une charge limite, il sera nécessaire de définir le cas de charge concerné par le critère (l'une des 4 combinaisons ELU-ELS).

La colonne d'onglets verticaux permet de tester plusieurs cas de charge.

Le bouton **Calculer** exécute la procédure de calcul du module FONDPFROF. Une fenêtre particulière indique que les calculs sont en cours. La fenêtre se referme automatiquement dès que le calcul est terminé.

Il devient alors possible d'exploiter les résultats des calculs à l'aide du bouton

Afficher les résultats.

III. Résultats :

L'utilisation de la fenêtre des pour le module FONDPFROF nous donne les quatre onglets qui se réfèrent aux données suivantes :

➤ **Onglet 1 (tableau résultat):**

Le tableau contenant les termes de pointe, de frottement et les différentes charges ELU et ELS, en fonction de la cote z (**Figure10**).

Tableau résultat		Fichier des résultats		Chargements superposés		Graphiques détaillés	
Cote	Pointe Qp (kN)	Frot. lat. Qs (kN)	Charge limite Ql (kN)	ELS Comb. q. Perm. (kN)	ELS Comb. Rares. (kN)	ELU Comb. Fond. (kN)	ELU Comb. Acc. (kN)
1.00	106.44	0.00	106.44	0.00	0.00	0.00	0.00
0.85	109.66	5.84	115.51	42.09	53.57	82.50	96.25
0.70	106.44	11.69	118.12	43.86	55.82	84.37	98.44
0.55	109.17	17.53	126.70	47.75	60.78	90.50	105.58
0.40	106.44	23.37	129.81	49.70	63.25	92.72	108.18
0.25	106.44	29.22	135.65	52.62	66.97	96.90	113.04
0.10	106.44	35.06	141.50	55.54	70.69	101.07	117.91
-0.05	106.44	40.90	147.34	58.47	74.41	105.24	122.78
-0.20	106.44	46.75	153.18	61.39	78.13	109.42	127.65
-0.35	106.44	52.59	159.03	64.31	81.85	113.59	132.52
-0.50	106.44	58.43	164.87	67.23	85.57	117.76	137.39
-0.65	106.44	64.28	170.71	70.15	89.28	121.94	142.26
-0.80	106.44	70.12	176.56	73.07	93.00	126.11	147.13

Figure 06-10 : tableaux de résultat.

➤ Onglet 2(fichier des résultats) :

C'est un éditeur de texte qui contient une synthèse des données de calcul et des résultats (Figure02).

Tableau résultat		Fichier des résultats		Chargements superposés		Graphiques détaillés	
Cas de Charge N° 1							
DONNEES							
Caractéristiques de la fondation							
Fondation profonde du Type Pieu ne refoulant pas le sol.							
Pieu circulaire :							
Diamètre : 0.4 m.							
Pas de correction géométrique sur le pieu.							
Caractéristiques des couches							
Cote z	(p1-p0) (kPa)	qs (kPa)	kp	Nom de la couche			
1.00							
-12.00	770.00	31.00	1.10	argile01			
-13.00	730.00	29.00	1.10	argile02			
-14.00	780.00	31.00	1.10	argile03			
CALCULS ET RESULTATS							
Calcul selon le Fascicule 62.							
Critère d'arrêt du calcul : Charge maximale Qmax dans le pieu = 6465 kN.							
et Calcul aux Etats Limites Ultimes - Combinaisons fondamentales.							
Détail des calculs :							
z	P1e*	Qp	Qs	Ql	QELScqp	QELScr	

Figure 06-11 : fichier des résultats

➤ **Onglet 3(chargement superposé) :**

Le graphique des différents chargements superposés (**Figure03**). L'onglet "Chargements Superposés" regroupe l'ensemble des courbes Q_{max} et Q_{min} de chargements correspondant aux différentes sollicitations ELU et ELS, ainsi que la charge limite Q_l :

- ELU - Combinaisons fondamentales;
- ELU – Combinaisons accidentelles;
- ELS - Combinaisons rares;
- ELS – Combinaisons quasi-permanentes

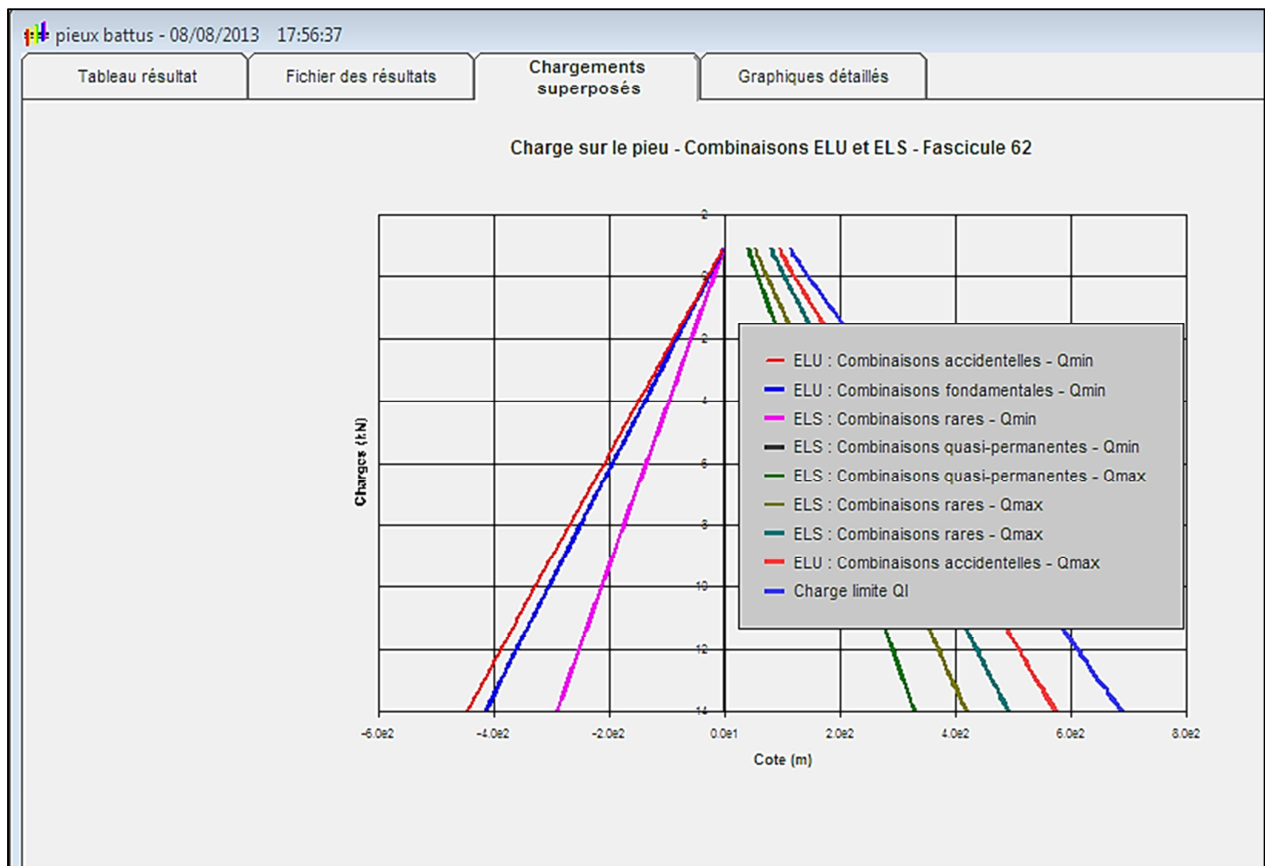


Figure 06-12 : chargements superposés

➤ **Onglet 4(graphiques détaillés) :** Les différents graphiques détaillés (**Figure04**).

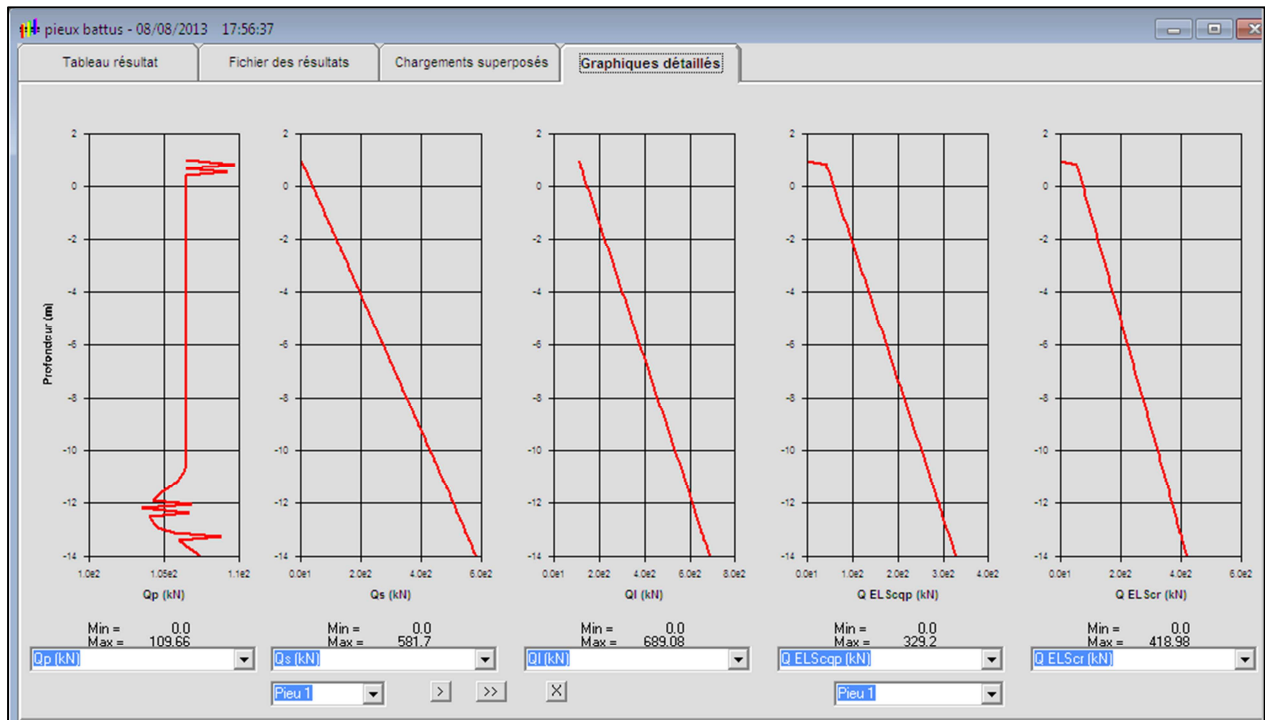




Figure 06-13 : les différents graphiques détaillés

L'une (ou la totalité) de ces courbes au moins répond aux critères de calcul qui ont été retenus. Ces courbes peuvent être modifiées.

Pour le module FONDPROF, les choix d'affichage possibles pour les graphiques détaillés sont au nombre de sept maximum :

- **Le terme de pointe Q_p en fonction de z ;**
- **Le frottement latéral Q_s en fonction de z ;**
- **La capacité portante Q_l en fonction de z ;**
- **La charge ELU Combinaisons fondamentales Q_{ELUcf} ;**
- **La charge ELU Combinaisons accidentelles Q_{ELUca} ;**
- **La charge ELS Combinaisons rares Q_{ELScr} ;**
- **La charge ELS Combinaisons quasi-permanentes Q_{ELScp} .**
-

Il est possible de visualiser les différents cas de charge. Pour passer d'un cas de charge à l'autre, il suffit de cliquer sur les boutons  ou .

IV. Application au logicielle :

On va appliquer la même application du chapitre 06 page 122 qui est faite manuellement et on va comparer les résultats obtenue dans les deux cas.

- *1^{er} cas : calcul manuelle*
 - Application selon le pieu modèle ;
 - Application selon le modèle du terrain ;
 - Application selon le fascicule 62.
- *2^{em} cas : calcul avec le logicielle*
 - Application selon le DTU ;
 - Application selon le FASCICULE 62.

Et dans le 2^{em} cas on a abouti au résultat suivant :

➤ *Résistance de calcul*

	ELU	ELS
DTU	317.45	476.84
FASCICULE 62	486.51	567.55

➤ *nombre de pieux*

	ELU	ELS
DTU	21	14
FASCICULE 62	14	12

Remarque : pour les résultats détaillée voir les annexes

Synthèse des résultats des deux applications :

➤ *Résistance de calcul*

		<i>ELU situation durable</i>	<i>ELS caractéristique rares</i>	<i>ELS quasi- permanentes</i>
<i>Méthode analytique</i>	<i>Pieux model</i>	425	396	324
	<i>Model de terrain</i>	582	498	407
	<i>Fascicule 62</i>	457	582	457
<i>Méthode numérique</i>	<i>DTU</i>	217.45	476.84	
	<i>Fascicule 62</i>	486.51	567.55	

➤ *nombre de pieux*

		<i>ELU situation durable</i>	<i>ELS caractéristique rares</i>	<i>ELS quasi- permanentes</i>
<i>Méthode analytique</i>	<i>Pieux model</i>	15	11	12
	<i>Model de terrain</i>	11	10	10
	<i>Fascicule 62</i>	14	08	09
<i>Méthode numérique</i>	<i>DTU</i>	21	14	
	<i>Fascicule 62</i>	14	12	

Conclusion générale

CONCLUSION GENERAL :

Ce mémoire a pour principal objectif de comparer les trois règlements de calcul des fondations superficielles et profondes selon le DTU ; FASCICULE 62 et l'EUROCODE 7.

Le règlement DTU définit les conditions techniques auxquelles doivent satisfaire les travaux de fondations superficielles et profondes. Le calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire et des essais in situ a été utilisé dans notre cas.

Et le fascicule 62 est une amélioration de la méthode de calcul de la capacité portante à partir des essais in situ et particulièrement pour les essais pressiométriques et pénétrométriques.

L'EUROCODE 7 est le dernier règlement actuel qui a apporté des modifications pour quelques paramètres ou coefficients dans les calculs de la capacité portante tant pour les fondations superficielles que profondes.

Une étude comparative des trois règlements a été menée dans le chapitre application. Le résultat obtenu montre que le calcul des fondations mené avec l'Eurocode 7 est le plus satisfaisant du moment que les paramètres utilisés sont plus proches de la réalité. Les valeurs obtenues sont les plus basses, ce qui nous place dans le cas le plus sécuritaire. L'utilisation du logiciel FOXTA nous montre que le calcul numérique est très proche du calcul analytique.

Bibliographie

Bibliographie :

- **AMAR (S.), NAZARET (J.P.) et WASCHKOWSKI (E.).** – *La reconnaissance des sols et les essais de pénétration*. C.R. Symp. Int. Reconnaissance des Sols et des Roches par essais en place, Paris, vol. II, p. 177-185, BRGM Orléans (1983).
-
- **Alain Meilhac et Alain BURON** : cours génie civil 2008.
- **AMAR (S.), BAGUELIN (F.), CANÉPA (Y.) et FRANK (R.).** – New design rules for the bearing capacity of shallow foundations based on Ménard pressuremeter tests. Proceedings International Conference on Site Characterization, ISC 98, Atlanta, 19-22 April (1998).
- **AMAR (S.) et MORBOIS (A.).** – Contribution au dimensionnement des fondations superficielles à l'aide du pénétromètre statique. Bull. Labo. P. et Ch. (F) n° 141 janv. févr. 1986, p. 37-43.
- **AMAR (S.) et JÉZÉQUEL (J.F.).** – Propriétés mécaniques des sols déterminées en place. C 220 (1998). *Traité Construction*, volume C 2I, Presses de l'ENPC.
- **BAGUELIN (F.), JÉZÉQUEL (J.F.) et SHIELDS (D.H.).** – The pressuremeter and foundation engineering. 617 pp. Trans Tech Publications, Clausthal, FRG, 1978.
- **Bergdahi, U. Ottosson, E. et Malmborg, B.S.** (1993). *Plattgrundläggning (fondation superficielle)* (en suédois). AB Svensk Byggtjänst, Stockholm, 282p.
- **BUSTAMENTAMANTE (M.) et GIANESELLI (L.).** – *Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques*, Bull. Liaison Labo. P. et Ch., (F), no 113, p. 83-108, mai-juin 1981.
- **COMBARIEU (O.).** – *Frottement négatif sur les pieux*. Rapport de Recherche LPC n° 136, Labo Cent. Des P. et Ch. Paris 151 p., oct. 1985.
- *ENV 1997-1. Eurocode 7 Geotechnical Design, Part 1 General Rules*. doc. nr. CEN/TC 250/SC7, N 128, CEN (Comité Européen de Normalisation, Bruxelles). 123 p., 30 oct. 1994.
- *Essai statique de pieu isolé sous effort transversal*. Norme française NF P 94-151, AFNOR Paris 18 p., oct. 1993.

- *Essai statique de pieu isolé sous compression axiale. Norme Française NF P 94-150 AFNOR Paris 24 p. (1991).*
- Fondations superficielles. Document technique unifié (DTU) n° 13.12 Règles pour le calcul des fondations superficielles (12 p.), mars 1988 Erratum (1 p.) novembre 1988 CSTB Paris 12 p. (référence AFNOR P 11-711). Essai pressiométrique Ménard. Norme française NF P 94-110, juillet 1991 AFNOR Paris.
- Fondations profonds. Document technique unifié (DTU) n° 13.2 Règles pour le calcul des fondations profondes (..) publiée par l'afnor en septembre 1992 CEBTP. (référence AFNOR P 11-212)
- **FRANK. R** : Calcul des fondations superficielles et profondes, Editions Technique de l'ingénieur et Presses de l'ENPC, 2003
- **FRANK (R.)**. – Fondations profondes. C 248 (1995). *Traité Construction*, volume C2I.
- **GARNIER (J.), CANÉPA (Y.), CORTÉ (J.F.) et BAKIR (N.E.)**. – Étude de la portance de fondations en bord de talus. *Comptes rendus 13e Conf. Int. Méca. Sol et Tr. Fond.*, New Delhi, pp. 705-708 (1994).
- **MAGNAN (J.P.)**. – Résistance au cisaillement. C 216 (1991). *Traité Construction*, volume C 2I.
- **MAGNAN (J.P.) et SOYEZ (B.)**. – *Compressibilité. Consolidation. Tassement. C 214 (1988). Traité Construction, volume C 2I*, Presses de l'ENPC.
- **Melbouci Bachir** : Méthode de calcul des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Editions EL-AMAL, 2009.
- **MEYERHOF (G.G.)**. – *Bearing capacity and settlement of pile foundations*. J. Geot. Eng. Div. (USA) 102 n° GT3, p. 195-228, American Soc. of Civ. Engineers, mars 1976.
- **MEYERHOF (G.G.)**. – Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, vol. 5, pp. 227-242 1955.
- *Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil*. Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux.

- **Fascicule n° 62, titre V.** Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports. Textes Officiels, no 93-3, 182 p. (1993).
- *Reconnaissance géologique et géotechnique des tracés de routes et autoroutes.* Notes d'Information Technique LCPC. Ministère de l'Urbanisme et du Logement. Ministère des Transports (1982).
- **S. Burlon et R. Frank** "Norme 94-262 Fondations profondes", EC7 Fondations, PFC Paris du 24 au 26/09/2012
- **SEBASTIEN BURLON ; IFSTTAR ;** Enoncé exercice 1 Vérification de la stabilité d'une fondation superficielle selon le modèle analytique « c' et ϕ' » et les approches de calcul 2 et 3 ; Paris, lundi 24, mardi 25 janvier et mercredi 26 septembre 2012.
- **SOLETANCHE – BACHY ;** Exercice de calcul de portance verticale de pieux à partir d'essais pressiométrique ; Paris, lundi 24 au mercredi 26 septembre 2012.
- **Schmertmann, J.H.** (1970). Static cone to compute settlement over sand. Jnl Soil Meech. Fdns Div., ASCE, 96, SM3, May, pp. 1011-1043
- **Schmertmann, J.H. Hartman, J.P. et Brown, P.R.** (1978). Improved strain influence factor diagrams. Jnl Geotech. Enging Div; ASCE, 104, GT8, Proc. Paper 7302, August, pp1131-1135.
- **Sanglerat, G.** (1972). The penetremetr and soil exploration. Elsevier Publishing Company, Amsterdam, 464 p.
- **TERZAGHI (K.) et PECK (R.B.).** – Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons, New York, First Edition 1948 and Second Edition 1967.