

Fondations profondes

par **Roger FRANK**

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées

Docteur-Ingénieur, Docteur ès Sciences Physiques

Directeur du Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES)

Professeur adjoint de Mécanique des Sols à l'École Nationale des Ponts et Chaussées

Ce chapitre est une refonte de la précédente édition rédigée par François Bourges et Roger Frank.

1. Classification des pieux	C 248 - 2
1.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place	— 2
1.2 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place	— 4
1.3 Pieux particuliers	— 5
2. Actions sur les pieux. Introduction à la théorie des états-limites	— 6
2.1 Définitions des actions	— 6
2.2 Combinaisons et sollicitations de calcul	— 8
3. Pieu isolé sous charge axiale	— 9
3.1 Définitions. Introduction	— 9
3.2 Prévision de la charge limite Q_{ℓ} et de la charge de fluage Q_c à partir d'un essai de chargement statique	— 11
3.3 Prévision de la charge limite Q_{ℓ} par la méthode pressiométrique	— 12
3.4 Prévision de la charge limite Q_{ℓ} à partir des résultats du pénétromètre statique	— 16
3.5 Prévision de la charge limite Q_{ℓ} à partir de méthodes dynamiques.....	— 17
3.6 Évaluation du frottement négatif maximal.....	— 19
3.7 Tassement d'un pieu isolé	— 21
4. Pieu isolé sous charges latérales	— 22
4.1 Comportement du sol. Définitions	— 22
4.2 Équation d'équilibre	— 23
4.3 Méthode générale de résolution	— 24
4.4 Prévision du déplacement libre du sol $g(z)$	— 25
4.5 Choix de la courbe de réaction $P/\Delta y$	— 27
4.6 Conditions aux limites.....	— 30
4.7 Essai statique de pieu isolé sous effort transversal.....	— 31
4.8 Formulaire pour pieux souples et pour pieux rigides, dans le cas d'un sol homogène et linéaire	— 31
5. Comportement des groupes de pieux	— 34
5.1 Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe	— 34
5.2 Calcul général des efforts et des déplacements d'un groupe de pieux ..	— 39
5.3 Répartition des efforts sur les pieux d'un groupe. Cas simplifiés.....	— 40
6. Justifications d'une fondation sur pieux	— 41
6.1 États-limites à considérer.....	— 41
6.2 États-limites de mobilisation du sol.....	— 41
6.3 États-limites concernant les matériaux constitutifs des pieux	— 42
6.4 État-limite de déplacement.....	— 44
7. Dispositions constructives et marche à suivre	— 44
7.1 Types de pieux	— 44
7.2 Dimensions. Inclinaison	— 44
7.3 Disposition en plan des pieux d'un groupe.....	— 45
7.4 Recommandation particulière pour les pieux exécutés en place et les barrettes	— 45
7.5 Contrôle des pieux exécutés en place et des barrettes	— 45
7.6 Marche à suivre pour une étude de fondations profondes.....	— 45
Pour en savoir plus.....	Doc. C 248

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers : cf. chapitre spécialisé dans ce traité [C 2 314] [C 2 319]).

Pour le calcul, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique (§ 3.1.3.4), mais qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes, stricto sensu, ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique : ce sont les pieux, les puits et les barrettes.

Les barrettes sont des parois moulées porteuses, qui bien que de forme différente et faisant appel à une technique d'exécution particulière, ont en général un comportement comparable à celui d'un pieu moulé en place sans tubage (§ 1.2).

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes, dont la base se situe au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des pieux ou parois de faible longueur et de tous les types de 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.

Dans le cadre de ce chapitre, on restera dans le domaine classique des pieux, que leur longueur soit ou non supérieure à la profondeur critique (les barrettes pouvant s'y rattacher de façon relativement simple).

On ne développera pas les fondations sur caissons, dont les problèmes spécifiques résident essentiellement dans les techniques de mise en œuvre.

1. Classification des pieux

Traditionnellement, on classe les pieux :

- soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
- soit suivant le mode d'introduction dans le sol :
 - pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage,
 - pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

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

- les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
- les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol ;
- certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire.

On se reportera aux références bibliographiques [6] [12].

1.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants.

■ Pieu battu préfabriqué

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.

■ Pieu en métal battu

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont (figure 1) :

- en forme de H ;
- en forme d'anneau (tube) ;
- de formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches par exemple (palpieux).

Ils ne sont classés dans ce groupe que si leur base est obturée. Sinon, ils font partie des pieux particuliers (§ 1.3).

■ Pieu en béton foncé

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

■ Pieu en métal foncé

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

■ Pieu battu pilonné

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

■ Pieu battu moulé (figure 2)

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

■ Pieu battu enrobé

Ce pieu à âme métallique (acier E 24-2 ou similaire) est constitué :

- de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
- de profilés H ;
- de caissons formés de profilés ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments.

La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût du pieu de 4 cm au minimum. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot afin de constituer l'enro-

bage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci.

■ Pieu tubulaire précontraint

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

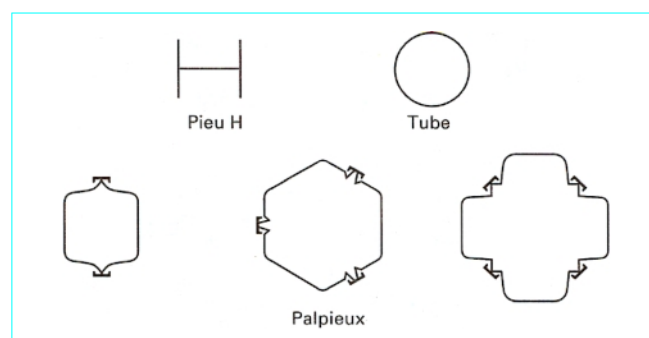


Figure 1 - Profils métalliques battus

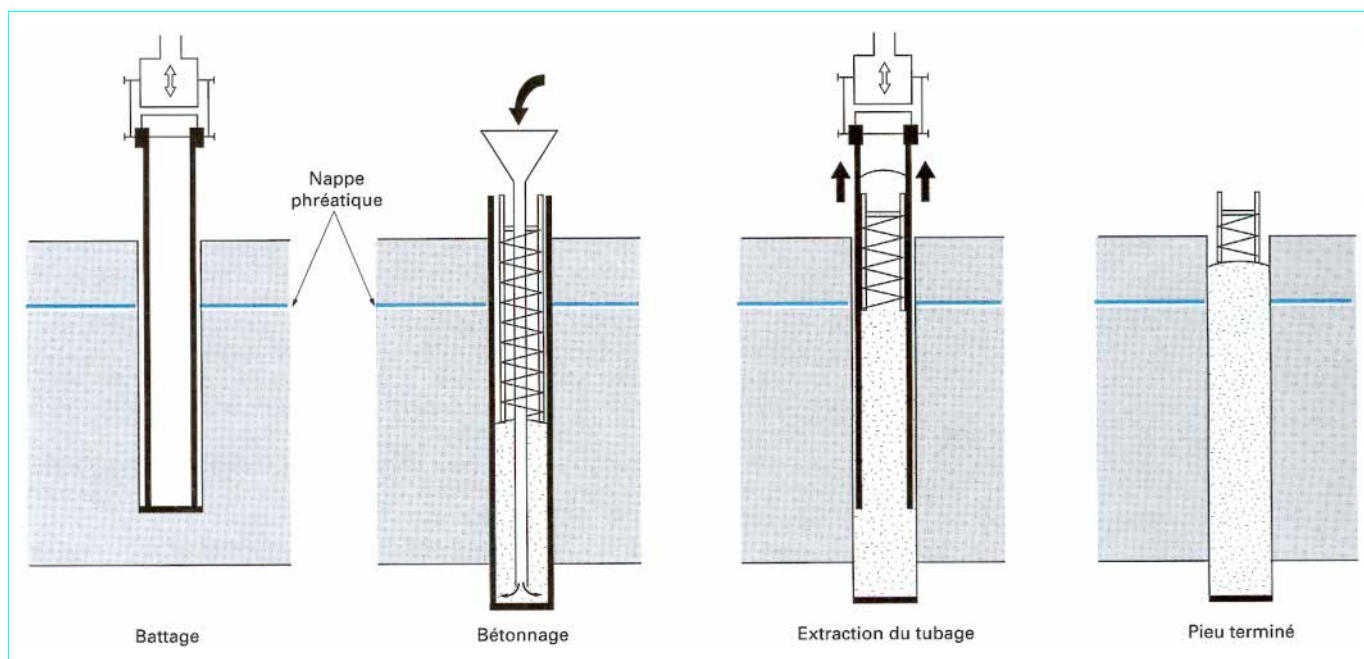


Figure 2 - Pieu battu moulé (d'après doc. Études et Travaux de Fondation)

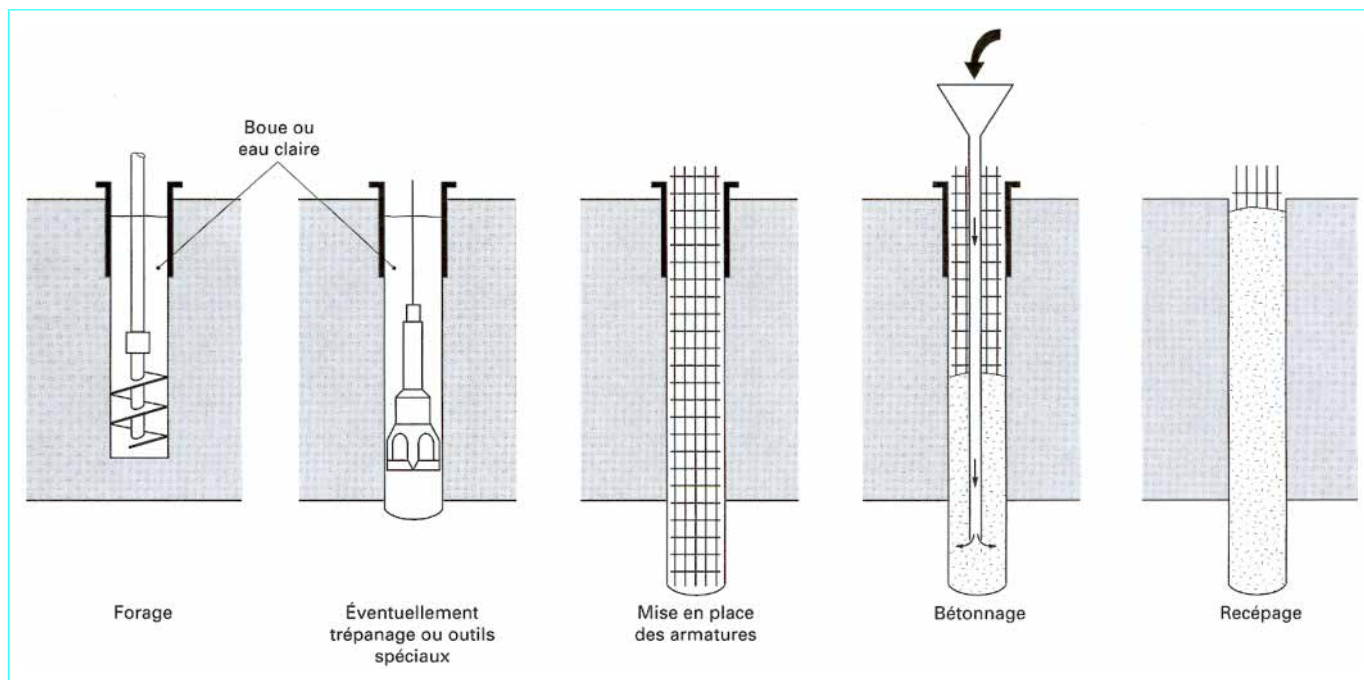


Figure 3 – Pieu foré à la boue (d'après doc. Solétanche)

■ Pieu vissé moulé

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil.

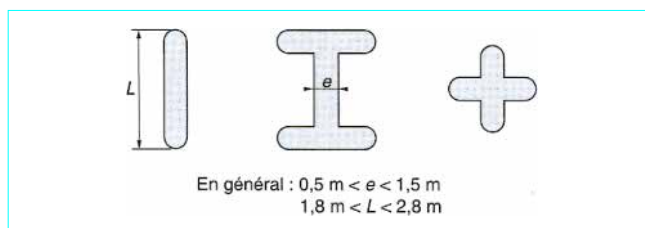


Figure 4 – Différents types de barrettes

1.2 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

■ Pieu foré simple (et barrette exécutée dans les mêmes conditions)

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

■ Pieu foré à la boue et barrette

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage (figure 3).

Les formes de section des différents types de barrettes exécutées dans ces conditions sont données à la figure 4.

■ Pieu foré tubé

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase (figure 5).

■ Puits

Fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage.

■ Pieu tarière creuse

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait.

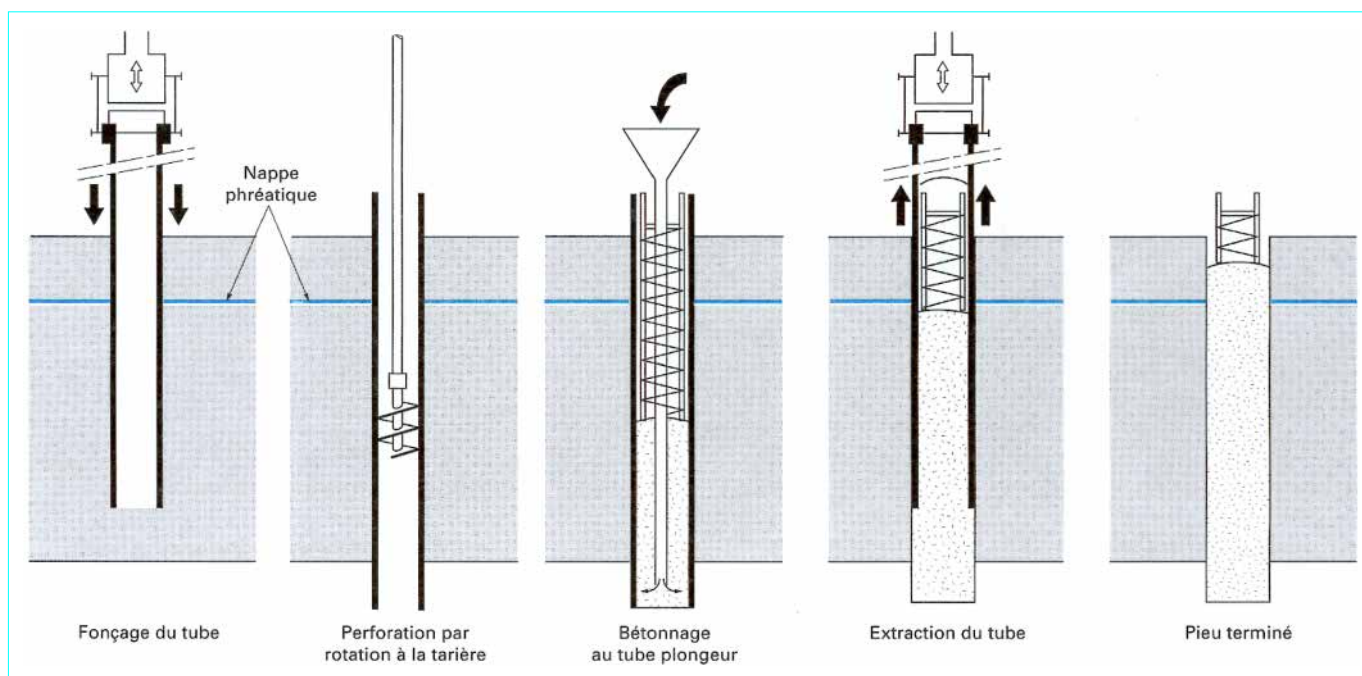


Figure 5 – Pieu foré tubé (d'après doc. Études et Travaux de Fondation)

On distingue trois types de matériel :

- **type 1** : la tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage ;
- **type 2** : la tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton) ;
- **type 3** : la tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopique rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de bétonnage (exemple : pieu *Starsol*, figure 6).

■ Micropieux

La technique et l'utilisation de micropieux prennent de plus en plus d'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés. On distingue, dorénavant, quatre types de micropieux :

- **type I** : c'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier.

Ces micropieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil ;

- **type II** : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage ;

- **type III** : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection.

L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage ;

- **type IV** : c'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa.

L'injection est répétitive et sélective.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

■ Pieu injecté, sous haute pression, de gros diamètre

Ce type de pieu, par opposition aux micropieux de type III et IV, regroupe les pieux de forts diamètres, supérieurs à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection constitué par un ou plusieurs tubes à manchettes. Lorsque l'armature est un tube métallique, ce tube peut faire office de tube à manchettes. Dans certains cas, le tube métallique peut être équipé d'une succession de clapets spéciaux indépendants ou de rampes spéciales qui permettent l'injection. L'armature peut être également constituée par des profilés (H ou caissons de palplanches). Le scellement au terrain est effectué par injection sélective sous haute pression d'un coulis ou d'un mortier à partir d'un obturateur simple ou double.

1.3 Pieux particuliers

Il s'agit des pieux métalliques (H, tubes, palpieux) étudiés au paragraphe 1.1 (figure 1), mais qui sont battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Pour le calcul de la force portante, ils feront l'objet de recommandations particulières.

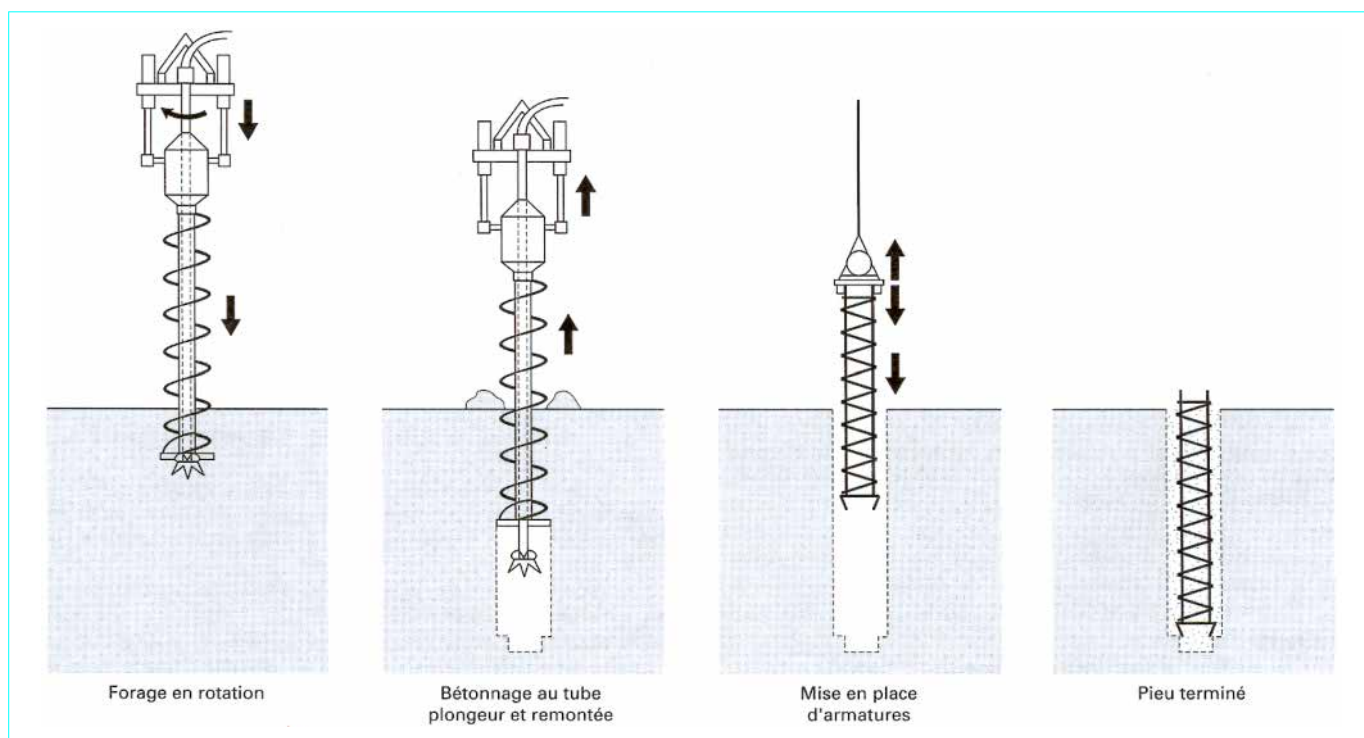


Figure 6 – Pieu Starsol de Solétanche

2. Actions sur les pieux. Introduction à la théorie des états-limites

2.1 Définitions des actions

Le lecteur pourra se reporter à la référence [6] de la bibliographie.

On se contentera de donner ici quelques principes généraux sans entrer dans le détail des calculs aux états-limites. Les différents types de sollicitations et leurs valeurs à prendre en compte dans les calculs sont définis dans des textes officiels et varient suivant le type d'ouvrage considéré.

Pour les ouvrages de génie civil, on distingue communément les actions suivantes.

2.1.1 Actions permanentes G

Ce sont des actions permanentes de toute nature (autres que G_{sp} , G_{sf} et F_w définies ci-après). Citons, par exemple :

- le poids propre de la fondation proprement dite ;
- le poids propre de l'appui (pile, culée, semelle de liaison, etc.) ;
- la fraction du poids propre de l'ouvrage considéré et de ses équipements reprise par la fondation ;
- les efforts dus au retrait, fluage, etc. ;
- les efforts dus au poids et aux poussées du sol.

Notons qu'à l'état-limite ultime, sous combinaisons fondamentales (§ 2.2.1.1), il y a lieu, pour chaque problème étudié, de séparer :

- les actions G défavorables notées G_{max} ;
- les actions G favorables notées G_{min} .

2.1.2 Actions dues à l'eau F_w

Ce sont, essentiellement, dans le cas des fondations sur pieux :

- la poussée d'Archimède ;
- l'effet hydrodynamique des courants sur les appuis en rivière et en mer.

2.1.3 Poussées latérales G_{sp}

Le phénomène est illustré par l'exemple de la figure 7 qui correspond au cas d'une culée d'ouvrage d'art fondée sur pieux et remblayée. Ces poussées latérales se produisent, d'une façon générale, lorsque le pieu traverse une couche de sol mou compressible et que cette couche est chargée de façon dissymétrique (par un remblai en l'occurrence). Sur l'exemple présenté, le sol mou a tendance à se déplacer vers l'aval, et cela d'autant plus que le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un grand glissement (suivant la courbe (C), par exemple) est plus faible. Ces déplacements entraînent des efforts sur les pieux, qui peuvent être importants.

La méthode de calcul proposée au paragraphe 4.2 prend en compte la rigidité relative sol-pieu, ainsi que le déplacement $g(z)$ que subirait le sol mou sous charge dissymétrique en l'absence de pieu.

Pour l'application de la théorie des états-limites de service et ultime (ELS et ELU), il faut noter que c'est $g(z)$ qui est considéré comme *action*. Ainsi, les coefficients de pondération appliqués à G_{sp} (§ 2.2) sont à appliquer, lors des calculs, à la fonction $g(z)$. Cela est dû au fait que le phénomène des poussées latérales présente un caractère non linéaire (voir son étude par la notion de *courbe de réaction*, § 4).

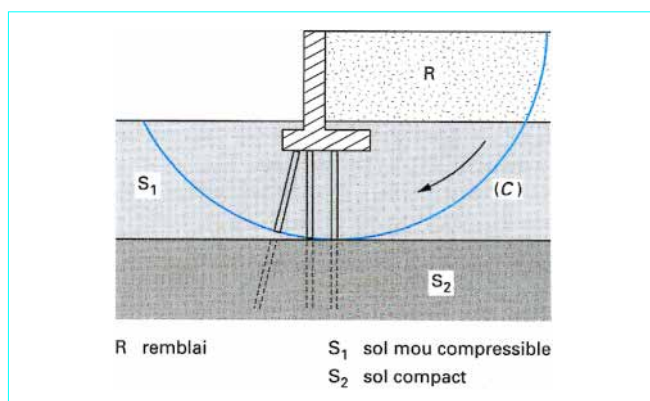


Figure 7 – Poussées latérales sur les pieux d'une culée remblayée

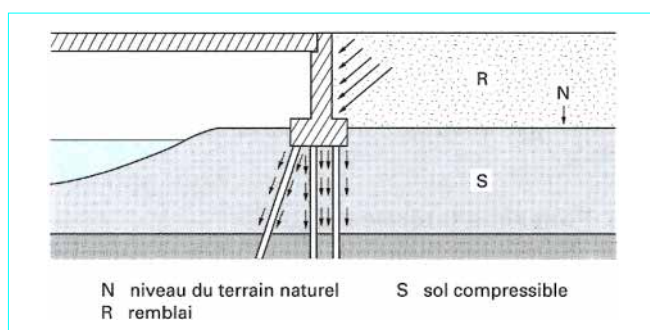


Figure 8 – Frottement négatif sur les pieux d'une culée remblayée

2.1.4 Frottement négatif G_{sf}

Dans le cas où les pieux traversent une couche de sol compressible, il faut envisager, en plus des poussées latérales, la possibilité de frottement négatif. Celui-ci se produit, d'une manière générale, lorsque le tassement du sol est supérieur au tassement du pieu qui le traverse. La figure 8 donne l'exemple d'une couche de sol compressible chargée par un remblai (cas fréquent dans les culées remblayées fondées sur pieux).

Le tassement progressif, par consolidation de la couche compressible, provoque sur le pieu un frottement dirigé vers le bas, le déplacement relatif sol-pieu étant dirigé dans ce sens.

Ce frottement, qualifié de négatif, agit non seulement sur les pieux, mais également sur la semelle de couronnement et, comme le remblai descend par rapport à la culée, il y a aussi frottement négatif du remblai sur le mur de front. Notons que, dans ce cas, la poussée sur le mur est inclinée vers le bas et que sa composante tangentielle tient lieu de frottement négatif.

Le frottement, augmentant avec la pression effective horizontale agissant normalement à la surface du pieu, croît au fur et à mesure de l'avancement de la consolidation. Il est donc maximal à long terme.

Notons que le frottement négatif, dans les combinaisons aux états-limites ultimes et états-limites de service (§ 2.2), ne s'ajoute pas, en principe, aux actions variables de courte durée. En effet, on peut admettre que, lors d'une application d'une action de courte durée, le tassement du pieu provoque une diminution du déplacement relatif sol-pieu (donc une diminution du frottement négatif), en partie haute tout au moins, et peut même l'inverser. Par ailleurs, la charge maximale de frottement négatif se situe en profondeur, alors que ces actions agissent en tête.

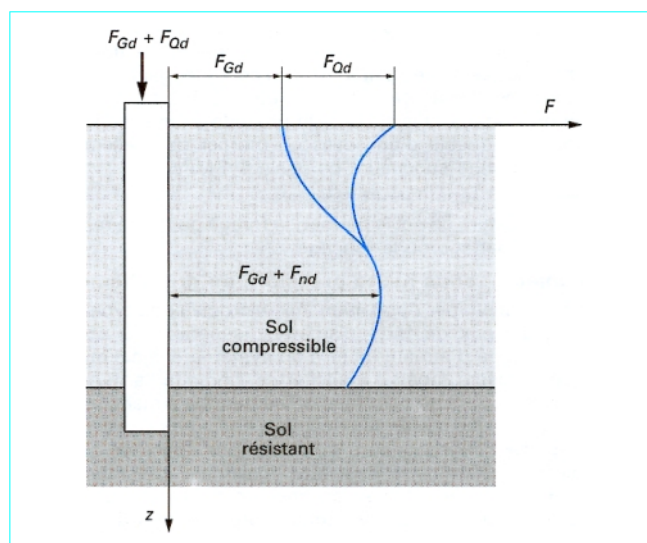


Figure 9 – Cumul du frottement négatif et des actions variables [6]

Dans la pratique, les actions variables de courte durée ne sont prises en compte que si elles sont supérieures à la charge de frottement négatif. Sinon, c'est cette dernière qui est retenue (§ 2.2).

Cela se traduit par la condition suivante (valable dans le cas où l'effort normal est défavorable), illustrée par la figure 9 :

$$F_d = \text{Max} (F_{nd} ; F_{Qd}) + F_{Gd}$$

avec F_d effort normal de calcul, supposé constant le long du fût,

F_{nd} frottement négatif de calcul,

F_{Gd} effort normal de calcul dû aux autres actions permanentes et, éventuellement, les valeurs quasi permanentes des actions variables,

F_{Qd} effort de calcul dû aux autres actions variables.

Cependant, dans le calcul de la capacité portante (§ 3), on ne prend jamais en compte de terme de frottement latéral (positif) dans les couches de sol susceptibles d'être soumises à un frottement négatif.

On donne aux paragraphes 3.6 et 5.1.5 une méthode d'évaluation du frottement négatif maximal (à long terme). Dans les justifications, on peut être amené à prendre en compte une valeur réduite, voire nulle, du frottement négatif, suivant le degré d'avancement de la consolidation au temps considéré.

2.1.5 Actions variables Q

Il s'agit essentiellement :

- des charges d'exploitation : surcharges routières, freinage, stockage temporaire, etc ;
- des charges dues aux effets climatiques : vent, neige, etc.

Ces actions variables Q sont susceptibles d'intervenir dans toutes les combinaisons aux états-limites ultimes et aux états-limites de service, soit comme action variable de base Q_1 , soit comme action variable d'accompagnement $Q_i (i > 1)$.

Lorsque Q est prise comme action de base, on distingue :

- sa valeur caractéristique Q_1 , généralement donnée par les textes réglementaires ;
- sa valeur fréquente $\psi_1 Q_1$.

Lorsque Q est prise comme action d'accompagnement, on distingue :

- sa valeur de combinaison $\psi_0 Q_i$;
- sa valeur quasi permanente $\psi_2 Q_i$.

2.1.6 Actions accidentelles F_A

Pour les ouvrages de génie civil, l'action accidentelle peut être : un choc de bateau, un choc de véhicule sur un appui, un séisme, etc.

2.2 Combinaisons et sollicitations de calcul

Les règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil du ministère de l'Équipement (CCTG, fascicule n° 62, titre V) ont été approuvées en mars 1993 et sont applicables depuis septembre 1993 aux marchés publics de travaux de génie civil [6]. Ce document définit les règles qui suivent.

2.2.1 États-limites ultimes

Pour les fondations profondes, on distingue essentiellement :

- l'ELU de mobilisation du sol (capacité portante) ;
- l'ELU de résistance des matériaux constitutifs de la fondation.

Il s'agit d'éviter des ruptures catastrophiques. On admet de réparer.

2.2.1.1 Combinaisons fondamentales

Les combinaisons fondamentales correspondent à une probabilité d'occurrence de l'ordre de 10^{-5} sur une année et à une durée d'application faible (quelques heures au plus).

On considère généralement les sollicitations de calculs suivantes :

$$1,125 \mathcal{S} [1,2 G_{max} + 0,9 G_{min} + \gamma_{fw} F_w + \gamma_{sp} G_{sp} + \text{Max} \{ \gamma_{sf} G_{sf} ; \gamma_{f1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \psi_0 Q_i \}]$$

- avec γ_{fw} = 1,05 pour la pression de l'eau défavorable,
 = 1 pour la pression de l'eau favorable,
 = 1,2 ou 0,9 pour la partie relative aux forces hydrodynamiques de courant, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable,
 γ_{sp} = 1,2 lorsque les poussées latérales sont défavorables,
 = 0,6 lorsque les poussées latérales sont favorables,
 γ_{sf} = 1,2 lorsque le frottement négatif est défavorable,
 = 1 lorsque le frottement négatif est favorable,
 $\gamma_{f1} Q_1$ = 1,33 le plus généralement (1,2 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier),
 ψ_0 = 0,77 dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent.

2.2.1.2 Combinaisons accidentelles

Les combinaisons accidentelles correspondent à des événements très exceptionnels, dont la probabilité d'occurrence n'est pas chiffrable et les effets difficilement quantifiables.

Les sollicitations de calcul sont :

$$\mathcal{S} [G + F_w + F_A + G_{sp} + \sum_{i>1} \psi_2 Q_i + \text{Max} \{ G_{sf} ; \psi_1 Q_1 \}]$$

Le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil, $\psi_1 Q_1$, s'il existe, est négligeable vis-à-vis de F_A , et $\psi_2 Q_i = 0$.

2.2.1.3 Combinaisons vis-à-vis des états-limites (ultimes) de stabilité d'ensemble

Dans le cas d'une fondation en tête de talus, on considérera, pour le grand glissement, les sollicitations de calcul suivantes :

$$1,125 \mathcal{S} [1,05 G_{max} + 0,95 G_{min} + F_w + \gamma_{f1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \psi_0 Q_i]$$

(en remarquant qu'il n'y a pas lieu, en général, de considérer de forces hydrodynamiques de courant dans F_w).

Ces sollicitations sont celles proposées par les Recommandations Clouterre 1991 [29].

2.2.2 États-limites de service

Pour les fondations profondes, on envisage essentiellement :

- l'état-limite de service de mobilisation du sol (déplacements faibles) ;
- l'état-limite de service du matériau constitutif de la fondation (durabilité de la fondation) ;
- lorsque la structure portée l'exige, l'état-limite de déplacement.

Il s'agit d'éviter une dégradation de l'ouvrage.

2.2.2.1 Combinaisons quasi permanentes

Les sollicitations dues aux combinaisons quasi permanentes correspondent aux sollicitations réellement subies par la structure pendant la majeure partie de sa durée de vie. Elles sont intéressantes pour étudier les déplacements à long terme de la fondation.

Les sollicitations de calculs suivantes sont à envisager :

$$\mathcal{S} [G + F_w + G_{sp} + G_{sf} + \sum_{i>1} \psi_2 Q_i]$$

avec, le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil, $\psi_2 Q_i = 0$.

2.2.2.2 Combinaisons fréquentes

Ces combinaisons sont à considérer lorsqu'un état-limite de déplacement est exigé par la structure portée. De tels calculs des fondations *en déplacement* sont encore, à l'heure actuelle, délicats. On s'attachera à tenir compte, le plus possible, des phénomènes physiques réels d'interaction sol-pieu et à faire intervenir toutes les actions concomitantes (par exemple, frottement négatif et actions variables réglementaires).

2.2.2.3 Combinaisons rares

Les sollicitations dues aux combinaisons rares correspondent aux sollicitations qu'une grande partie des ouvrages auront à subir, au moins une fois au cours de leur durée de vie.

Les sollicitations de calcul à considérer sont données par :

$$\mathcal{S} [G + F_w + G_{sp} + \text{Max} \{ G_{sf} ; Q_1 + \sum_{i>1} \psi_0 Q_i \}]$$

avec $\psi_0 = 0,77$ dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent.

3. Pieu isolé sous charge axiale

3.1 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 [4]. Elles forment les bases des *Règles techniques de conception et calcul des fondations des ouvrages de génie civil* [6].

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.

3.1.1 Charge limite et charge de fluage

3.1.1.1 Charge limite Q_ℓ

Considérons un pieu dont la base est située à la profondeur D dans un sol homogène (figure 10). 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 a l'allure indiquée sur la figure 10, avec une charge limite Q_ℓ correspondant à la rupture du sol. L'enfoncement ne se stabilise plus sous la charge et la vitesse d'enfoncement est relativement grande. Conventionnellement, Q_ℓ 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 Q_ℓ 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 ;

et l'on a :

$$Q_\ell = Q_p + Q_s$$

3.1.1.2 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 (figure 10). 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 :

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

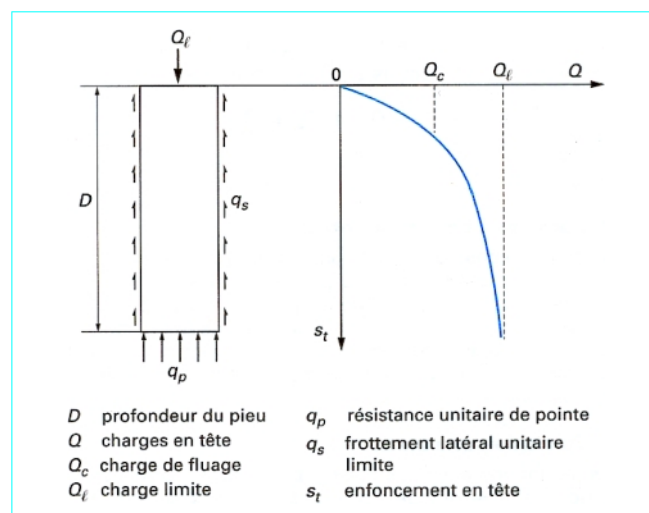


Figure 10 - Courbe de chargement axial d'un pieu

— 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 :

$$Q_p = 0 \text{ et } Q_c = Q_s/1,5$$

Les méthodes de dimensionnement données aux paragraphes 3.2 à 3.5 visent à déterminer la charge limite Q_ℓ . La charge de fluage Q_c en sera déduite par ces formules empiriques, sauf dans le cas de l'essai de chargement statique, où elle sera évaluée directement.

3.1.2 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 frottants**, 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 (figure 11), les coefficients N_c et N_q peuvent varier dans le rapport de 1 à 10, et même davantage.

Pour les **sols purement cohérents** ($\varphi = 0$ 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.

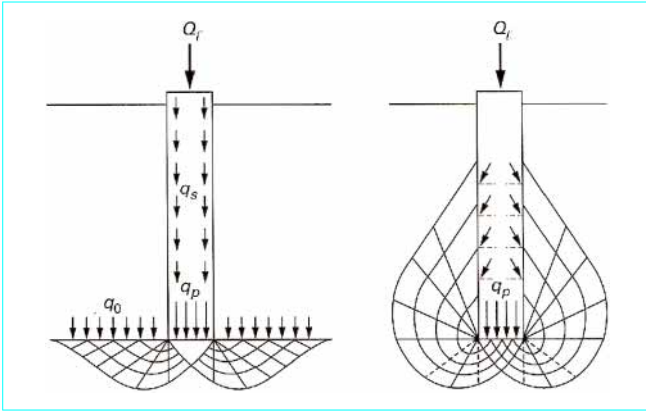


Figure 11 – Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques

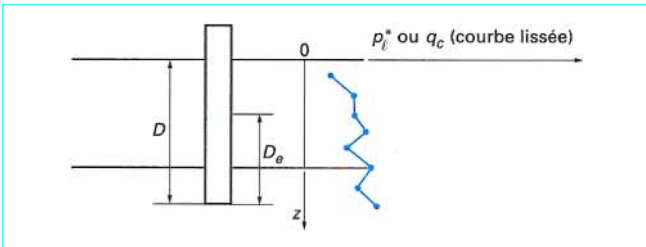


Figure 12 – Définition de l'encastrement équivalent

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

3.1.3.1 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 12) :

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

$$p_\ell^* = p_\ell - p_0$$

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** :

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

— **cas du pénétromètre statique** :

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

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

3.1.3.2 Pression limite nette équivalente au pressiomètre p_ℓ^*

C'est une pression *moyenne* autour de la base du pieu. Elle est déterminée de la manière suivante (figure 13) :

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

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 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 .

3.1.3.3 Résistance de pointe équivalente au pénétromètre 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 (figure 14) :

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

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

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

a et b ayant même définition que dans le cas du pressiomètre (§ 3.1.3.2).

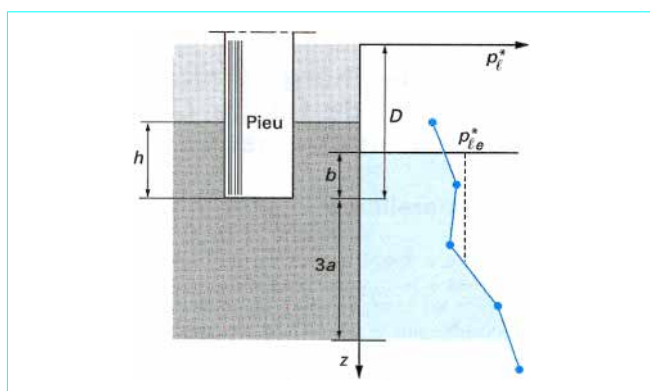


Figure 13 – Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre [6]

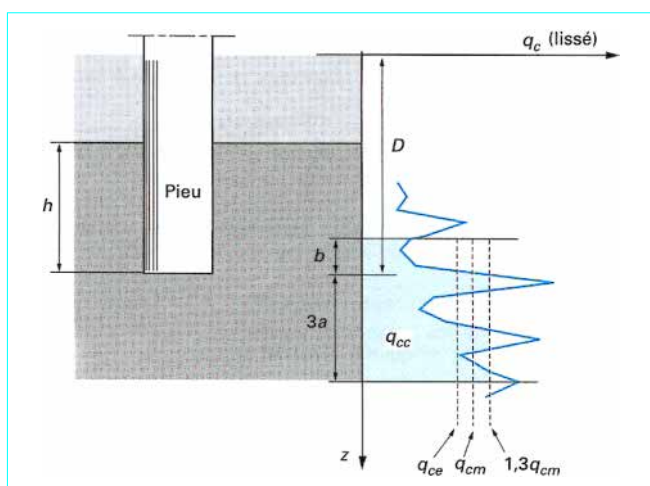


Figure 14 – Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente au pénétromètre statique [6]

3.1.3.4 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 15). 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.

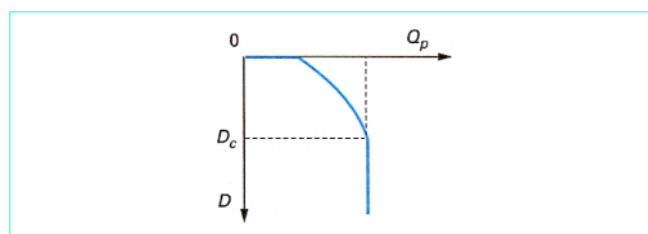


Figure 15 – Variation de la charge limite de pointe Q_p en fonction de la profondeur D dans un sol homogène

3.2 Prédiction de la charge limite Q_l et de la charge de fluage Q_c à partir d'un essai de chargement statique

3.2.1 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 10), d'en déduire les charges limites Q_l 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 3.3 et 3.4 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 [28], du moins pour la compression axiale.

L'appareillage nécessaire à la réalisation d'un tel essai comprend habituellement (figure 16) :

- 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., voir, par exemple, [4]).

■ 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.

3.2.2 Programme de chargement

Il convient en premier lieu d'évaluer, au moins approximativement, la charge limite Q_l par la méthode pressiométrique ou pénétrométrique (§ 3.3 et § 3.4).

La norme AFNOR [28] définit deux types d'essai statique de compression axiale.

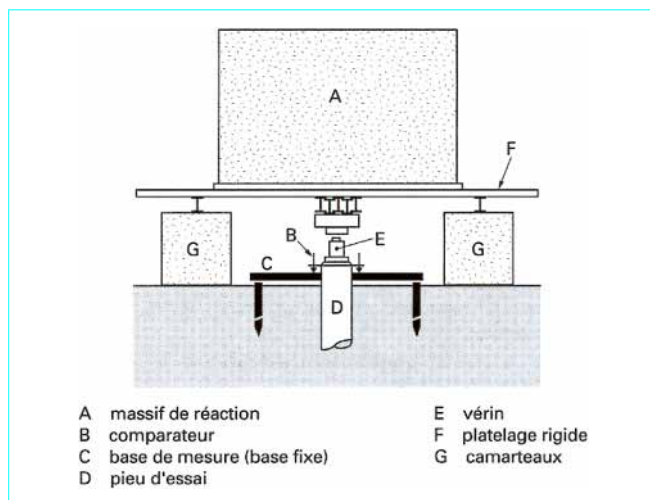


Figure 16 – Dispositif de chargement et de mesure pour essai de pieu (schéma de principe)

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 (figure 17a) :

- 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 :

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

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, [6] 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 (§ 6.3).

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 (figure 17b).

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

3.2.3 Exploitation des résultats

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

- figure 18a : charge en tête Q , enfoncement en tête s_t (cumulé, obtenu à la fin de chaque palier) ;
- figure 18b : 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 2^e cycle à partir de $0,6 Q_{max}$) ;
- figure 18c : 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 18c 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 18a ;

— la charge de fluage Q_{ℓ} qui est donnée par l'abscisse de l'asymptote de la courbe de la figure 18a, lorsque cette asymptote est nettement apparente. Sinon, on prend pour Q_{ℓ} (*a priori* différent de $(Q_{\ell})_e$, 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 [4] et [28].

Le fascicule 62, titre V, [6] propose, pour la justification de la capacité portante du pieu isolé (§ 6.2.1.1), 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 :

$$Q = Q_m/1,2$$

avec Q désignant Q_{ℓ} , Q_c , Q_s ou Q_{CT} (§ 6.2.1.1) 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 (§ 3.1.1).

Pour une comparaison avec les dispositions prévues, sur ce sujet, par la norme expérimentale européenne Eurocode 7 [30], on peut se reporter à la référence [31].

Dans le cas d'un essai de contrôle, le paramètre caractéristique est le déplacement de la tête du pieu sous la charge $0,8 Q_G$ entre 1 et 60 min [28].

3.3 Prévision de la charge limite Q_{ℓ} par la méthode pressiométrique

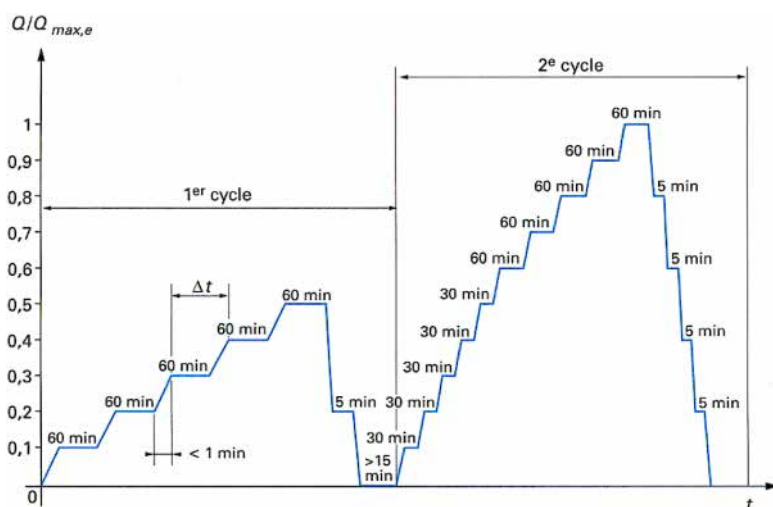
Le lecteur pourra se reporter à la référence [6] de la bibliographie.

3.3.1 Classification des sols

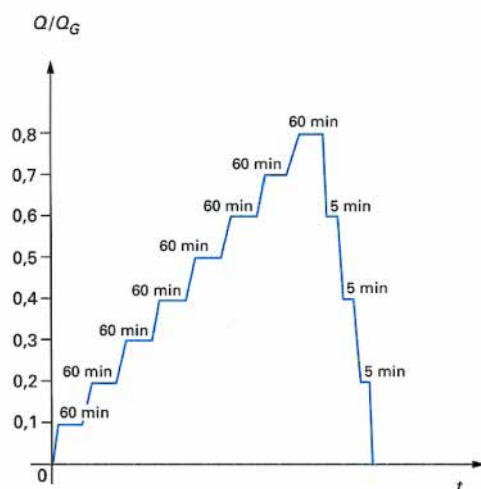
Dans les règles proposées ci-après, la nature du sol intervient. C'est ainsi que l'on distingue les catégories de sols suivantes :

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

En ce qui concerne les argiles, limons, sables et graves, des critères de classification ont été établis. On pourra se reporter à la classification LCPC donnée en [20], chapitre VI] et au chapitre Des-



(a) essai préalable



(b) essai de contrôle

Figure 17 – Programmes de chargement-déchargement [28]

cription, identification et classification des sols [C 208] de la présente rubrique.

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 fort divers, à dominante calcaire, schisteuse, granitique, etc., à consistance plus ou moins meuble suivant le degré d'altéra-

tion. 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 50 MPa. 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, [6] définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau 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.

Tableau 1 – Définition des catégories conventionnelles de sols [6]

Classe de sol			Pressiomètre p_{ℓ} (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles. Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables. Graves	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacts	> 4,5	
Roches (1)	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	> 4,5	

(1) L'appellation 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.

3.3.2 Calcul de la charge limite de pointe Q_p

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993 [6], la charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = A \, k_p \, p_{\ell e}^*$$

avec A section de pointe,
 $p_{\ell e}^*$ pression limite nette équivalente (§ 3.1.3.2),
 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 2. Le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et des profilés métalliques non obturés à la base est traité au paragraphe 3.3.4.

3.3.3 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 (§ 3.6).

Tableau 2 – Valeurs du facteur de portance k_p [6]

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

(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.

3.3.3.1 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 19.

Le choix de la courbe à utiliser en fonction :

- de la nature du sol ;
- du type de pieu.

est indiqué au tableau 3.

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 3.

Tableau 3 – Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s
(principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art) [6]

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.

Tableau 4 – Coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s pour les profilés métalliques ouverts à la base [6]

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

3.3.3.2 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 3.3.4.

3.3.4 Calcul de la charge limite totale Q_ℓ

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

$$Q_\ell = Q_p + Q_s$$

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

$$Q_\ell = Q_s$$

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, [6] propose les expressions suivantes :

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

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

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 (tableau 2) et la section A à considérer en pointe est la section enveloppe pour les tubes et les pieux H et la section délimitée par les ailes pour les palplanches (figure 20).

La valeur du frottement latéral unitaire limite est celle pour un pieu métallique battu fermé (tableau 3 et figure 19) 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 20).

Q_p et Q_s sont affectés des coefficients réducteurs ρ_p et ρ_s donnés par le tableau 4.

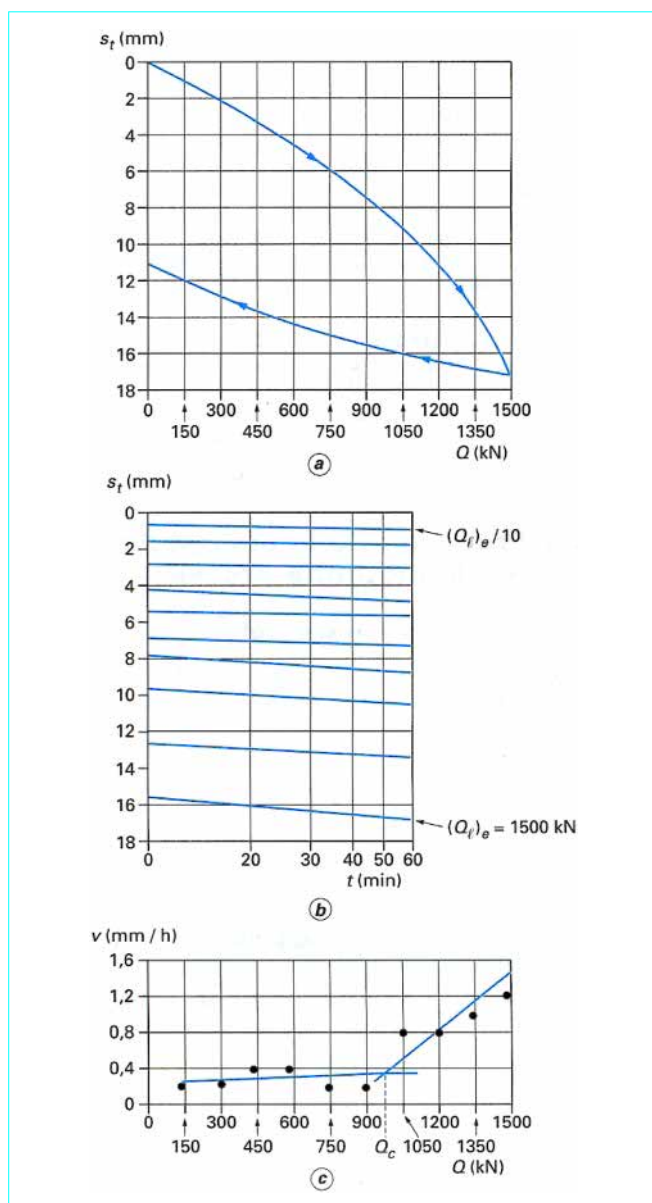


Figure 18 – Exemple de courbes caractéristiques tracées lors d'un essai de chargement statique de pieu

3.4 Prédiction de la charge limite Q_l à partir des résultats du pénétromètre statique

Le lecteur pourra se reporter à la référence [6] de la bibliographie.

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 données au paragraphe 3.3 pour le pressiomètre. Compte tenu d'un nombre moins important de résultats expérimentaux et du caractère plus dispersé des résultats des essais

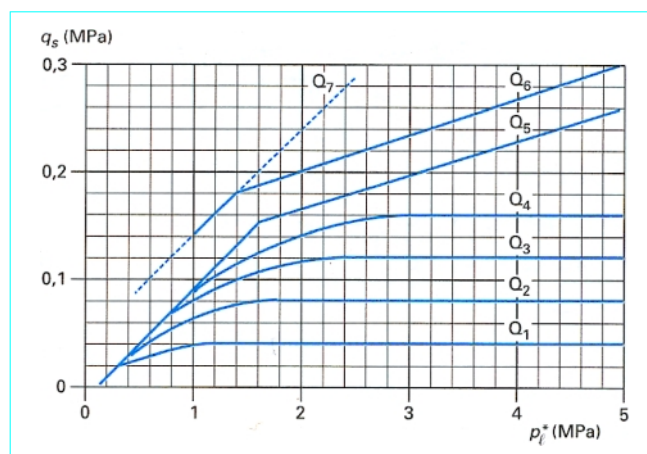


Figure 19 – Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu [6]

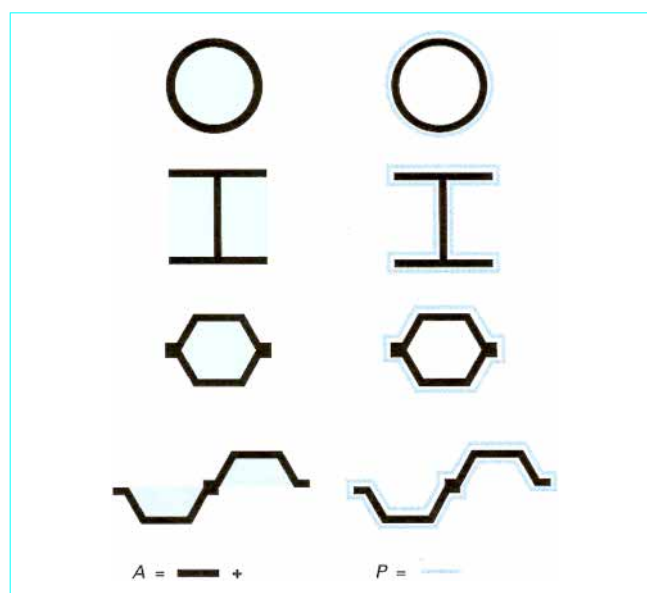


Figure 20 – Section A et périmètre P à considérer pour les pieux tubulaires et les profilés métalliques ouverts à la base [6]

pénétrométriques, comparés à ceux des essais pressiométriques, les règles proposées 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 15), 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 données, en fonction de q_c , dans le tableau 1.

3.4.1 Calcul de la charge limite de pointe Q_p

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993 [6], la charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = A k_c q_{ce}$$

avec A section de pointe,

q_{ce} résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique (§ 3.1.3.3),

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 données dans le tableau 5.

3.4.2 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 (§ 3.3.3.2),

q_s frottement latéral unitaire limite à la cote z .

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

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

avec $q_c(z)$ résistance de pointe lissée à la profondeur z ,
 β et $q_{s \max}$ donnés par le tableau 6 en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu.

3.4.3 Calcul de la charge limite totale Q_ℓ

Les principes sont les mêmes que pour le pressiomètre (§ 3.3.4) (à appliquer avec les paramètres pénétrométriques).

3.5 Prévision de la charge limite Q_ℓ à partir de méthodes dynamiques

3.5.1 Utilisation du battage des pieux

3.5.1.1 Formules de battage

Ces formules, très employées jadis, ne le sont plus guère qu'à titre de vérification, dans le cas suivants :

- interprétation des mesures lors de la mise en place des pieux battus ;
- interprétation d'essais de pénétration dynamique (§ 3.5.2.1).

Il est déconseillé de n'utiliser que les formules de battage pour dimensionner une fondation sur pieux.

Tableau 5 – Valeurs du facteur de portance k_c [6]

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

Tableau 6 – Choix du coefficient β et de $q_{s \max}$ [6]

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

(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.

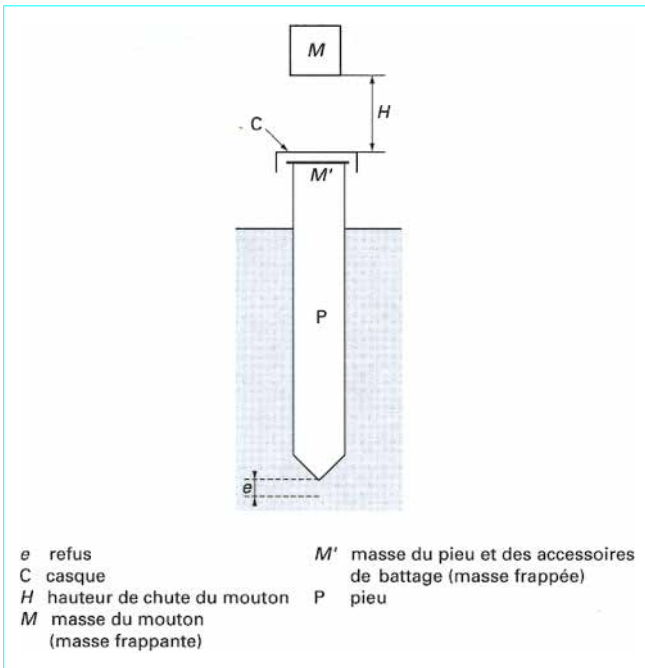


Figure 21 – Battage d'un pieu : principe

Le problème est schématisé sur la figure 21. Sous un coup de mouton de masse M tombant d'une hauteur H , le pieu (masse M' avec les accessoires de battage : casque, etc.) s'enfonce de la quantité e appelée refus (on mesure l'enfoncement sous 10 coups de mouton et l'on prend la valeur moyenne par coup).

En écrivant que l'énergie transmise par la chute du mouton est égale à l'énergie nécessaire pour enfoncer le pieu de e , on aurait :

$$Qe = MgH$$

avec g accélération due à la pesanteur,

Q résistance du sol.

En réalité, cette formule a été modifiée pour tenir compte des pertes d'énergie diverses, et de nombreuses expressions ont été proposées. On en citera deux qui sont bien connues :

— **formule des Hollandais :**

$$Q_\ell = \left(\frac{MgH}{e} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{M'}{M}} \right)$$

— **formule de Crandall :**

$$Q_\ell = \left(\frac{MgH}{e + \frac{e_1}{2}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{M'}{M}} \right)$$

avec Q_ℓ charge limite du pieu.

Pour la formule des Hollandais, on applique un coefficient de sécurité égal à 6. Dans le cas de la formule de Crandall qui tient compte, en plus, du refus élastique e_1 (raccourcissement du pieu), ce coefficient est de 4. On obtient, alors, suivant les errements classiques, la charge *admissible* sur le pieu, qui peut être assimilée, pour appliquer la théorie actuelle des états-limites, à la charge admise sous combinaisons rares.

3.5.1.2 Analyse de la propagation des ondes

Un des plus grands défauts des formules de battage est de considérer le pieu comme un corps rigide. En fait, le choc crée des ondes se propageant avec une vitesse finie dans le pieu. Ces ondes provoquent un déplacement vertical s , fonction du temps t et de la profondeur z , suivant l'équation des ondes longitudinales (wave equation) :

$$\frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 s}{\partial t^2} - \frac{\partial^2 s}{\partial z^2} = \frac{R(s, t)}{EA}$$

avec $c = \sqrt{E/\rho}$ célérité des ondes dans la barre (ici le pieu),
 E module d'Young, ρ masse volumique,

A section droite,

$R(s, t)$ efforts de résistance extérieure (frottements latéraux et résistance de pointe).

Dans le cas où les ondes se propagent dans une même direction et où les efforts résistants $R(s, t)$ sont nuls (barre, libre), l'effort normal :

$$F = - \frac{EA \partial s}{\partial z}$$

et la vitesse particulière :

$$v = \frac{\partial s}{\partial t}$$

sont proportionnels :

$$F = \pm Zv$$

avec $Z = EA/c$ impédance mécanique.

Dans le cas d'un pieu, les efforts résistants extérieurs de frottement latéral créent des ondes de compression qui remontent vers la tête du pieu et des ondes de traction qui se superposent aux ondes de compression se propageant vers la pointe. Il n'y a alors plus proportionnalité de l'effort normal et de la vitesse particulière. De plus, une onde est réfléchiée de la pointe, fonction de la réaction mobilisée sous la pointe.

L'observation en tête du pieu des écarts entre les signaux de force $F(0, t)$ et de vitesse particulière $v(0, t)$ est à la base des méthodes actuelles d'estimation des efforts résistants opposés par le sol au battage des pieux.

Le signal de force $F(0, t)$ est mesuré par des jauges de déformations. En ce qui concerne le signal de vitesse particulière $v(0, t)$, il peut être déterminé :

- soit, à l'aide d'un capteur optique, par la mesure du signal de déplacement $s(0, t)$, que l'on dérive en fonction du temps ;
- soit, à l'aide d'un accéléromètre, par la mesure du signal d'accélération $\gamma(0, t)$ que l'on intègre en fonction du temps.

Il est préférable, en fait, d'intégrer le signal $\gamma(0, t)$ plutôt que de dériver le signal $s(0, t)$, la précision étant meilleure. Le mieux encore est de faire les deux types de mesure [$s(0, t)$ et $\gamma(0, t)$], la comparaison des résultats permettant alors de caler la méthode.

À partir de ces principes de mesure généraux, plusieurs interprétations théoriques sont possibles suivant le degré de complexité des lois d'interaction sol-pieu prises en compte (frottements latéraux et efforts de pointe).

Dans le cas de la loi simple d'interaction sol-pieu rigide-plastique (les frottements latéraux et la réaction sous la pointe sont entièrement mobilisés à l'arrivée de l'onde et restent constants), on peut montrer que :

$$R_{lat, d} = F\left(0, \frac{2\ell}{c}\right) - Zv\left(0, \frac{2\ell}{c}\right)$$

$$R_{lat, d} + R_{p, d}$$

$$= \frac{1}{2} \left\{ F(0, t^*) + F\left(0, t^* + \frac{2\ell}{c}\right) + Zv(0, t^*) - Zv\left(0, t^* + \frac{2\ell}{c}\right) \right\}$$

- avec $R_{lat, d}$ résistance latérale totale dynamique,
 $R_{p, d}$ résistance de pointe dynamique,
 t^* temps de référence,
 $2 \ell / c$ temps nécessaire aux ondes pour couvrir deux fois la longueur du pieu (temps d'aller-retour de la tête à la pointe).

En réalité, les efforts résistants sont fonction du déplacement relatif sol-pieu. La prise en compte de telles lois d'interaction nécessite le recours aux méthodes numériques et à des programmes automatiques sur ordinateur. Ces programmes utilisent soit le modèle discret de masses-ressorts (la première analyse du battage, avec ce modèle, est due à Smith en 1960), soit des méthodes de résolution par la méthode des caractéristiques. En même temps, les lois d'interaction prises en compte deviennent de plus en plus complexes [8].

La difficulté majeure, pour l'application des méthodes basées sur l'analyse de la propagation des ondes à la prévision de la capacité portante des fondations, réside dans le passage du calcul des efforts dynamiques au calcul des efforts statiques à long terme. Ce passage est très délicat pour diverses raisons [7]. Les recherches actuelles portent d'ailleurs essentiellement sur ce point. Pour l'instant, la prudence est encore de mise et toute prévision de capacité portante à partir des mesures en tête durant le battage devra au moins s'appuyer sur un étalonnage par un essai de chargement statique.

Ces mesures en tête et leur analyse sont cependant d'ores et déjà très utiles pour :

- étalonner l'énergie de battage ;
- contrôler le critère de refus au battage ;
- contrôler l'intégrité des pieux.

3.5.2 Utilisation des mesures au pénétromètre dynamique

L'essai au pénétromètre dynamique est un essai facilement réalisable et peu coûteux dont il est, par conséquent, intéressant de tirer parti, bien que son application à la prévision de la capacité portante des pieux pose non seulement certains des problèmes évoqués au paragraphe 3.5.1, mais également des problèmes d'effet d'échelle.

3.5.2.1 Utilisation de la résistance dynamique q_d

L'application d'une formule de battage à un essai de pénétration dynamique permet d'obtenir la résistance dynamique q_d (cf. chapitre *Propriétés mécaniques des sols déterminées en place* dans cette rubrique). La formule des Hollandais peut être appliquée pour des valeurs de q_d ne dépassant pas 10 à 15 MPa (au-delà, elle semble optimiste). Elle conduit à :

$$q_d = \left(\frac{M g H}{a e} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{M'}{M}} \right)$$

avec a section droite de la pointe du pénétromètre.

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

$$Q_\ell = A q_d$$

avec A section droite du pieu.

Cette méthode ne peut, au mieux, que conduire à un ordre de grandeur de la charge limite Q_ℓ du pieu, et uniquement dans le cas d'un pieu battu.

L'intérêt de l'utilisation de q_d réside principalement dans l'extrapolation, à d'autres pieux d'un même site, de mesures obtenues au préalable sur un pieu d'essai soumis à un chargement statique.

3.5.2.2 Utilisation de corrélations entre q_d et les résultats d'autres essais en place

L'essai au pénétromètre dynamique avec pointe débordante et injection de bentonite (pour réduire le frottement latéral entre le sol et le train de tiges) conduit à des valeurs de q_d relativement fiables et qui semblent avoir des corrélations assez précises avec la résistance de pointe (ou de cône) q_c du pénétromètre statique et la pression limite p_ℓ obtenue au pressiomètre [1]. Ces résultats, bien qu'ils restent à confirmer par les recherches en cours, permettent d'envisager des estimations de la capacité portante à partir de q_d . La méthode consisterait, grâce à ces corrélations, à déduire des profils obtenus au pénétromètre dynamique des profils de pression limite p_ℓ ou de résistance de pointe q_c , et à appliquer, ensuite, les règles pressiométriques ou pénétrométriques (§ 3.3 et 3.4, respectivement). Cette méthode est notamment envisageable lorsque l'on dispose des résultats d'un essai de chargement statique réalisé sur le site, permettant d'étalonner le calcul.

3.5.3 Utilisation de l'essai SPT (Standard Penetration Test)

L'essai SPT, d'origine américaine, est probablement, à l'heure actuelle, l'essai de pénétration en place le plus répandu dans le monde. Il fournit notamment le nombre de coups N nécessaire pour obtenir un enfoncement de 30 cm de l'échantillonneur fendu. L'interprétation de N en termes de paramètres géotechniques fiables est quasiment impossible et l'utilisation même de cet appareil est très controversée.

Au mieux, les projeteurs peuvent-ils utiliser, pour les sables, certaines corrélations en vue d'une estimation préliminaire. Meyerhof [23] propose les règles suivantes.

■ Pieux battus dans les sables

- résistance de pointe limite :

$$q_p = \frac{40 N_1 D}{B} \leq 400 N, \text{ en kPa}$$

avec N_1 nombre de coups corrigé pour une pression effective verticale de 100 kPa,

D fiche du pieu,

B largeur du pieu ;

- frottement latéral :

$$q_s = 2 N, \text{ en kPa}$$

■ Pieux forés dans les sables

- les valeurs de q_p sont à diviser, environ, par 3 ;
- les valeurs de q_s sont à diviser, environ, par 2.

3.6 Évaluation du frottement négatif maximal

Le lecteur pourra se reporter à la référence [9] de la bibliographie.

Le phénomène a été décrit au paragraphe 2.1.4.

3.6.1 Principe de l'évaluation du frottement négatif maximal

On calcule la valeur maximale, à long terme, par la méthode suivante (figure 22).

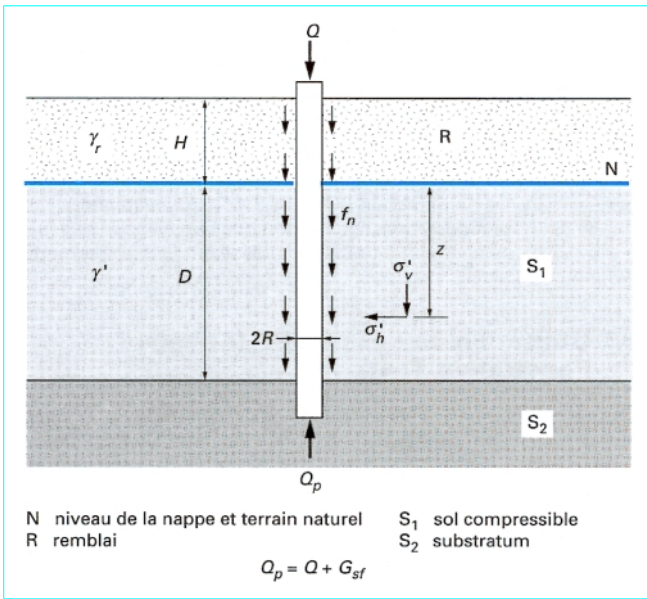


Figure 22 – Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé

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

$$f_n = \sigma'_h \tan \delta = \sigma'_v K \tan \delta$$

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

K rapport σ'_h / σ'_v ,
 δ angle de frottement du contact sol-pieu.

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

$$G_{sf} = P \int_{-H}^h K \tan \delta \cdot \sigma'_v dz$$

avec P périmètre du pieu ($2\pi R$ pour un pieu circulaire, R rayon du pieu),
 H hauteur du remblai,
 h hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible.

3.6.2 Hauteur d'action du frottement négatif

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

■ En sol suffisamment compressible

h_1 : profondeur où la contrainte σ'_v devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en l'absence du pieu. Cette condition n'est possible que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu (§ 3.6.4).

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

Tableau 7 – Valeurs du terme $K \tan \delta$ pour l'évaluation du frottement négatif [6]

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

h_2 : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra, après mise en place du pieu, 0,01 B (où $B = 2R$ est le diamètre ou la largeur du pieu). Ce tassement peut être calculé par les méthodes œdométriques habituelles (calcul à effectuer sans tenir compte de la présence du pieu).

3.6.3 Valeur du terme $K \tan \delta$

On pourra adopter les valeurs de $K \tan \delta$ données au tableau 7, dépendant de la nature du sol et du type de pieu.

Un moyen utilisé pour réduire le frottement négatif consiste à enduire les pieux de bitume, du moins dans les sols fins. Dans ce cas, le produit $K \tan \delta$ est pris égal à 0,05 au maximum.

3.6.4 Contrainte verticale effective σ'_v . Effet d'accrochage

L'expression générale de la contrainte verticale effective à l'interface sol-pieu est de la forme suivante dans les intervalles où $d\sigma'_1(z)/dz$ est constant [9] :

$$\sigma'_v(z) = \frac{1}{m} \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} + e^{-mz} \left[\sigma'_v(0) - \frac{1}{m} \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} \right]$$

avec $m = \frac{\lambda^2}{1+\lambda} \frac{K \tan \delta}{R}$ où λ , coefficient d'accrochage, prend les valeurs suivantes,

$$\lambda = \frac{1}{0,5 + 25 K \tan \delta} \quad \text{si } K \tan \delta \leq 0,15,$$

$$\lambda = 0,385 - K \tan \delta \quad \text{si } 0,15 \leq K \tan \delta \leq 0,385,$$

$$\lambda = 0 \quad \text{si } K \tan \delta \geq 0,385,$$

$\sigma'_1(z)$ contrainte verticale effective à l'emplacement du pieu, régnant en l'absence de celui-ci ;

$\lambda = 0$ (et $m = 0$) correspond à l'accrochage maximum pour lequel :

$$\sigma'_v(z) = \sigma'_v(0) + z \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} = \sigma'_1(z)$$

$\lambda = \infty$ correspond à l'accrochage nul pour lequel :

$$\sigma'_v(z) = 0$$

(pas de frottement négatif).

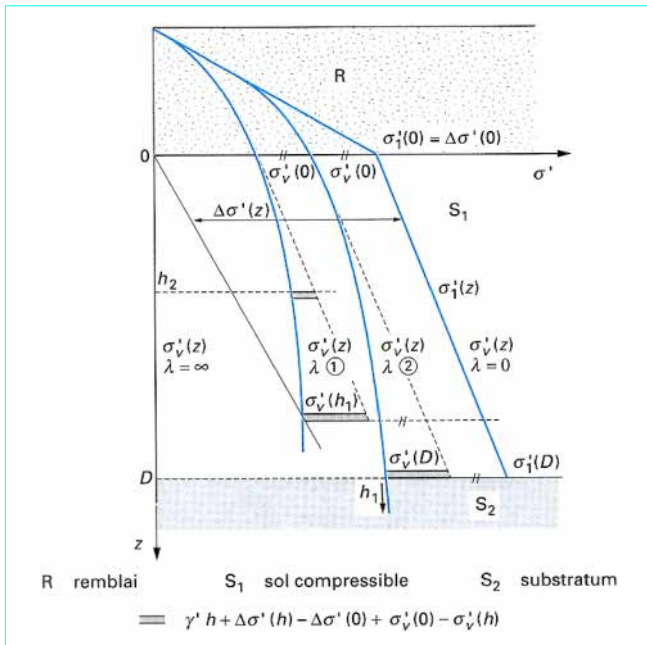


Figure 23 – Calcul du frottement négatif pour un pieu isolé dans un sol homogène chargé par un remblai

■ Dans le **cas simple d'un sol homogène** de poids volumique déjaugé γ' situé sous un remblai apportant une surcharge $\Delta\sigma'(z)$ (figure 23) :

$$\sigma'_v(z) = \gamma' z + \Delta\sigma'(z)$$

l'expression de $\sigma'_v(z)$ à prendre en compte pour le calcul du frottement négatif devient :

$$\sigma'_v(z) = \frac{1}{m} \left[\gamma' + \frac{d\Delta\sigma'(z)}{dz} \right] + e^{-mz} \left[\sigma'_v(0) - \frac{1}{m} \left(\gamma' + \frac{d\Delta\sigma'(z)}{dz} \right) \right]$$

Le frottement négatif total, dans la couche compressible, jusqu'à la cote z , est donné par :

$$G_{sf} = \frac{2\pi RK \tan \delta}{m} [\gamma' z + \Delta\sigma'(z) - \Delta\sigma'(0) + \sigma'_v(0) - \sigma'_v(z)]$$

■ Dans le **cas général où $\lambda \neq 0$** (ou $m \neq 0$), $\sigma'_v(z)$ est inférieur à $\sigma'_1(z)$ et atteint la valeur $\gamma' z$ à une certaine profondeur. Cette profondeur h_1 détermine un point neutre au-dessous duquel il n'y a plus de frottement négatif.

On obtient alors :

— si h_1 (calculé) $< D$:

$$G_{sf} = \frac{2\pi RK \tan \delta}{m} [\Delta\sigma'(h_1) - \Delta\sigma'(0) + \sigma'_v(0)]$$

— si h_1 (calculé) $> D$:

$$G_{sf} = \frac{2\pi RK \tan \delta}{m} [\gamma' D + \Delta\sigma'(D) - \Delta\sigma'(0) + \sigma'_v(0) - \sigma'_v(D)]$$

■ Dans le cas où l'on peut considérer la surcharge comme **uniforme et indéfinie** ($\Delta\sigma'(z) \equiv q_0$) et l'accrochage comme maximal dans le remblai ($\sigma'_v(0) = \sigma'_1(0) = q_0$), ces expressions deviennent :

— si h_1 (calculé) $< D$:

$$G_{sf} = \frac{2\pi RK \tan \delta}{m} q_0$$

(proportionnalité entre G_{sf} et q_0)

— si h_1 (calculé) $> D$:

$$G_{sf} = \frac{2\pi RK \tan \delta}{m} [\gamma' D + q_0 - \sigma'_v(D)]$$

Il y a lieu, évidemment, d'ajouter le frottement négatif dans le remblai sus-jacent.

— si h_2 est largement inférieur à h_1 ou à D (sol très peu compressible), on utilise les mêmes analyses jusqu'à $z = h_2$ uniquement.

■ Dans un but de **simplification**, on peut parfois se contenter d'estimer une borne supérieure du frottement négatif en supposant que l'accrochage est maximal, soit $\lambda = 0$ (ou $m = 0$), conduisant à :

$$\sigma'_v(z) = q_0 + \gamma' z$$

L'application de cette relation au cas courant de la figure 22 conduit à la force totale de frottement négatif limite :

$$G_{sf} = P \left[(K \tan \delta)_r \gamma_r \frac{H^2}{2} + (K \tan \delta)_{s_1} \left(\gamma_r H D + \gamma' \frac{D^2}{2} \right) \right]$$

Ce type d'expression, fréquemment employé, donne donc une borne supérieure du frottement négatif limite, l'accrochage étant maximal ($\lambda = 0$) et la prise en compte du frottement négatif se faisant dans toute la couche du sol compressible $h = D$, ce qui peut être justifié dans le cas d'une surcharge q_0 importante sur un sol suffisamment compressible.

3.7 Tassement d'un pieu isolé

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles (combinaisons quasi permanentes, ou même rares) est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures de génie civil. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement, et une estimation fiable suppose, bien souvent, que l'on soit déjà en mesure d'estimer correctement le tassement d'un pieu isolé.

L'interprétation des résultats de l'ensemble des essais de chargement en vraie grandeur effectués par les Laboratoires des Ponts et Chaussées [21] montre que le tassement en tête des pieux n'excède que très rarement le centimètre, sous une charge de référence égale à $0,7 Q_c$ (§ 6.2.1.1) et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie de 6 à 45 m et dont le diamètre B est compris entre 0,30 et 1,50 m. Ces résultats permettent de proposer les règles simples suivantes pour estimer, dans les cas courants, le tassement sous la charge de référence $0,7 Q_c$:

— pour les pieux forés :

$$S_{ref} = 0,006 B \text{ (avec des valeurs extrêmes de 0,003 et 0,010 } B \text{)} ;$$

— pour les pieux battus :

$$S_{ref} = 0,009 B \text{ (avec des valeurs extrêmes de 0,008 et 0,012 } B \text{)}.$$

Lorsque les pieux comportent une partie libre importante (pieux colonnes, double chemisage), il y a lieu de corriger ces valeurs en ajoutant le raccourcissement propre des pieux sur leur hauteur libre.

Le tassement en tête d'un pieu isolé peut être calculé de manière plus précise si l'on connaît les lois de mobilisation du frottement τ en fonction du déplacement vertical s du pieu en chaque section de celui-ci, ainsi que la loi de mobilisation de l'effort de pointe q en fonction du déplacement vertical s_p de celle-ci (méthode des *fonctions de transfert de charge*). Une méthode de détermination de ces lois à partir du module pressiométrique E_M , des valeurs de frottement latéral limite q_s et de la résistance limite en pointe q_p , calculées dans les conditions définies dans le paragraphe 3.3, est proposée à la figure 24.

Les résultats de quelques essais de chargement de **pieux forés dans des sols fins** indiquent pour les paramètres K_t et K_p les valeurs moyennes suivantes [14] :

$$K_t = 2E_M/B \text{ et } K_p = 11E_M/B$$

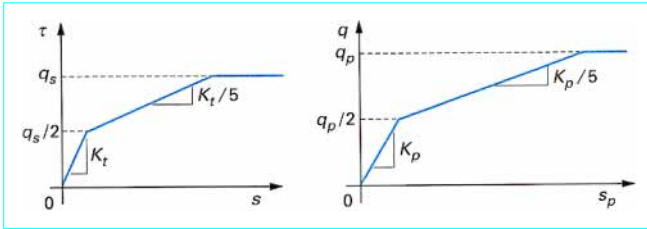


Figure 24 – Loïs de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaires

Pour les **pieux forés dans des sols granulaires**, les valeurs suivantes sont proposées par le fascicule 62, titre V [6] :

$$K_t = 0,8E_M/B \quad \text{et} \quad K_p = 4,8E_M/B$$

En l'état actuel de nos connaissances, cette méthode semble fournir des résultats satisfaisants pour des charges dont la valeur n'excède pas celle de la charge de référence $0,7 Q_c$.

Pour les pieux battus dans les sols fins ou des sols granulaires, on pourra, pour le moment, retenir les mêmes règles.

Le recours aux méthodes de fonctions de transfert de charge nécessite l'utilisation de l'ordinateur afin de résoudre l'équation d'équilibre sous chaque palier de chargement. Cela est dû aux non-linéarités introduites par les loïs de mobilisation ou à leur hétérogénéité traduisant l'hétérogénéité du sol. La méthode des différences finies ou la méthode des matrices-transferts permettent alors d'utiliser la solution analytique dans chaque couche homogène du système sol-pieu [14].

De nombreuses études théoriques en milieu linéaire élastique isotrope ont été menées dans le but de prévoir le tassement des pieux dans de tels milieux et des abaques sont disponibles [24].

La difficulté des méthodes élastiques réside, en fait, dans le choix du module d'Young à prendre en compte. Celui-ci peut être déterminé à partir de corrélations avec les caractéristiques du sol (cohésion non drainée c_u dans le cas des argiles et indice de densité I_D dans le cas des sables) ou, encore mieux, à partir d'un essai de chargement de pieu en vraie grandeur.

4. Pieu isolé sous charges latérales

Les développements ci-après sont faits dans le cas d'un pieu vertical. On peut admettre qu'ils restent valables pour un pieu incliné dont la charge a une composante normale à son axe non nulle : on peut alors confondre, sans risque d'erreur importante, charge normale à l'axe du pieu et charge latérale (ou horizontale), compte tenu de la faible inclinaison des pieux (inférieure à 20°). Le cas particulier des barrettes est examiné au paragraphe 4.5.4.

4.1 Comportement du sol. Définitions

4.1.1 Efforts en tête et réaction du sol. Pression ultime

Lorsqu'un pieu vertical est sollicité par un effort horizontal T_0 et/ou un moment M_0 en tête, sa stabilité ne peut être assurée que par mobilisation des efforts de réaction latérale du sol sur le fût du pieu (figure 25). En un point donné, la réaction du sol P est fonction du déplacement y (P est la force répartie sur le pieu

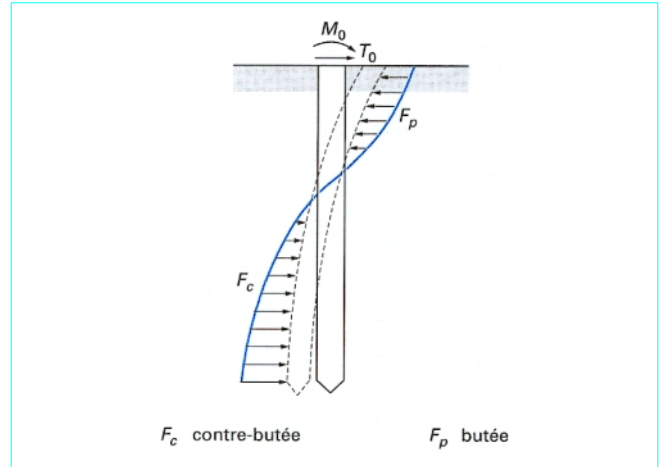


Figure 25 – Pieu mobilisant la réaction latérale du sol

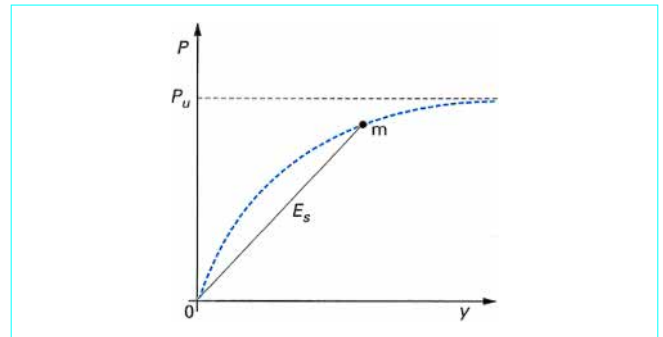


Figure 26 – Courbe de réaction

– en KN/m – à distinguer de la pression de réaction p – en kPa – définie conventionnellement par $p = P/B$, B étant la largeur frontale ou le diamètre du pieu). La courbe $P(y)$ est appelée courbe de réaction du sol (figure 26). On définit le module de réaction par la pente :

$$E_s = \frac{P}{y} \quad (1)$$

Le coefficient de réaction classique k est donné par $k = p/y$, en kPa/m , et l'on a :

$$E_s = kB$$

Le module de réaction E_s (ou le coefficient de réaction k) n'est constant que si l'on fait l'hypothèse d'une réaction du sol linéaire.

Pour les grands déplacements, on arrive à une réaction limite appelée réaction ultime P_u du sol.

4.1.2 Théorie classique rigide-plastique

Le calcul classique des pieux sous sollicitations latérales suppose que le sol est entièrement à l'état de rupture dans les zones de butée et de contre-butée. On peut ainsi calculer une charge limite en tête $T_0 = H_u$ correspondant à des diagrammes de pression ultime tels que celui représenté sur la figure 27 pour un duc-d'Albe ; on applique ensuite un coefficient de sécurité (2 ou 3) pour avoir la charge applicable en tête.

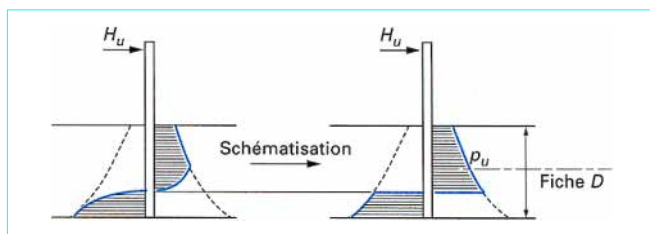


Figure 27 – Effort horizontal limite H_u en tête d'un pieu (cas d'un duc-d'Albe). Calcul à la rupture

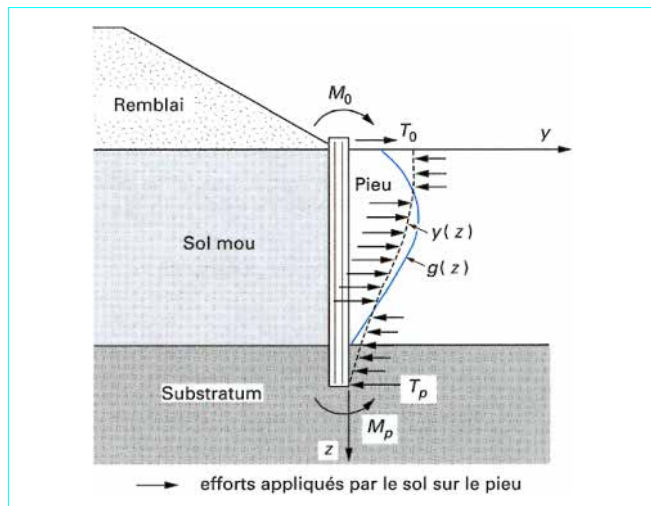


Figure 28 – Déplacement libre $g(z)$ du sol et déplacement $y(z)$ avec le pieu

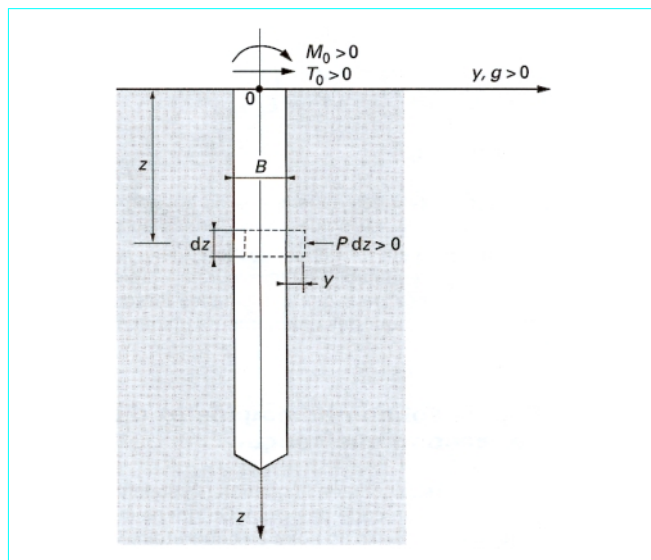


Figure 29 – Pieu mobilisant la réaction latérale du sol : conventions de signes

La pression ultime p_u est calculée à partir des caractéristiques de cisaillement c et ϕ du sol.

Bien que ces méthodes ne correspondent pas au comportement réel d'un pieu sous charge latérale et ne permettent pas, par ailleurs, de déterminer les déplacements sous une charge en tête donnée, on peut néanmoins avoir besoin d'y faire appel pour définir une charge limite plus ou moins conventionnelle.

La méthode qui est proposée dans le présent paragraphe est basée sur le **calcul en déplacement**. Cette méthode est dérivée de la théorie du module de réaction de Winkler.

4.1.3 Cas d'un pieu sollicité en tête et soumis à des poussées latérales

Ce cas est illustré par la figure 28. Le pieu isolé est sollicité en tête par un effort transversal T_0 et un moment M_0 , la tête du pieu étant ici, par définition, la section du pieu située au niveau du sol ($z = 0$). T_0 et M_0 représentent, en fait, l'effort tranchant et le moment fléchissant à ce niveau.

Sous l'influence du remblai, le sol mou se déplace horizontalement (§ 2.1.3). En l'absence de pieu (ou loin du pieu), ce déplacement, fonction de la cote z , est noté $g(z)$. La fonction $g(z)$ est appelée **déplacement libre du sol**. Le déplacement du pieu $y(z)$ doit s'établir de manière que :

- les pressions de réaction du sol (lorsque $y > g$) ;
- les pressions d'entraînement (lorsque $y < g$) ;
- les efforts en tête M_0, T_0 ;
- les efforts en pointe M_p, T_p .

s'équilibrent.

Par extension de la théorie du module de réaction appliquée aux pieux sollicités horizontalement en tête, et traversant une couche de sol dont les déplacements libres sont nuls (§ 4.1.1), on admet que les efforts sur un pieu soumis à des poussées latérales du sol sont, à un niveau de cote z donnée, fonction de la différence : $\Delta y = y(z) - g(z)$ entre le déplacement d'équilibre y et le déplacement libre du sol g .

La formule (1) devient ainsi :

$$P = E_s [y(z) - g(z)] \quad (2)$$

Sur la courbe de la figure 26, il y a lieu, dans ce cas, de remplacer y par Δy .

4.2 Équation d'équilibre

Si M est le moment fléchissant du pieu à la cote z (figure 29), T l'effort tranchant, P la réaction du sol, E_p le module d'Young du pieu et I_p le moment d'inertie du pieu par rapport à son axe de rotation, les équations de la flexion des poutres permettent d'écrire :

$$M = E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2}$$

$$T = \frac{dM}{dz}$$

$$P = -\frac{dT}{dz} = -\frac{d^2 M}{dz^2} = -\frac{E_p I_p d^4 y}{dz^4} \quad (3)$$

Les équations (2) et (3) conduisent à l'équation d'équilibre des pressions sur le pieu qui s'écrit :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s(z, \Delta y) [y(z) - g(z)] = 0 \quad (4)$$

Dans le cas général, on a une courbe de réaction (figure 26) qui varie avec le niveau z .

Le module du sol E_s est donc fonction du niveau z et du déplacement y ou de la différence de déplacement Δy : $E_s(z, y \text{ ou } \Delta y)$.

E_s est le module sécant de la courbe de réaction (P, y ou Δy).

La résolution de l'équation (4) nécessite la connaissance :

a) de la fonction $g(z)$ donnant le déplacement libre du sol à tout niveau ; lorsque $g(z) \equiv 0$, on est dans le cas le plus usuel du pieu sollicité horizontalement en tête sans poussées latérales de sol ;

b) de la fonction $E_s(z, y \text{ ou } \Delta y)$, c'est-à-dire de la courbe de réaction (P, y ou Δy) à tout niveau z ;

c) des conditions aux limites en tête et en pointe du pieu.

Chacun de ces points sera examiné en détail dans les paragraphes 4.4 à 4.6.

4.3 Méthode générale de résolution

On fait l'hypothèse (explicitée au paragraphe 4.4) que l'équation de la déformée du sol $g(z)$ est un polynôme de degré inférieur ou égal à 3. [Dans le cas d'un pieu sollicité horizontalement en tête sans poussées latérales du sol, on prend $g(z) \equiv 0$].

4.3.1 Cas du sol homogène et linéaire

La courbe de réaction est une droite de pente constante E_s et indépendante de z . L'équation (4) devient :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s [y(z) - g(z)] = 0 \text{ avec } E_s = Cte \quad (5)$$

Avec l'hypothèse faite ci-dessus [$g(z)$: polynôme de degré inférieur ou égal à 3], la solution générale de l'équation (5) s'écrit :

$$y_g = y_g + g(z)$$

y_g étant la solution générale de l'équation homogène :

$$y_g = e^{z/\ell_0} \left[a_1 \cos \frac{z}{\ell_0} + a_2 \sin \frac{z}{\ell_0} \right] + e^{-z/\ell_0} \left[a_3 \cos \frac{z}{\ell_0} + a_4 \sin \frac{z}{\ell_0} \right] \quad (6)$$

avec a_1, a_2, a_3 et a_4 constantes d'intégration déterminées à partir de deux conditions aux limites en tête et de deux conditions aux limites en pointe (§ 4.6),

ℓ_0 longueur de transfert donnée par :

$$\ell_0 = 4 \sqrt{\frac{E_p I_p}{E_s}}$$

À partir de la solution de l'équation (5), on peut avoir à tout niveau :

— le moment fléchissant :

$$M = E_p I_p y''$$

— l'effort tranchant :

$$T = E_p I_p y'''$$

— la pression du sol :

$$p = -\frac{E_p I_p}{B} y^{IV} = \frac{E_s}{B} \Delta y$$

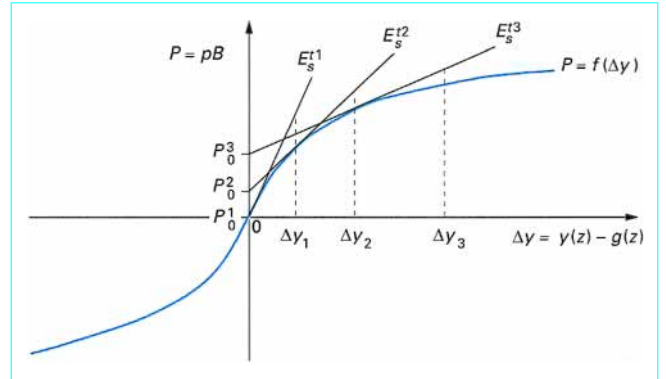


Figure 30 – Courbe de réaction quelconque. Méthode de calcul itérative

Les résultats analytiques dans le cas du sol homogène et linéaire, et pour un pieu souple ou rigide, sont donnés au paragraphe 4.7.

Ces résultats peuvent être appliqués lorsque la fiche du pieu D est supérieure à $3\ell_0$ (pieu souple) ou inférieure à ℓ_0 (pieu rigide). Ils sont destinés à être utilisés pour des cas simples lorsque le sol relativement homogène (pour des chargements uniquement en tête, faire $g(z) \equiv 0$).

4.3.2 Cas du sol non homogène et d'une loi de réaction quelconque

Dans ce cas, la résolution de l'équation (4) se fait par une méthode numérique à partir d'un code de calcul. On donne ci-après le principe du programme PILATE mis au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées [15].

Le sol est découpé en n couches suffisamment minces pour que, à chaque couche, on puisse attribuer une courbe de réaction unique et pour que la valeur de Δy au milieu de la couche puisse être considérée comme représentative de toute la couche. L'équation (4) est résolue pour chaque couche. Pour cela, on linéarise la courbe de réaction à chaque itération i , sous la forme (figure 30) :

$$P^i = E_s^{ti} (y^i - g) + P_0^i$$

avec E_s^{ti} module tangent.

On résout alors pour chaque couche l'équation :

$$E_p I_p \frac{d^4 y^i}{dz^4} + E_s^{ti} y^i = E_s^{ti} g - P_0^i \quad (7)$$

dont la solution est du même type que celle de l'équation (5).

La solution de l'équation (7) dépend de 4 constantes, soit 4 n constantes pour les n couches. Ces constantes sont calculées en écrivant :

— la continuité de $y, y', E_p I_p y'', E_p I_p y'''$ aux interfaces des couches, ce qui donne 4 $(n-1)$ équations ;

— les deux conditions aux limites en tête et les deux conditions aux limites en pointe (§ 4.6).

On a ainsi un système de $4n$ équations linéaires à $4n$ inconnues que le programme permet de résoudre. On détermine ainsi, pour chaque couche, y_j et P_j . En reportant les valeurs de P_j et $(y_j - g) = \Delta y_j$ sur la courbe de réaction correspondant à la couche j considérée, le point tombe en général en dehors de la courbe. On le ramène sur la courbe comme indiqué sur la figure 30 et l'on définit pour l'itération $(i+1)$ un nouveau couple (E_s^{ti+1}, P_0^{i+1}) . On fait

de même pour chaque couche ; on résout le système d'équations correspondant, et ainsi de suite jusqu'à convergence sur toutes les courbes de réaction.

4.4 Prédiction du déplacement libre du sol $g(z)$

Le lecteur pourra se reporter à la référence [3] de la bibliographie.

Dans le cas où des poussées latérales du sol sur le pieu doivent être prises en compte (§ 2.1.3), la méthode de calcul fait appel à la notion de déplacement libre du sol $g(z)$.

4.4.1 Définitions

Aucune méthode rigoureuse n'existe, en l'état actuel des connaissances, pour déterminer $g(z)$. Les nombreuses mesures de déplacements latéraux du sol au pied des talus de remblais sur sols mous effectuées en France dans les années 70-80, sur une quinzaine de sites différents, ont permis de proposer une méthode provisoire empirique [3] pour déterminer $g(z)$. Son principe est le suivant.

La figure 31 donne la définition des différents paramètres qui caractérisent le sol mou (sol de fondation du remblai), le remblai, la position Oz du pieu, et la déformée libre du sol $g(z)$ en ce point. La couche de sol mou est supposée homogène, purement cohérente, la cohésion non drainée c_u pouvant varier avec la profondeur.

On définit, de plus, les paramètres suivants :

$$\bar{c}_u = \frac{1}{D} \int_0^D c_u dz$$

cohésion moyenne. $c_u(z)$ sera mesuré au scissomètre de chantier ou, à défaut, déterminé à partir de corrélations avec d'autres essais en place, ou bien mesuré en laboratoire ;

$$m = \frac{1 + \sin^2 \beta}{\sin \beta'}$$

paramètre caractérisant à la fois la position du pieu par rapport à la crête du remblai et la pente du talus. On se limitera aux cas où $0 \leq \beta' \leq \pi/2$. Pour le pieu situé entre l'axe du remblai et la crête du talus, on fera une interpolation linéaire sur les efforts et les déplacements entre le pieu à l'aplomb de la crête pour lequel on fera le calcul et le pieu dans l'axe pour lequel efforts et déplacements sont nuls ;

$$f = \frac{(\pi + 2) \bar{c}_u}{\gamma_r H}$$

paramètre adimensionnel caractérisant la résistance non drainée du sol c_u par rapport au niveau de charge $\gamma_r H$.

Nota : il ne faut pas confondre f avec le coefficient de sécurité du remblai F au grand glissement, que l'on calculera par ailleurs par les méthodes habituelles de tranches ;

D (ou D_e)

épaisseur de la couche compressible. Lorsqu'à partir d'une certaine profondeur D_e la charge apportée par le remblai est inférieure à $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$, on remplace D par D_e (σ'_p étant la pression de préconsolidation, σ'_{v0} la pression verticale des terres au point considéré) ;

$g_t(z)$

déplacement libre du sol à l'instant t ;

$g_{max,t}$

déplacement horizontal maximal à l'instant t ;

g_0, t

déplacement à la surface du terrain naturel à l'instant t ;

$t = 0$

correspondant à la fin du chargement ;

$t = \infty$

correspondant à la stabilisation des tassements et des déformations horizontales.

On définit également les paramètres adimensionnels suivants :

$$Z = \frac{z}{D} \left(\text{ou } = \frac{z}{D_e} \right)$$

profondeur adimensionnelle ;

$$G = \frac{g_t(z)}{g_{max,t}}$$

déplacement horizontal adimensionnel libre du sol à la profondeur z et à l'instant t ;

$G(Z)$

déformée adimensionnelle libre du sol déduite de $g_t(z)$ à partir des définitions de G et Z .

4.4.2 Propriétés particulières de la déformée adimensionnelle $G(Z)$ et principe de la méthode de détermination de $g_t(z)$

La représentation de $g_t(z)$ sous la forme adimensionnelle $G(Z)$ pour un grand nombre de cas réels a permis de mettre en évidence les propriétés particulières suivantes :

- $G(Z)$ est invariable en fonction du temps ;
- dans le cas particulier du pied d'un remblai, $G(Z)$ correspond généralement à l'une des deux courbes de la figure 32.

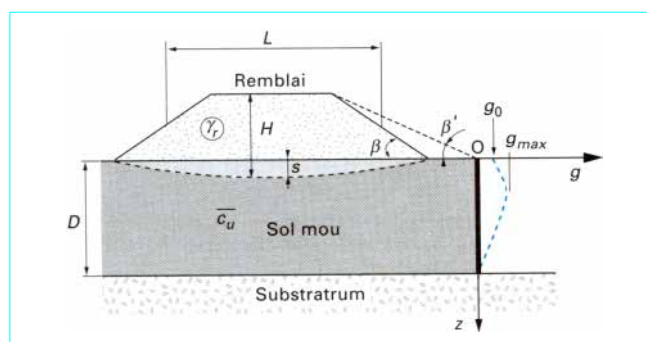


Figure 31 – Définition des paramètres utilisés pour la prédiction de la déformée libre du sol

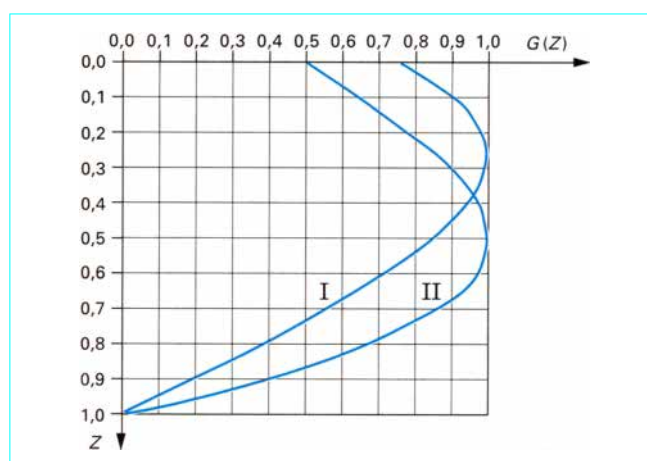


Figure 32 – Déplacement libre du sol : déformées adimensionnelles $G(Z)$ types [6]

Ces deux propriétés permettent donc de proposer une méthodologie pour déterminer la déformée réelle $g_t(z)$ dont le principe est le suivant :

- choix ou détermination de $G(Z)$;
- détermination de $g_{max,t}$ qui permet de passer de la déformée adimensionnelle à la déformée réelle au moyen des deux relations :

$$g_t(z) = G g_{max,t}$$

$$z = Z D$$

4.4.3 Choix ou détermination de $G(Z)$

En l'absence de mesures sur le site, donc en particulier au niveau de l'étude préliminaire, il sera nécessaire de faire un choix sur la forme de $G(Z)$. Au contraire, si les remblais sont construits à l'avance et si le dimensionnement des pieux peut être effectué après l'édification des remblais, on utilisera les résultats de mesures en place pour déterminer la forme de $G(Z)$.

On choisira, en général, quelle que soit la position du pieu par rapport au pied du remblai, et en l'état actuel des connaissances, l'une des deux courbes de la figure 32.

On utilise la courbe I dans le cas général et la courbe II lorsqu'il existe en surface une couche moins déformable (couche surconsolidée, par exemple) sur une hauteur d'au moins $0,3 D$.

Les équations de ces deux déformées types sont les suivantes :

- courbe I : $G = 1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$
- courbe II : $G = -2,0 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$

4.4.4 Détermination de $g_{max,t}$

Le déplacement horizontal maximal sera déterminé suivant une méthodologie différente selon le planning prévu pour les travaux et selon la possibilité d'utiliser des mesures en place pour affiner le dimensionnement.

4.4.4.1 Pieux réalisés avant le remblai

Bien qu'il soit conseillé d'édifier le remblai avant la réalisation des pieux et de l'ouvrage, des impératifs de chantier peuvent nécessiter quelquefois la construction de l'ouvrage en premier. Dans ce cas, le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t comprend deux termes :

$$g_{max,t} = g_{max,0} + \Delta g_{max,t}$$

avec $\Delta g_{max,t}$ variation du déplacement horizontal maximal entre la fin de la construction ($t=0$) et l'instant t .

La valeur finale sera donc :

$$g_{max,\infty} = g_{max,0} + \Delta g_{max,\infty}$$

■ Détermination de $g_{max,0}$

La valeur du déplacement horizontal maximal en fin de construction peut être estimée au moyen de l'abaque de la figure 33. Pour les valeurs de m et f données (§ 4.4.1), on détermine :

$$\lambda = \frac{g_{max,0}}{D} \left(\text{ou } \frac{g_{max,0}}{D_e} \right)$$

Cet abaque a été établi à partir de nombreuses observations sur des chantiers. Les courbes paramétrées par les valeurs de m sont des enveloppes correspondant aux déplacements maximaux observés. Les valeurs de $g_{max,0}$ déterminées au moyen de cet abaque sont donc, généralement, des valeurs par excès. L'abaque n'a de sens que pour $1,1 \leq f \leq 4$, et pour un coefficient de sécurité au grand glissement $F \geq 1,2$ à $1,3$.

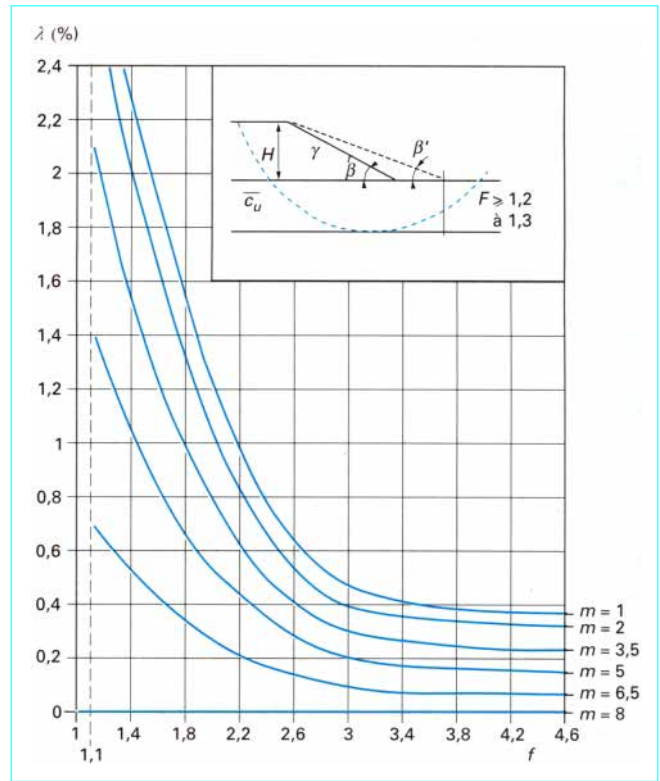


Figure 33 – Abaque de détermination de λ en fonction de m et de f

Les résultats ne sont valables que dans l'hypothèse d'une construction rapide du remblai par rapport à la vitesse de consolidation du sol.

■ Détermination de $\Delta g_{max,\infty}$

Le déplacement horizontal maximal différé est relié au tassement dans l'axe du remblai s_t par la relation :

$$\Delta g_{max,t} = \Gamma \Delta s_t$$

qui s'écrit en particulier pour $t \rightarrow \infty$:

$$\Delta g_{max,\infty} = \Gamma \Delta s_\infty$$

avec

$$\Delta s_t = s_t - s_0$$

- où s_t tassement total à l'instant t dans l'axe du remblai et, s'il s'agit de l'extrémité du remblai, à une distance de cette extrémité au moins égale à la demi-largeur du remblai,
- s_0 tassement total à la fin de la construction du remblai,
- Γ coefficient.

La valeur de Γ a été déterminée à partir d'un grand nombre de mesures sur sites. Ces mesures montrent qu'elle dépend :

- de la pente du talus $\tan \beta$;
- de la position du point considéré (ou du pieu) par rapport au pied du talus.

Pour les pentes des talus telles que $0,5 \leq \tan \beta \leq 0,67$, on peut retenir la valeur :

$$\Gamma = 0,16 \text{ en pied de talus.}$$

En crête de talus, il semblerait que la valeur de Γ soit supérieure, de l'ordre de 0,25 (et décroît ensuite jusqu'à 0 dans l'axe du remblai).

En pied de talus, pour les pentes $\tan \beta < 0,5$, la valeur de Γ diminue. Elle diminue également lorsque l'on s'éloigne du pied de talus vers l'extérieur. Ainsi, pour $\tan \beta = 0,67$, on a mesuré des valeurs de Γ de l'ordre de 0,05 ; 0,035 et 0,02 pour $\tan \beta'$ respectivement égale à 0,36 ($m = 3,8$) ; 0,24 ($m = 5,6$) et 0,20 ($m = 6,7$).

Pour le calcul prévisionnel on voit donc que Δs_t correspond au tassement différé après la fin de la construction du remblai. Si celle-ci est rapide et permet de négliger la consolidation pouvant se développer pendant la phase construction, on a :

$$\Delta s_t = (s_c + s_\alpha)_t$$

avec s_c tassement de consolidation,

s_α tassement de fluage (compression secondaire).

Les termes s_c et s_α sont calculés par les méthodes habituelles de calcul des tassements des sols mous sous remblais (cf. chapitre *Compressibilité. Consolidation. Tassement* [C 214] dans cette rubrique).

Notons que la corrélation :

$$\Delta g_{\max, t} = \Gamma \Delta s_t$$

a été établie à partir de résultats expérimentaux pour lesquels le tassement mesuré n'est évidemment pas un tassement unidimensionnel, puisque des déformations latérales se produisent. En revanche, lorsque l'on utilise cette corrélation pour une prévision, le terme :

$$s_t - s_0$$

ne peut être qu'un tassement unidimensionnel, puisque c'est le seul que l'on sache prévoir par les méthodes indiquées ci-avant. Il s'ensuit donc une valeur par défaut de

$$g_{\max, t} = g_{\max, 0}$$

La différence entre $(s_t - s_0)$ calculé (unidimensionnel) et $(s_t - s_0)$ réel (mesuré) est d'autant plus grande que le remblai est peu large vis-à-vis de l'épaisseur de sol compressible. En se basant sur certains résultats expérimentaux, on pourra majorer la valeur de $(s_t - s_0)$ calculée, de (L étant la largeur du remblai à mi-hauteur) :

- 20 % pour $D/L \geq 0,6$;
- 10 % pour $D/L \geq 0,4$;
- 0 pour $D/L = 0,25$.

4.4.4.2 Pieux réalisés après l'édification du remblai

Si les pieux sont réalisés au temps t après la fin de la construction du remblai, le déplacement horizontal maximal différé à prendre en compte dans le calcul des efforts horizontaux entre l'instant t et lorsque $t \rightarrow \infty$ est égal à :

$$\Delta g_{\max, \infty} - \Delta g_{\max, t}$$

La détermination de ces deux termes peut être faite de deux façons :

— au moyen du calcul prévisionnel

comme il est indiqué au paragraphe 4.4.4.1, $\Delta g_{\max, t}$ et $\Delta g_{\max, \infty}$ sont déterminés respectivement en fonction des tassements Δs_t et Δs_∞ ;

— au moyen de mesure en place

outre la détermination de $G(Z)$ (§ 4.4.3), les mesures en place permettent de préciser :

- la valeur de Γ qui intervient dans la relation

$$\Delta g_{\max, t} = \Gamma \Delta s_t$$

- la valeur du tassement final Δs_∞

et par conséquent le tassement résiduel à l'instant t .

■ Détermination de Γ

En dehors des phases de chargement, le coefficient Γ permet de relier le déplacement horizontal maximal au tassement maximal. La constance de Γ a été bien établie expérimentalement ; la valeur

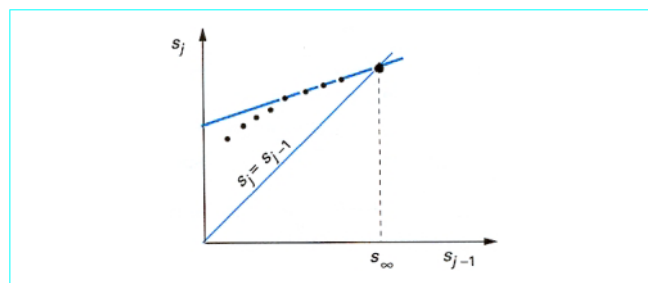


Figure 34 – Détermination du tassement final par la méthode d'Asaoka

$\Gamma = 0,16$ a été déterminée pour le pied d'un remblai tel que $0,5 < \tan \beta < 0,67$, d'où l'intérêt de mesures dans les autres cas.

■ Détermination du tassement final

L'analyse des mesures de tassement et de dissipation des surpressions interstitielles pendant un certain laps de temps permet, en général, d'obtenir des estimations satisfaisantes du tassement final. La méthode d'estimation du tassement final d'Asaoka peut être recommandée dans tous les cas de consolidation unidimensionnelle ou radiale de massifs de sol homogène. Le principe de cette méthode est rappelé sur le graphique de la figure 34.

On reporte sur un graphique le tassement s_j en fonction du tassement s_{j-1} correspondant respectivement aux temps t_j et t_{j-1} tels que $t_j - t_{j-1} = \Delta t = \text{Cte}$. Ces points expérimentaux s'alignent le long d'une droite dont la pente est fonction du coefficient de consolidation verticale c_v et dont l'intersection avec la bissectrice $s_j = s_{j-1}$ correspond au tassement final.

4.5 Choix de la courbe de réaction $P/\Delta y$

La loi P/y ou Δy est tirée des résultats de l'essai pressiométrique [2] [6] [15]. Il peut s'agir, soit de l'essai pressiométrique Ménard, soit de l'essai au pressiomètre autoforeur (cf. chapitre *Propriétés mécaniques des sols déterminées en place* [C 220] dans cette rubrique). Il est conseillé, lorsque cela est possible, notamment lorsqu'il s'agit de poussées latérales dans les sols mous, d'effectuer des essais au pressiomètre autoforeur dont les résultats concernant le module sont plus précis que ceux obtenus au pressiomètre normal.

4.5.1 Profondeur critique

Comme dans le cas du pieu sollicité par une charge axiale, on définit une profondeur critique : c'est la profondeur au-delà de laquelle la courbe de réaction reste constante dans un sol homogène, l'effet de la surface ne se faisant plus sentir. Les résultats expérimentaux disponibles montrent que cette profondeur critique peut être prise égale à :

- $z_c = 2B$ pour les sols cohérents,
- $z_c = 4B$ pour les sols frottants (B étant le diamètre du pieu).

Ces valeurs sont différentes de celles prises en compte pour les charges axiales.

4.5.2 Cas de l'essai pressiométrique Ménard au-dessous de la profondeur critique

La courbe de réaction est donnée sous la forme d'une fonction linéaire par morceaux dont les paramètres sont obtenus à partir :

- du module E_s ;
- de la pression de fluage p_f ;
- de la pression limite p_ℓ .

Tableau 8 – Coefficient de structure α en fonction du type de sol et du rapport E_M/p_ℓ obtenu au pressiomètre [18]

Type de sol	Tourbe	Argiles		Limons		Sables		Sables et graviers		Type de roches	
	α	E_M/p_ℓ	α	E_M/p_ℓ	α	E_M/p_ℓ	α	E_M/p_ℓ	α		α
Surconsolidé ou très serré	> 16	1	> 14	$2/3$	> 12	$1/2$	> 10	$1/3$	très peu fracturé	$2/3$
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	$2/3$	8 à 14	$1/2$	7 à 12	$1/3$	6 à 10	$1/4$	normal	$1/2$
Sous-consolidé, altéré et remanié ou lâche.....	7 à 9	$1/2$	5 à 8	$1/2$	5 à 7	$1/3$			très fracturé.....	$1/3$
										très altéré	$2/3$

Les pressions p_f et p_ℓ sont données directement par l'essai pressiométrique. (On considère, en fait, les réactions du sol $p_f B$ et $p_\ell B$, B étant le diamètre ou la largeur frontale du pieu).

Le module E_s est calculé à partir du module pressiométrique E_M par les formules :

$$\text{pour } B \geq 0,60 \text{ m : } E_s = E_M \frac{18}{4 \left(2,65 \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \frac{B_0}{B} + 3\alpha}$$

$$\text{pour } B \leq 0,60 \text{ m : } E_s = E_M \frac{18}{4 (2,65)^\alpha + 3\alpha}$$

avec E_M module pressiométrique standard,

α coefficient rhéologique donné par le tableau 8,

B_0 diamètre de référence égal à 0,60 m.

■ **Cas où les sollicitations permanentes en tête dominant**

On recommande d'utiliser la courbe de la figure 35a :

- pente E_s
- P limité à $P_f = p_f B$

■ **Cas où les sollicitations dues aux poussées latérales du sol dominant**

La sécurité est mieux assurée en prenant une courbe plus raide, avec possibilité d'atteindre la pression limite p_ℓ (figure 35b).

Les pentes sont alors :

- E_s jusqu'à $P_f = p_f B$
- $E_s/2$ de P_f à $P_\ell = p_\ell B$

■ **Cas où les sollicitations de courte durée en tête dominant** (efforts de freinage, par exemple) (figure 35c) :

- on double le module, soit $2E_s$
- P est limité à $P_f = p_f B$

■ **Cas où les sollicitations accidentelles très brèves en tête dominant**

On prend une courbe à trois pentes (figure 35d) :

- $2E_s$ jusqu'à P_f
- E_s de P_f à P_ℓ
- 0 pour $P > P_\ell$

4.5.3 Cas de l'essai au pressiomètre autoforeur (PAF) au-dessous de la profondeur critique

Des expérimentations en vraie grandeur sur des pieux sollicités horizontalement en tête, ou soumis à des poussées latérales, ont abouti aux règles provisoires indiquées ci-après.

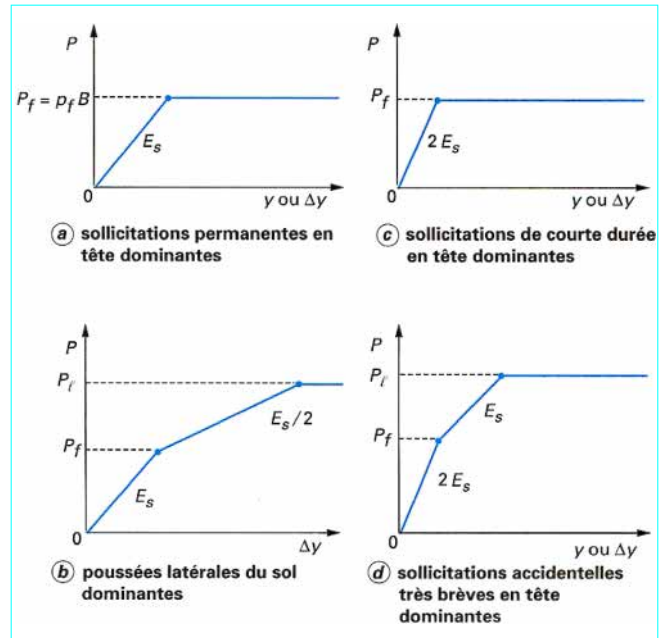


Figure 35 – Courbes de réaction d'un pieu isolé sous charges latérales

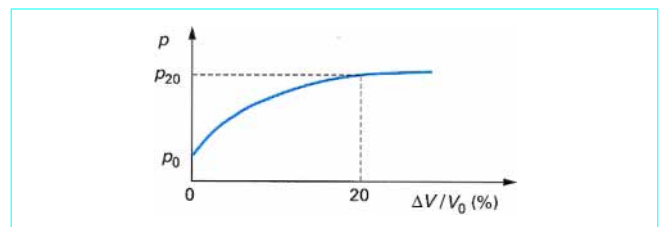


Figure 36 – Courbe d'expansion au pressiomètre autoforeur

On part de la courbe d'expansion obtenue lors d'un essai de référence au pressiomètre autoforeur : $(p, \Delta V/V_0)$ (figure 36) avec une vitesse de déformation volumique $\Delta V/V_0$ de 2 % par minute, p étant la pression dans la sonde après injection du volume ΔV , p_0 et V_0 la pression initiale et le volume initial de la sonde.

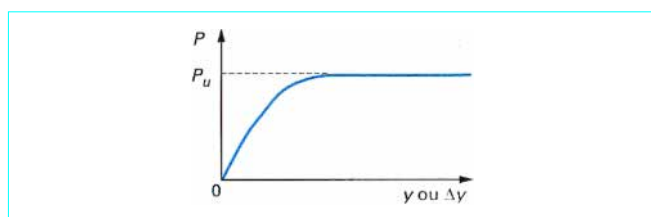


Figure 37 – Courbe de réaction du pieu tirée des résultats obtenus au pressiomètre autoforeur

On passe de cette courbe à la courbe de réaction du pieu par les changements de variables suivants :

$$P = (p - p_0) B = p^* B$$

$$\Delta y = \frac{B}{\zeta} \cdot \frac{\Delta V}{V_0}$$

avec ζ coefficient variable avec le type de chargement.

La réaction P est limitée à une valeur ultime P_u dépendant également du type de chargement (figure 37). P_u est donné sous forme d'une fraction de $(p_{20} - p_0)B$, p_{20} étant la pression dans la sonde pour $\Delta V/V_0 = 20\%$.

Les valeurs de ζ et P_u sont données ci-après pour les cas de chargement envisagés au paragraphe 4.5.2.

■ Sollicitations permanentes en tête dominantes

$$\zeta = 2$$

$$P_u = 0,75 (p_{20} - p_0) B \text{ dans les sols sableux,}$$

$$P_u = 0,5 (p_{20} - p_0) B \text{ dans les sols argileux ou limoneux.}$$

Par rapport à la courbe d'expansion au PAF prise sous la forme

$$\left(p^*, \frac{1}{2} \frac{\Delta V}{V_0} \right), \text{ les déplacements pour } P \leq P_u \text{ sont doublés.}$$

■ Sollicitations dues aux poussées latérales du sol dominantes

$$\zeta = 2$$

$$P_u = (p_{20} - p_0) B \text{ quel que soit le sol.}$$

Par rapport à la courbe d'expansion au PAF $\left(p^*, \frac{1}{2} \frac{\Delta V}{V_0} \right)$, les déplacements pour $P \leq P_u$ sont doublés.

■ Sollicitations de courte durée en tête dominantes

$$\zeta = 4$$

$$P_u = 0,75 (p_{20} - p_0) B \text{ dans les sols sableux,}$$

$$P_u = 0,5 (p_{20} - p_0) B \text{ dans les sols argileux ou limoneux.}$$

La courbe de réaction est directement assimilable à la courbe

d'expansion au PAF $\left(p^*, \frac{1}{2} \frac{\Delta V}{V_0} \right)$ pour $P \leq P_u$.

■ Sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes

$$\zeta = 4$$

$$P_u = (p_{20} - p_0) B \text{ quel que soit le sol.}$$

La courbe de réaction est directement assimilable à la courbe

d'expansion au PAF $\left(p^*, \frac{1}{2} \frac{\Delta V}{V_0} \right)$ pour $P \leq P_u$.

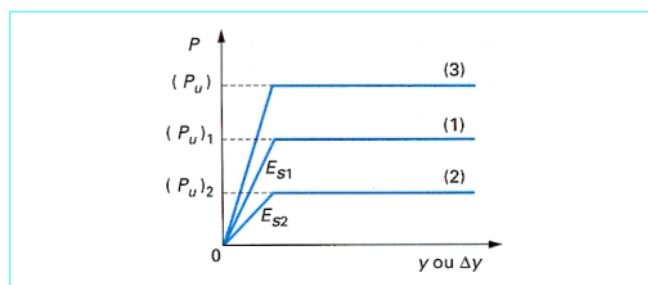


Figure 38 – Courbes de réaction pour une barrette

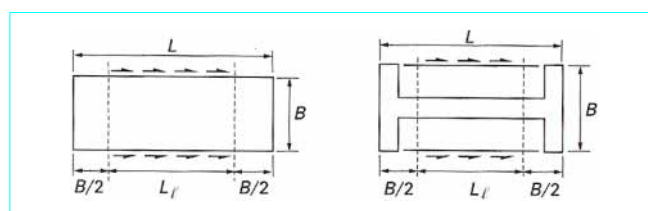


Figure 39 – Longueur et largeur de barrette à prendre en compte

4.5.4 Cas particulier des barrettes

4.5.4.1 Principe du calcul

La courbe de réaction globale (P, y) [($P, y - g$) si l'on a des poussées latérales] est décomposée, à un niveau donné, en deux courbes (figure 38) :

— une courbe de réaction frontale (avant et arrière) :

$$(P_{\text{front}}, y \text{ ou } \Delta y) : \text{ courbe (1) ;}$$

— une courbe de réaction tangentielle (faces de la barrette parallèles au déplacement) :

$$(P_{\text{tan}}, y \text{ ou } \Delta y) : \text{ courbe (2).}$$

La courbe de réaction de la barrette est :

$$(P = P_{\text{front}} + P_{\text{tan}}, y \text{ ou } \Delta y) : \text{ courbe (3).}$$

La courbe de réaction étant établie, le calcul des efforts et des déplacements sur une barrette sollicitée par des charges latérales se fait par la méthode établie pour les pieux.

4.5.4.2 Établissement des courbes de réaction

■ Courbe de réaction frontale (1)

On prend les mêmes règles que pour les pieux. La largeur B du pieu est remplacée par la largeur B de la section pleine de la barrette (figure 39).

■ Courbe de réaction tangentielle (2)

On prend une fonction linéaire par morceaux de la forme de la courbe (2) de la figure 38.

Pour la pente E_{s2} , on prend le même module de réaction que pour la réaction frontale.

La réaction ultime $(P_u)_2$ est calculée à partir du frottement latéral unitaire q_s au niveau considéré (§ 3.3.3) par la formule :

$$(P_u)_2 = 2 L_\ell \cdot q_s$$

avec L_ℓ longueur de la section droite de la barrette diminuée de sa largeur frontale : $L_\ell = L - B$.

4.5.5 Modifications pour la proximité d'un talus ou près de la surface du sol

Selon le fascicule 62, titre V [6], les courbes de réaction des figures 35 et 38 sont modifiées :

— d'une part, pour tenir compte de la proximité d'un talus : les valeurs des paliers (valeurs limites des réactions frontale et tangentielle) sont réduites lorsque la section de la fondation considérée est à une distance du talus inférieure à $5 B$ (les modules de réaction sont inchangés) ;

— d'autre part, pour tenir compte de la proximité de la surface du sol : lorsque la profondeur z de la section est inférieure à la profondeur critique z_c , les courbes de réaction obtenues précédemment – après avoir éventuellement tenu compte de la proximité du talus – sont modifiées par une affinité :

- d'axe Δy ,
- de direction P ,
- de rapport $0,5 (1 + z/z_c)$.

Ces modifications ne sont pas prises en compte pour une fondation soumise à des poussées latérales.

4.6 Conditions aux limites

Le lecteur pourra se reporter à la référence [3] de la bibliographie.

4.6.1 Conditions en tête

Pour $z = 0$, on impose à deux des quatre paramètres, $y(0)$, $y'(0)$, $T(0)$ et $M(0)$ (respectivement déplacement, rotation, effort tranchant et moment fléchissant en tête) des valeurs connues y_0 , y'_0 , T_0 , M_0 ou des relations entre ces paramètres. Les conditions possibles sont celles indiquées ci-après. Les valeurs, ou les relations imposées, dépendent des liaisons entre le pieu et la structure qui le surmonte.

■ Pieu libre

$$\left. \begin{array}{l} T(0) = T_0 \\ M(0) = M_0 \end{array} \right\} \text{ le déplacement et la rotation de la tête du pieu sont libres.}$$

■ Pieu encastré dans un chevêtre rigide

soit : $\left. \begin{array}{l} y(0) = y_0 \\ y'(0) = y'_0 \end{array} \right\}$ la rotation y'_0 et le déplacement y_0 du chevêtre au niveau de la tête du pieu sont connus ;

soit : $\left. \begin{array}{l} T(0) = T_0 \\ y'(0) = y'_0 \end{array} \right\}$ la rotation y'_0 du chevêtre et l'effort tranchant T_0 appliqué par le chevêtre en tête sont connus ;

■ Pieu simplement appuyé

$$\left. \begin{array}{l} M(0) = M_0 \\ y(0) = y_0 \end{array} \right\} \text{ le déplacement de l'appui } y_0 \text{ et le moment sur appui } M_0 \text{ sont connus.}$$

■ Liaisons élastiques entre la tête du pieu et la structure

$$T(0) = a + b y(0) \quad (8)$$

$$M(0) = \alpha + \beta y'(0) \quad (9)$$

On peut utiliser :

- les relations (8) et (9) ;
- la relation (8) avec $y'(0) = y'_0$ ou $M(0) = M_0$;
- la relation (9) avec $y(0) = y_0$ ou $T(0) = T_0$.

a , b , α et β sont des constantes dépendant de la nature et des caractéristiques de la liaison avec la structure (ou le chevêtre).

4.6.2 Conditions en pointe

Pour $z = D$ (D étant la cote de la pointe du pieu), les conditions possibles sont les suivantes.

■ Pieu libre

$$T(D) = 0$$

$$M(D) = 0$$

■ Pieu parfaitement encastré

$$y(D) = 0$$

$$y'(D) = 0$$

■ Pieu sur appui simple

$$M(D) = 0$$

$$y(D) = 0$$

■ Conditions tenant compte des lois de mobilisation des efforts en pointe

Pour les pieux souples (ou longs), c'est-à-dire les pieux pour lesquels la longueur du pieu est supérieure ou égale à trois fois la longueur de transfert ℓ_0 (§ 4.8), les conditions en pointe affectent peu le comportement du pieu lorsqu'il n'existe que des chargements en tête. Dans le cas où l'on a des poussées latérales du sol [déplacements libres $g(z)$] jusqu'au voisinage de la pointe, il est, par contre, indispensable de prendre en compte les conditions en pointe.

Pour les pieux rigides (longueur du pieu inférieure à ℓ_0), les conditions en pointe influent, par contre, sur toute la longueur du pieu.

Il est donc intéressant, lorsque l'on a un déplacement libre du sol $g(z)$, et dans le cas où $g(z) \equiv 0$, mais où le pieu est rigide ou semi-rigide, de tenir compte des lois de mobilisation des efforts en pointe. Pour ces lois, on peut utiliser les courbes de la figure 40 qui donnent les efforts en pointe T_p et M_p , en fonction des déplacements et rotations relatifs $(y - g)$ et $(y' - g')$ de la pointe.

Ces lois font intervenir les efforts maximaux T_{max} et M_{max} calculés de la façon suivante.

● Effort tranchant

On prend :

— dans le cas d'un sol cohérent, de cohésion non drainée c_u :

$$T_{max} = c_u S$$

avec S section droite pleine du pieu ;

— dans le cas d'un sol frottant d'angle φ' :

$$T_{max} = Q \tan \varphi'$$

avec Q charge verticale agissant sur la pointe.

● Moment fléchissant

$$M_{max} = \int_S \sigma_v b \cdot dS$$

avec σ_v contrainte verticale sous la pointe à la distance b de l'axe du pieu.

En prenant : $(\sigma_v)_{max} = q_p = k_p p_{\ell e}^*$

on a :
$$M_{max} = \left(q_p - \frac{Q}{S} \right) \frac{2I_p}{B}$$

avec I_p moment d'inertie de la section droite de la pointe par rapport à l'axe de rotation,

B diamètre du pieu.

On peut aussi, par simplification, ajouter au pieu une longueur fictive qu'on prendra égale à B dans le cas de poussées latérales dans la couche et égale à $0,3 B$ dans le cas d'efforts en tête, et imposer à la pointe fictive des efforts nuls :

$$T_p = M_p = 0$$

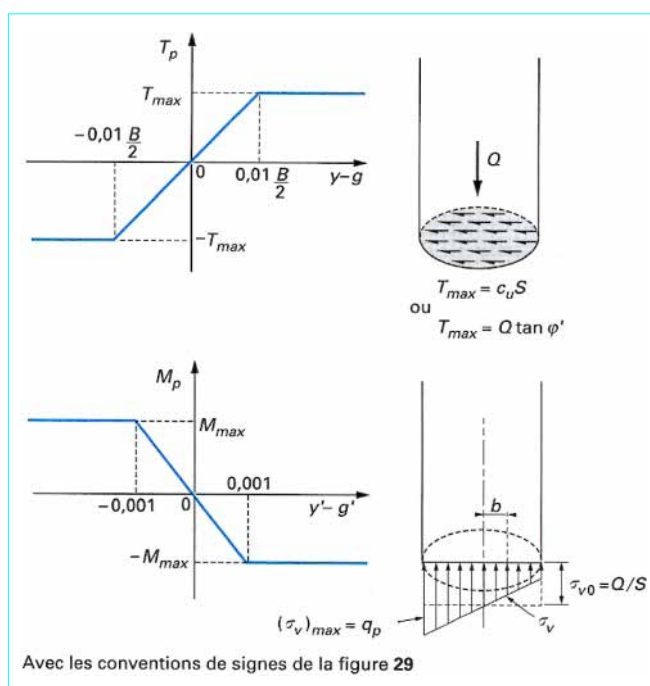


Figure 40 – Mobilisation des efforts de pointe en fonction de la déformation

Dans tous les cas, il est recommandé de modéliser le pieu sur toute sa longueur, y compris dans un substratum éventuel et d'appliquer une méthode de calcul analogue à celle décrite au paragraphe 4.3.2, en prenant en compte les conditions aux limites décrites ci-avant.

4.7 Essai statique de pieu isolé sous effort transversal

Le lecteur pourra se reporter à la référence [32] de la bibliographie.

Afin de déterminer certains paramètres utiles pour optimiser la fondation de l'ouvrage du point de vue de la reprise des charges latérales (déplacement horizontal en tête et moment maximal dans le pieu, notamment), et si l'ampleur du projet le justifie, on peut procéder à un ou plusieurs essais de chargement statique, comme dans le cas de la charge axiale. Le principe des mesures et l'interprétation d'un essai de chargement de pieu sous effort transversal est, cependant, plus compliqué que pour l'essai de chargement sous charge axiale.

L'essai statique de pieu isolé sous effort transversal a récemment été normalisé par l'AFNOR [32]. On distingue, comme dans le cas de la compression axiale (§ 3.2), deux types d'essai : l'essai préalable et l'essai de contrôle.

Tant l'essai préalable que l'essai de contrôle, sur un pieu de l'ouvrage, sont menés par 8 paliers de chargement égaux à $0,125 H_{max}$, maintenus 30 min, puis déchargement par un seul palier à $0,5 H_{max}$ maintenu 15 min. Cependant, la charge maximale H_{max} est différente dans les deux essais.

Pour l'essai préalable, H_{max} est déterminée de telle manière que :

- le moment maximal induit dans le pieu ne dépasse pas $0,8 M_G$, où M_G est le moment maximal conventionnel du pieu ;
- le déplacement transversal au niveau du sol soit inférieur à $0,1 B$.

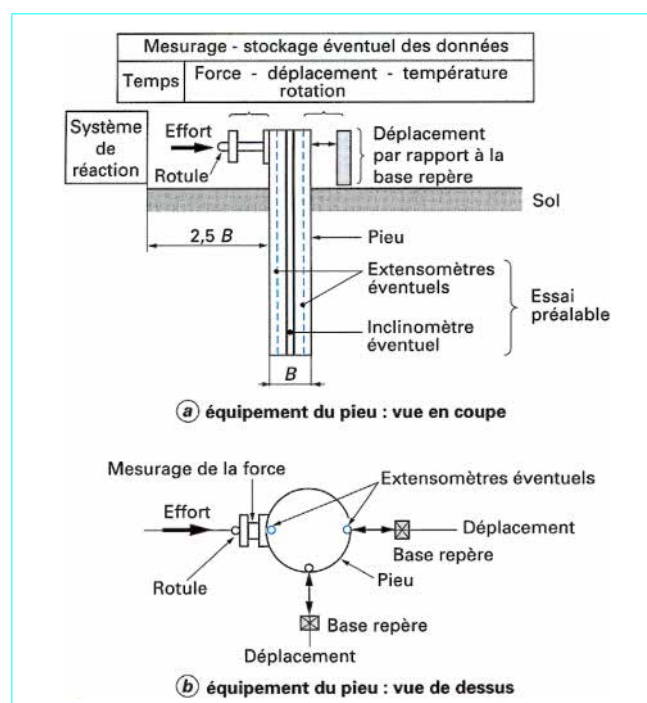


Figure 41 – Appareillage de l'essai statique sous effort transversal : principe [32]

Pour l'essai de contrôle, qui est effectué sur un pieu de l'ouvrage, la charge H_{max} est déterminée de manière que :

- le déplacement transversal au niveau du sol y_{sm} ne dépasse pas $1,5 y_a$, où y_a est le déplacement toléré par l'ouvrage en service ;
- le moment maximal induit dans le pieu ne dépasse pas $0,8 M_G$.

L'appareillage (système de réaction, dispositif d'application de l'effort transversal sur le pieu et dispositif de mesure et de repère) est schématisé sur la figure 41.

4.8 Formulaire pour pieux souples et pour pieux rigides, dans le cas d'un sol homogène et linéaire

Le lecteur pourra se reporter à la référence [13] de la bibliographie.

4.8.1 Conventions de signes. Paramètres

Les conventions de signes sont rappelées sur la figure 42.

Le sol, homogène et élastique, est caractérisé par un module E_s . Le pieu, de module d'Young E_p , de moment d'inertie I_p , a, dans ce sol, une longueur de transfert :

$$\ell_0 = 4 \sqrt{\frac{E_p I_p}{E_s}}$$

L'éventuel déplacement libre du sol est donné par la fonction :

$$g(z) = \alpha_0 + \alpha_1 z + \alpha_2 z^2 + \alpha_3 z^3$$

Les éventuels efforts en tête ($z = 0$) sont notés T_0 et M_0 .

On se place dans le cas d'une couche de sol homogène, ce qui signifie, entre autres, que la longueur du pieu dans le substratum, le cas échéant, est considérée comme infiniment petite au niveau du calcul, le substratum n'intervenant que pour les conditions aux limites, en pointe, qu'il impose.

La solution générale de l'équation (5) (§ 4.3.1, $y(z)$ et ses dérivées successives sont :

$$y = \alpha_0 + \alpha_1 z + \alpha_2 z^2 + \alpha_3 z^3 + e^{z/\ell_0} \left[a_1 \cos \frac{z}{\ell_0} + a_2 \sin \frac{z}{\ell_0} \right] + e^{-z/\ell_0} \left[a_3 \cos \frac{z}{\ell_0} + a_4 \sin \frac{z}{\ell_0} \right] \quad (10)$$

$$y' = \alpha_1 + 2\alpha_2 z + 3\alpha_3 z^2 + \frac{e^{z/\ell_0}}{\ell_0} \left[a_1 \left(\cos \frac{z}{\ell_0} - \sin \frac{z}{\ell_0} \right) + a_2 \left(\sin \frac{z}{\ell_0} + \cos \frac{z}{\ell_0} \right) \right] - \frac{e^{-z/\ell_0}}{\ell_0} \left[a_3 \left(\cos \frac{z}{\ell_0} + \sin \frac{z}{\ell_0} \right) + a_4 \left(\sin \frac{z}{\ell_0} - \cos \frac{z}{\ell_0} \right) \right] \quad (11)$$

$$\frac{M}{E_p I_p} = y'' = 2\alpha_2 + 6\alpha_3 z + \frac{2e^{z/\ell_0}}{\ell_0^2} \left[-a_1 \sin \frac{z}{\ell_0} + a_2 \cos \frac{z}{\ell_0} \right] + \frac{2e^{-z/\ell_0}}{\ell_0^2} \left[a_3 \sin \frac{z}{\ell_0} - a_4 \cos \frac{z}{\ell_0} \right] \quad (12)$$

$$\frac{T}{E_p I_p} = y''' = 6\alpha_3 + \frac{2e^{z/\ell_0}}{\ell_0^3} \left[-a_1 \left(\sin \frac{z}{\ell_0} + \cos \frac{z}{\ell_0} \right) + a_2 \left(\cos \frac{z}{\ell_0} - \sin \frac{z}{\ell_0} \right) \right] + \frac{2e^{-z/\ell_0}}{\ell_0^3} \left[a_3 \left(\cos \frac{z}{\ell_0} - \sin \frac{z}{\ell_0} \right) + a_4 \left(\cos \frac{z}{\ell_0} + \sin \frac{z}{\ell_0} \right) \right] \quad (13)$$

Seuls les principaux résultats sont donnés. Les autres, si besoin est, sont calculés à partir des formules (10) à (13).

4.8.2 Pieu souple (ou long)

L'étude mathématique des fonctions intervenant dans les équations (10) à (13) montre que les résultats, à une cote z donnée, ne sont pas influencés, en pratique, par les parties du pieu se situant à une distance supérieure à $3\ell_0$. Un pieu sera long (ou souple) si sa longueur est supérieure ou égale à $3\ell_0$.

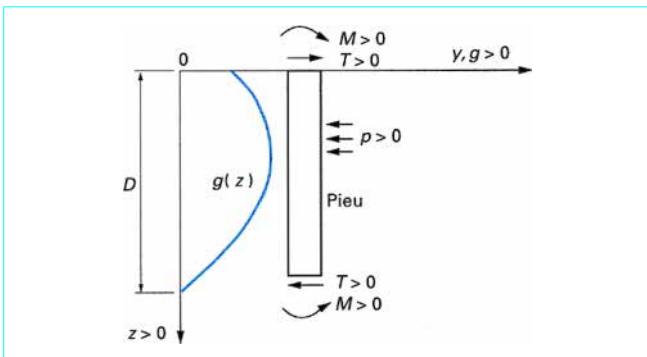


Figure 42 - Conventions de signes

Lorsqu'un tel pieu est seulement sollicité en tête, sans poussées latérales du sol, les conditions en pointe n'interviennent donc pas, et les termes en exponentielle positive sont négligeables, quelles que soient ces conditions. On est alors ramené à un système de deux équations à deux inconnues : les conditions en tête permettent de déterminer les deux constantes restantes a_3 et a_4 .

Par contre, toujours pour un pieu long, lorsque $g(z) \neq 0$, on doit étudier séparément :

— le comportement en tête : les conditions en pointe n'interviennent pas ; les termes en exponentielle positive sont négligeables et les conditions en tête permettent de calculer a_3 et a_4 , donc les efforts et déplacements au voisinage de la tête ;

— le comportement en pointe : les conditions en tête n'interviennent pas ; les termes en exponentielle négative sont négligeables et les conditions en pointe permettent de calculer a_1 et a_2 , donc les efforts et les déplacements au voisinage de la pointe.

Formulaire pour le pieu long (ou souple) $D \geq 3\ell_0$

■ Pieu libre en tête

$$T(0) = T_0 \text{ et } M(0) = M_0$$

$$y(0) = \alpha_0 - \ell_0^2 (\alpha_2 + 3\alpha_3 \ell_0) + \frac{2M_0}{E_s \ell_0^2} + \frac{2T_0}{E_s \ell_0}$$

En l'absence de poussées latérales [$g(z) \equiv 0$], M est maximal pour :

$$\frac{z}{\ell_0} = \arctan \frac{T_0 \ell_0}{2M_0 + T_0 \ell_0}$$

■ Pieu parfaitement encastré en tête

$$y(0) = y'(0) = 0$$

$$M(0) = E_p I_p \left[2\alpha_2 + \frac{2}{\ell_0^2} (\alpha_0 + \alpha_1 \ell_0) \right]$$

est le moment maximal pour les deux formes de cubique I et II (figure 32, § 4.4.3).

■ Pieu sur appui simple et fixe en tête

$$y(0) = 0 \text{ et } M(0) = M_0$$

En l'absence de poussées latérales [$g(z) \equiv 0$], $M(0) = M_0$ est le moment maximal.

■ Pieu encastré en tête dans un chevêtre rigide, en translation, et transmettant T_0

$$y'(0) = 0 \text{ et } T(0) = T_0$$

$$y(0) = \alpha_0 + \frac{\ell_0}{2} (\alpha_1 - 3\alpha_3 \ell_0) + \frac{T_0}{E_s \ell_0}$$

$$M(0) = E_p I_p \left(2\alpha_2 + \frac{\alpha_1}{\ell_0} + 3\alpha_3 \ell_0 \right) - \frac{T_0 \ell_0}{2}$$

En l'absence de poussées latérales [$g(z) \equiv 0$], $M(0) = -T_0 \ell_0 / 2$ est le moment maximal.

■ Moment d'encastrement parfait en pointe [$g(z) \neq 0$]

$$y(D) = y'(D) = 0$$

$$M(D) = 2 E_p I_p \left[-\frac{\alpha_1 + 2\alpha_2 D + 3\alpha_3 D^2}{\ell_0} + \alpha_2 + 3\alpha_3 D \right]$$

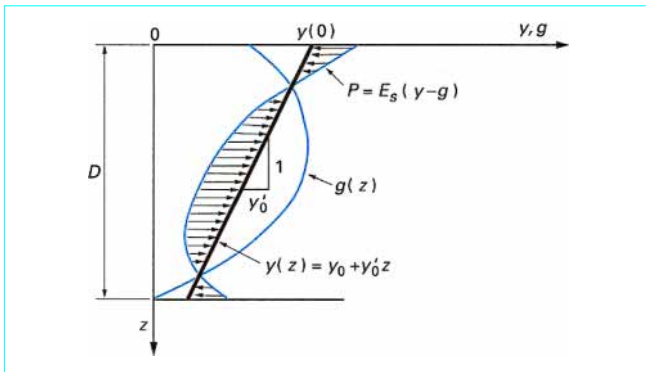


Figure 43 – Réactions et déplacements pour un pieu rigide

4.8.3 Pieu rigide (ou court)

Lorsque $\ell_0 \geq D$, on peut obtenir une bonne approximation des efforts et des déplacements en écrivant la loi de réaction sous la forme :

$$P = E_s [y(0) + y'(0)z - g(z)]$$

ce qui revient, pour la réaction du sol, à négliger les déformations propres du pieu (figure 43).

Les équations de la statique et la loi de comportement du pieu ($E_p I_p y'' = M$) donnent les expressions de y , y' , M et T en fonction de z . Ces expressions dépendent de quatre constantes. Avec deux conditions aux limites en tête et deux conditions en pointe, le problème peut être résolu.

Formulaire pour le pieu court (ou rigide) $D \leq \ell_0$

■ Pieu libre en tête :

$$T(0) = T_0 \text{ et } M(0) = M_0$$

● Libre en pointe, $T(D) = M(D) = 0$:

$$y(0) = \alpha_0 - \frac{\alpha_2 D^2}{6} - \frac{\alpha_3 D^3}{5} + \frac{2(3M_0 + 2T_0 D)}{E_s D^2}$$

En l'absence de poussées latérales [$g(z) \equiv 0$], le moment maximal est :

$$M(0) = M_0 \text{ si } T_0 = 0$$

et $M\left(\frac{D}{3}\right) = \frac{4}{27} T_0 D$ si, par contre, $M_0 = 0$

● Parfaitement encastré en pointe, $y(D) = y'(D) = 0$:

$$y(z) \equiv 0$$

$$\text{et } M(D) = E_s \left[\alpha_0 \frac{D^2}{2} + \alpha_1 \frac{D^3}{6} + \alpha_2 \frac{D^4}{12} + \alpha_3 \frac{D^5}{20} \right] + T_0 D + M_0$$

● Appuyé en pointe, $y(D) = M(D) = 0$:

$$y(0) = \frac{3\alpha_0}{2} + \frac{\alpha_1 D}{2} + \frac{\alpha_2 D^2}{4} + \frac{3\alpha_3 D^3}{20} + \frac{3(M_0 + T_0 D)}{E_s D^2}$$

■ Pieu parfaitement encastré en tête :

$$y(0) = y'(0) = 0 \dots$$

Quelles que soient les conditions de pointe : $y(z) \equiv 0$ et pour les deux formes de cubique I et II (figure 32, § 4.4.3) le moment en tête $M(0)$ est le moment maximal.

● Libre en pointe, $T(D) = M(D) = 0$:

$$M(0) = E_s \left(\alpha_0 \frac{D^2}{2} + \alpha_1 \frac{D^3}{3} + \alpha_2 \frac{D^4}{4} + \alpha_3 \frac{D^5}{5} \right)$$

● Parfaitement encastré en pointe, $y(D) = y'(D) = 0$:

$$M(0) = E_s \left(\alpha_0 \frac{D^2}{12} + \alpha_1 \frac{D^3}{30} + \alpha_2 \frac{D^4}{60} + \alpha_3 \frac{D^5}{105} \right)$$

$$M(D) = E_s \left(\alpha_0 \frac{D^2}{12} + \alpha_1 \frac{D^3}{20} + \alpha_2 \frac{D^4}{30} + \alpha_3 \frac{D^5}{42} \right)$$

● Appuyé en pointe, $y(D) = M(D) = 0$:

$$M(0) = E_s \left(\alpha_0 \frac{D^2}{8} + \alpha_1 \frac{7D^3}{120} + \alpha_2 \frac{D^4}{30} + \alpha_3 \frac{3D^5}{140} \right)$$

■ Pieu sur appui simple et fixe en tête :

$$y(0) = 0 \text{ et } M(0) = M_0 \dots$$

● Libre en pointe, $T(D) = M(D) = 0$:

En l'absence de poussées latérales [$g(z) \equiv 0$], $M(0) = M_0$ est le moment maximal

● Parfaitement encastré en pointe, $y(D) = y'(D) = 0$:

$$y(z) \equiv 0$$

$$M(D) = E_s \left(\alpha_0 \frac{D^2}{8} + \alpha_1 \frac{D^3}{15} + \alpha_2 \frac{D^4}{24} + \alpha_3 \frac{D^5}{35} \right) - \frac{M_0}{2}$$

● Appuyé en pointe, $y(D) = M(D) = 0$:

$$y(z) \equiv 0$$

En l'absence de poussées latérales [$g(z) \equiv 0$], $M(0) = M_0$ est le moment maximal.

■ Pieu encastré en tête dans un chevêtre rigide, en translation et transmettant T_0 :

$$y'(0) = 0 \text{ et } T(0) = T_0 \dots$$

● Libre en pointe, $T(D) = M(D) = 0$:

$$y(z) \equiv y(0) = \alpha_0 + \alpha_1 \frac{D}{2} + \alpha_2 \frac{D^2}{3} + \alpha_3 \frac{D^3}{4} + \frac{T_0}{E_s D}$$

$$M(0) = E_s \left(\alpha_1 \frac{D^3}{12} + \alpha_2 \frac{D^4}{12} + 3\alpha_3 \frac{D^5}{40} \right) - \frac{T_0 D}{2}$$

En l'absence de poussées latérales [$g(z) \equiv 0$], $M(0) = -T_0 D/2$ est le moment maximal

● Parfaitement encastré en pointe, $y(D) = y'(D) = 0$:

$$y(z) \equiv 0$$

$$M(0) = -E_s \left(\alpha_0 \frac{D^2}{6} + \alpha_1 \frac{D^3}{24} + \alpha_2 \frac{D^4}{60} + \alpha_3 \frac{D^5}{120} \right) - \frac{T_0 D}{2}$$

$$M(D) = E_s \left(\alpha_0 \frac{D^2}{3} + \alpha_1 \frac{D^3}{8} + \alpha_2 \frac{D^4}{15} + \alpha_3 \frac{D^5}{24} \right) + \frac{T_0 D}{2}$$

● Appuyé en pointe, $y(D) = M(D) = 0$:

$$y(z) \equiv 0$$

$$M(0) = -E_s \left(\alpha_0 \frac{D^2}{2} + \alpha_1 \frac{D^3}{6} + \alpha_2 \frac{D^4}{12} + \alpha_3 \frac{D^5}{20} \right) - T_0 D$$

En l'absence de poussées latérales [$g(z) \equiv 0$], $M(0) = -T_0 D$ est le moment maximal.

5. Comportement des groupes de pieux

Le comportement des groupes de pieux revêt différents aspects qui sont abordés dans ce paragraphe.

Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé examiné dans les paragraphes précédents. Les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernent :

- la force portante, sous sollicitations axiales ;
- le tassement ;
- les réactions latérales et les poussées latérales du sol ;
- le frottement négatif.

Deux causes différentes sont à l'origine de ces effets de groupe :

- la mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée ;

- la charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins. Cette influence peut être chiffrée par des méthodes rationnelles telles que la méthode des éléments finis. Toutefois, l'application courante de telles méthodes se heurte à un certain nombre de difficultés :

- lois de comportement du sol souvent mal connues,
- aspect tridimensionnel du problème difficile à prendre en compte,
- état initial du sol après mise en place des pieux difficile, sinon impossible, à appréhender.

On propose, au paragraphe 5.1, des méthodes théoriques ou semi-empiriques permettant de tenir compte de ces effets de groupe, pour les différents aspects de comportement du pieu énumérés ci-avant.

Dans le paragraphe 5.2, on donne les principes généraux d'un programme de calculs des efforts et des déplacements pour un groupe de pieux.

Dans le paragraphe 5.3, on traite, à partir d'hypothèses simplificatrices, de la répartition des efforts sur un groupe de pieux supposés travailler uniquement en compression axiale.

5.1 Modifications du comportement d'un pieu par effet de groupe

5.1.1 Modifications de la capacité portante sous sollicitations axiales

D'une façon générale, on définit un coefficient d'efficacité C_e tel que :

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \times \text{charge limite du pieu isolé}}$$

avec N nombre de pieux.

On considère ici essentiellement les pieux flottants, c'est-à-dire ceux pour lesquels la résistance en frottement latéral est prépondérante vis-à-vis de la résistance en pointe. Pour les pieux travaillant surtout en pointe, l'effet de groupe ne semble pas jouer.

5.1.1.1 Groupe de pieux dans un sol cohérent

5.1.1.1.1 Cas d'un entre-axes supérieur à 3 diamètres

Une des règles suivantes est souvent adoptée.

■ Le coefficient d'efficacité C_e est pris égal à 1 pour un entre-axes de 8 diamètres, à 0,7 pour un entre-axes de 3 diamètres, et varie linéairement entre les deux.

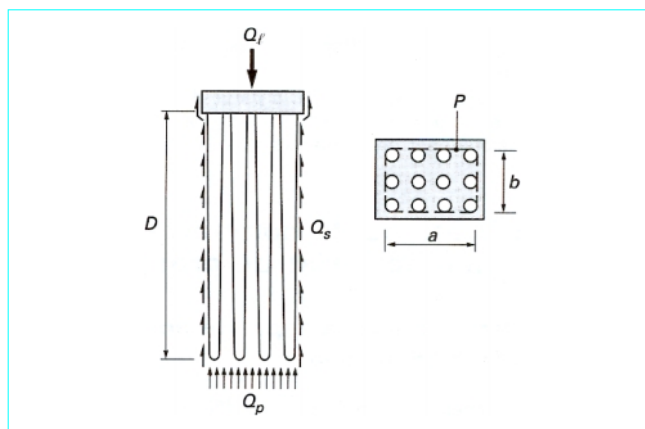


Figure 44 – Fondation massive fictive équivalente à un groupe de pieux

■ Le coefficient d'efficacité est donné par la formule de Converse-Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan B/S}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

avec B diamètre d'un pieu,

S entre-axes,

m et n nombre de lignes et de colonnes du groupe.

■ On peut également appliquer la méthode de la fondation massive fictive (§ 5.1.1.2) au cas où elle conduirait à une réduction notable de la capacité portante du groupe dans le cas d'entre-axes supérieurs à 3 diamètres.

5.1.1.1.2 Cas d'un entre-axes inférieur à 3 diamètres

Dans ce cas, on considère l'ensemble des pieux et le sol qu'ils enserront comme une fondation massive fictive de périmètre P égal à celui du groupe, et de longueur égale à la longueur des pieux (figure 44).

La charge de pointe Q_p et le frottement latéral Q_s sur cette fondation fictive sont déterminés comme indiqué au paragraphe 3 (la surface de pointe est $a \times b$, la surface latérale $P \times D$). La capacité portante Q_e à retenir pour le groupe est alors la plus petite des deux valeurs : capacité portante de la fondation massive fictive et N fois la capacité portante du pieu isolé.

On trouve, en général, qu'il s'agit de la capacité portante de la fondation massive fictive dès que l'entre-axes est inférieur à 3 diamètres.

5.1.1.2 Groupe de pieux dans un sol sans cohésion

Pour une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux, les différentes études qui ont été faites ont abouti aux conclusions suivantes, qui s'appliquent essentiellement pour des pieux refoulant le sol hors de la mise en place.

■ Sables lâches

Pour un petit groupe de pieux courts, on adopte un coefficient d'efficacité variant de 1,5 pour un entre-axes de 2 diamètres, à 1 pour un entre-axes de 4 diamètres.

Pour un groupe important de pieux longs, le coefficient d'efficacité varie de 2 pour un entre-axes de 2 diamètres à 1 pour un entre-axes de 6 diamètres.

■ Sables denses

Le coefficient d'efficacité varie de 0,7 pour un entre-axes de 3 à 6 diamètres à 1 pour un entre-axes de l'ordre de 8 diamètres.

5.1.2 Tassement d'un groupe de pieux (charges verticales)

5.1.2.1 Méthode élastique

Le lecteur pourra se reporter à la référence [24] de la bibliographie.

5.1.2.1.1 Hypothèses principales

- le sol a un comportement élastique ;
- la semelle de liaison ne charge pas le sol.

5.1.2.1.2 Détermination de l'interaction entre deux pieux

■ Pour un **groupe de deux pieux identiques**, chargés identiquement et reliés par une semelle rigide, le tassement d'un pieu s_1 est donné à partir du tassement d'un pieu isolé s_{is} par

$$s_1 = s_{is} (1 + \alpha)$$

α est un facteur d'interaction qui dépend :

- de la position de la base des pieux :
 - pieux entièrement dans la couche homogène d'épaisseur h au-dessus du substratum (pieu flottant),
 - pieux dont la base est dans le substratum ;
- de la rigidité relative pieu-sol : $K = E_p/E$, E_p et E étant respectivement les modules d'élasticité des pieux de section supposée pleine et du sol ;
- du rapport B/S entre le diamètre et l'espacement des pieux ;
- de la longueur du pieu D (rapports D/B et h/D) ;
- du coefficient de Poisson ν du sol.

Des abaques ont été établis pour la détermination de α . La figure 45 donne un exemple d'abaque α_F dans le cas de pieux flottants dans une couche homogène semi-infinie ($h = \infty$) et un exemple d'abaque α_E dans le cas de pieux reposant sur un substratum rigide.

Les cas suivants ont été également traités :

- épaisseur h finie ;
- pieu à base élargie ;
- module d'élasticité du sol variant linéairement avec la profondeur ;
- glissement à l'interface sol-pieu ;
- couche porteuse (substratum) compressible.

■ Si les deux pieux, 1 et 2, sont différents :

$$s_1 = s_{1is} + s_{2is} \alpha_{12}$$

α_{12} : coefficient d'influence du pieu 2 sur le pieu 1 (à calculer avec la longueur et le diamètre du pieu 2).

5.1.2.1.3 Tassement d'un groupe quelconque

On suppose que l'on peut superposer les différents facteurs d'interaction.

■ Cas de N pieux identiques, espacés et chargés identiquement

Si $s_{(1)}$ est le tassement du pieu isolé sous charge unitaire et Q la charge sur chaque pieu, le tassement du groupe est :

$$s_G = s_{(1)} Q \left(1 + \sum_{j=2}^N \alpha_j \right)$$

α_j : coefficient d'interaction pour l'espacement S_j .

Exemple : groupe carré de 4 pieux (figure 46). Chaque pieu est chargé à Q .

Tassement du groupe :

$$s_G = s_{(1)} Q [1 + 2 \alpha_{(S)} + \alpha_{(\sqrt{2} S)}]$$

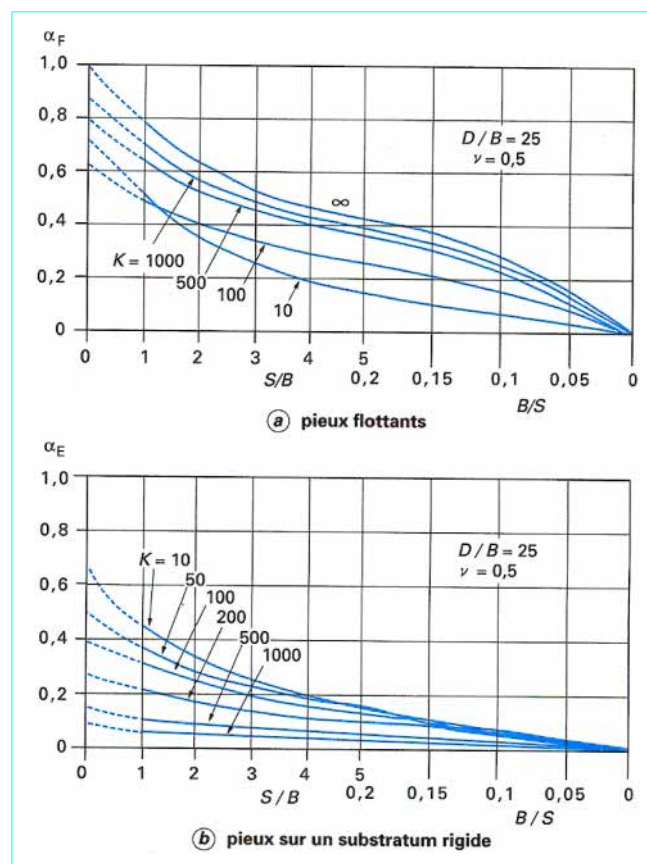


Figure 45 – Coefficients d'interaction α_F et α_E [24]

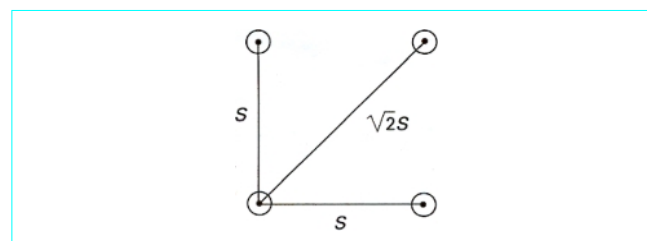


Figure 46 – Groupe de 4 pieux identiques et identiquement chargés

■ Cas de N pieux différents et différemment chargés

Si s_k est le tassement d'un pieu, Q_k la charge sur le même pieu, on a :

$$s_k = s_{(1)k} Q_k + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^N s_{(1)j} Q_j \alpha_{kj}$$

avec :

$$Q_G = \sum_{j=1}^N Q_j$$

On a donc $(N+1)$ équations et $2N$ inconnues : les s_k et les Q_k (les $s_{(1)j}$ sont connus par l'étude du pieu isolé).

Ce système peut être résolu dans deux cas :

- les charges sur les pieux sont identiques : les inconnues restant à déterminer sont les s_k , les charges étant $Q_j = Q_G/N$;
- la semelle de liaison est rigide : les tassements s_k sont identiques : $s_k = s_G$ et les $(N+1)$ inconnues sont s_G et Q_j .

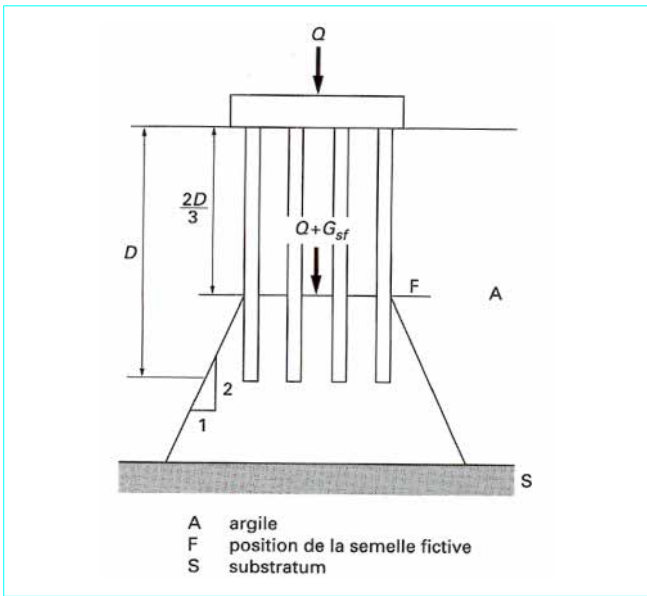


Figure 47 – Calcul du tassement d'un groupe de pieux flottants par la méthode de Terzaghi

5.1.2.2 Méthode empirique de Terzaghi

Terzaghi a proposé la méthode suivante pour prévoir le tassement d'un groupe de pieux flottants, dans l'**argile**. On considère une semelle fictive située aux 2/3 de la longueur des pieux et qui supporte la charge Q appliquée à la semelle de liaison augmentée éventuellement, en fonction du cas de charge envisagé, de tout ou partie du frottement négatif G_{sf} sur les pieux (figure 47).

On calcule le tassement de cette semelle en prenant une répartition des contraintes en profondeur à 1 pour 2.

Le calcul du tassement se fait :

- soit par la méthode œdométrique (cf. chapitre *Compressibilité. Consolidation. Tassement* [C 214] dans cette rubrique), si l'argile est relativement molle et les phénomènes de consolidation importants ;
- soit par la méthode pressiométrique, s'il s'agit d'une argile raide surconsolidée (cf. chapitre *Fondations superficielles* [C 246]).

Dans le cas des **sables**, les tassements sont en général faibles et rapides, et ne posent guère de problème.

Toutefois, dans le cas du pieux flottants dans un **sable lâche**, on pourra, par sécurité, appliquer la méthode de la semelle fictive décrite précédemment (§ 5.1.1.2).

Par ailleurs, si l'on craint un tassement sous la pointe de pieux encastres dans un sol sableux, on peut étudier le tassement du sol sous la pointe en plaçant la semelle fictive au niveau de la pointe.

5.1.3 Modification de la réaction latérale d'un sol pour un groupe de pieux

On ne dispose guère d'études systématiques et précises sur les modifications de la réaction latérale du sol sur le pieu d'un groupe par rapport à cette même réaction latérale sur le pieu isolé.

Deux méthodes sont proposées ci-après : la méthode théorique de Poulos et Davis, basée sur une hypothèse de comportement élastique du sol, et la méthode empirique de Davisson.

5.1.3.1 Méthode élastique

Le lecteur pourra se reporter à la référence [24] de la bibliographie.

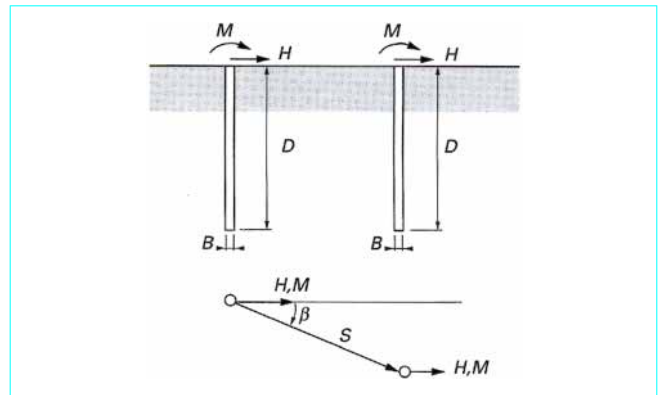


Figure 48 – Groupe de 2 pieux identiques, identiquement sollicités horizontalement

5.1.3.1.1 Hypothèses principales

- le sol a un comportement élastique (module E) ;
- le seul effet d'interaction considéré est le déplacement horizontal.

5.1.3.1.2 Détermination de l'interaction entre deux pieux

Pour un groupe de deux pieux identiques, et identiquement chargés (figure 48), le déplacement horizontal y et la rotation y' de la tête du pieu sont donnés à partir du déplacement y_{is} et de la rotation y'_{is} du pieu isolé par :

$$y = y_{is} (1 + \alpha_y)$$

$$y' = y'_{is} (1 + \alpha_{y'})$$

avec α_y et $\alpha_{y'}$ facteurs d'interaction.

On distingue cinq facteurs d'interaction :

■ pour le déplacement y :

α_{yH} : facteur d'interaction pour le déplacement d'un pieu libre en tête dû à la charge horizontale $T_0 = H$,

α_{yM} : facteur d'interaction pour le déplacement d'un pieu libre en tête dû au moment M ,

α_{yE} : facteur d'interaction pour le déplacement dans le cas du pieu encasté ($y'_E = 0$) ;

■ pour la rotation y' (pieu libre en tête uniquement) :

$\alpha_{y'H}$: facteur d'interaction pour la rotation due à la charge horizontale H ,

$\alpha_{y'M}$: facteur d'interaction pour la rotation due au moment M .

Les effets de charge horizontale H et du moment M sont additifs. On note que $\alpha_{yM} = \alpha_{y'H}$.

Les facteurs d'interaction α dépendent :

- de l'entre-axes des pieux (rapport S/B) ;
- de la longueur des pieux (rapport D/B) ;
- de l'angle β entre la direction de la ligne des pieux et la direction des charges ;
- de la rigidité relative pieu/sol exprimée par :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{ED^4}$$

avec E_p module d'Young,

I_p moment d'inertie du pieu.

L'influence de ν , coefficient de Poisson du sol, est faible.

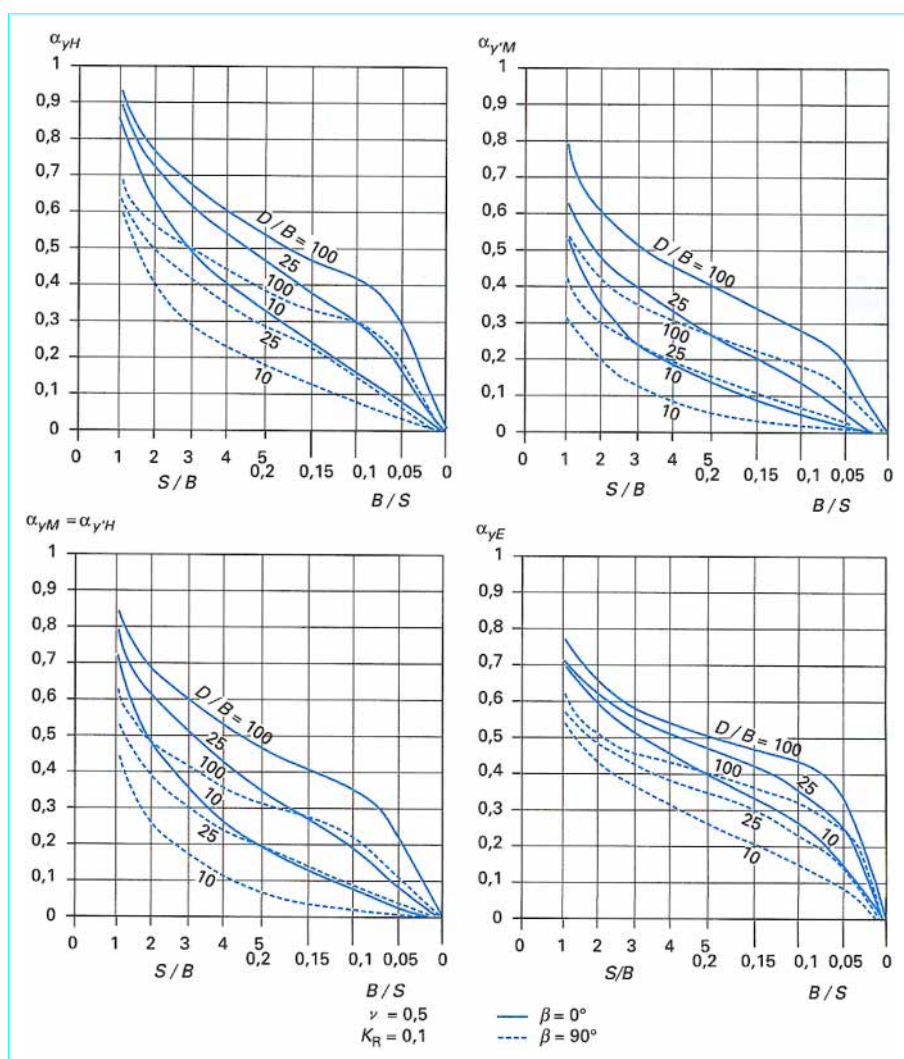


Figure 49 – Abaques pour la détermination de α [24]

Dans le cas où l'on a un sol de module croissant linéairement avec la profondeur :

$$E = N_h z$$

on prend pour K_R :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{N_h D^5}$$

Des exemples d'abaques pour la détermination des facteurs d'interaction α sont donnés figure 49.

5.1.3.1.3 Déplacements et rotations dans le cas d'un groupe de pieux quelconque

On suppose que l'on peut superposer les différents facteurs d'interaction. Les cas suivants peuvent être résolus :

- groupe libre en tête à déplacement uniforme ;
- groupe libre en tête à charge H et/ou moment M égal(e) sur chaque pieu ;
- groupe encastré en tête, à déplacement uniforme.

Exemple : groupe de N pieux identiques, libres en tête et soumis à un effort total H_G .

Pour le pieu k , on a, si y_{1H} est le déplacement du pieu isolé sous une charge unitaire $H = 1$ (y_{1H} connu) :

$$y_k = y_{1H} \left[\sum_{j=1}^N (H_j \cdot \alpha_{yHkj}) + H_k \right]$$

avec $H_G = \sum_{j=1}^N H_j$

On a $(N + 1)$ équations et $2N$ inconnues : les H_j et les y_k .

- Si les charges sont identiques, $H_j = H_G/N$, on obtient les différents y_k .
- Si les déplacements sont identiques, on a $(N + 1)$ inconnues : $y_k = y_G$ et les H_j .

5.1.3.2 Méthode empirique

Davisson [10] a proposé une réduction de 75 % sur le coefficient de réaction k (§ 4.1.1) ($k_g = 0,25 k$) pour un entre-axes de 3 diamètres dans le sens des efforts horizontaux, et une réduction nulle pour un entre-axes de 8 diamètres, avec interpolation linéaire pour les entre-axes intermédiaires. Cela serait valable dès que l'entre-axes dans la direction perpendiculaire aux efforts horizontaux serait supérieur à 2,5 diamètres.

Le fascicule 62, titre V [6], admet que les courbes de réaction d'une fondation isolée (§ 4.5) s'appliquent pour les groupes dont la distance a de nu à nu entre les pieux est supérieure à 2 fois la plus grande dimension B ou L , tant pour la distance dans le sens des efforts que pour la distance dans le sens perpendiculaire aux efforts. Si l'une ou l'autre de ces conditions n'est pas remplie (ou les deux), des règles de réduction à appliquer aux courbes de réaction sont proposées.

5.1.4 Poussées latérales du sol sur un groupe de pieux

Dans la méthode décrite pour le pieu isolé (§ 4.1.3), on a introduit la notion de déplacement du sol libre $g(z)$, qui, dans le cas d'un groupe, doit être entendu comme le déplacement du sol en l'absence du pieu considéré. L'influence des pieux voisins se fait donc sentir à la fois sur $g(z)$ à prendre en compte et sur le module de réaction. En l'état actuel de nos connaissances, cette influence n'est pas quantifiable, et l'on s'en tiendra provisoirement à la règle conservatoire suivante :

- on prendra la déformée du sol libre $g(z)$ pour tous les pieux comme s'ils étaient isolés ;
- on réduira la réaction du sol sous les pieux arrière suivant les règles du fascicule 62, titre V [6] ;
- on tiendra compte du fait que les pieux sont liaisonnés en tête.

5.1.5 Évaluation du frottement négatif maximal pour un groupe de pieux

Le lecteur pourra se reporter à la référence [9] de la bibliographie.

En présence de plusieurs pieux, le phénomène d'accrochage est amplifié, et ce, d'autant plus que les pieux sont plus rapprochés : c'est l'effet de groupe. La somme des efforts de frottement négatif sur un groupe de pieux est, en d'autres termes, inférieure à la somme de ces mêmes efforts calculés comme si chaque pieu était isolé (§ 3.6).

5.1.5.1 Groupe illimité de pieux

Dans le cas d'un groupe illimité de pieux, régulièrement espacés d'un entre-axes S dans une direction et S' dans l'autre, le calcul du frottement négatif sur un pieu est le même que pour le pieu isolé en remplaçant $m(\lambda)$ par $m(\lambda, b)$:

$$m(\lambda, b) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda - \left(1 + \frac{\lambda b}{R}\right) \exp\left(-\lambda \frac{b-R}{R}\right)} \cdot \frac{K \tan \delta}{R} \text{ si } \lambda \neq 0$$

$$\text{et } m(0, b) = \frac{2}{\left(\frac{b}{R}\right)^2 - 1} \cdot \frac{K \tan \delta}{R} \text{ si } \lambda = 0$$

avec $b = \sqrt{SS'}/\pi$

Pour $b \rightarrow \infty$, $m(\lambda, \infty) = m(\lambda)$: c'est le cas du pieu isolé.

Les valeurs de $m(\lambda, b) \frac{R}{K \tan \delta}$ sont données par l'abaque de la figure 50.

L'application de la méthode au cas d'une surcharge uniforme indéfinie q_0 sur un sol homogène de poids volumique déjaugé γ' , d'épaisseur D , conduit à un frottement négatif total :

■ si h_1 (calculé) $< D$

$$G_{sf}(b) = \frac{2 \pi R K \tan \delta}{m(\lambda, b)} q_0 \leq Q_0$$

où $Q_0 = \pi (b^2 - R^2) q_0$ représente la surcharge agissant sur l'aire d'influence.

Dans le cas de l'accrochage maximal :

$$\lambda = 0$$

$$m(0, b) \frac{R}{K \tan \delta} = \frac{2}{\left(\frac{b}{R}\right)^2 - 1}$$

$$G_{sf}(b) = Q_0$$

■ si h_1 (calculé) $> D$

$$G_{sf}(b) = \frac{2 \pi R K \tan \delta}{m(\lambda, b)} [\gamma' D + q_0 - \sigma'_v(D)]$$

Dans le cas d'un sol peu compressible, conduisant à h_2 largement inférieur à h_1 ou à D , $G_{sf}(b)$ est à corriger, pour la partie située dans le sol compressible, par :

$$\frac{G_{sf}(\infty, h_2)}{G_{sf}(\infty, h_1 \text{ ou } D)} < 1$$

avec $G_{sf}(\infty, h)$ frottement négatif pour le pieu supposé isolé, sur une hauteur h (§ 3.6.4).

5.1.5.2 Groupe limité de pieux

Dans le cas d'un groupe limité de pieux (figure 51), les expressions empiriques suivantes permettent de calculer le frottement négatif total G_{sf} s'exerçant sur le pieu, suivant son emplacement au sein du groupe.

■ Cas d'une seule file de pieux : $b = \frac{S}{\sqrt{\pi}}$

Pieux extérieurs :

$$G_{sf}(e) = \frac{1}{3} G_{sf}(b) + \frac{2}{3} G_{sf}(\infty)$$

Pieux intérieurs :

$$G_{sf}(i) = \frac{2}{3} G_{sf}(b) + \frac{1}{3} G_{sf}(\infty)$$

■ Cas de plusieurs files de pieux : $b = \sqrt{\frac{SS'}{\pi}}$

Pieux d'angle :

$$G_{sf}(a) = \frac{7}{12} G_{sf}(b) + \frac{5}{12} G_{sf}(\infty)$$

Pieux extérieurs :

$$G_{sf}(e) = \frac{5}{6} G_{sf}(b) + \frac{1}{6} G_{sf}(\infty)$$

Pieux intérieurs :

$$G_{sf}(i) = G_{sf}(b)$$

avec $G_{sf}(\infty)$ valeur du frottement négatif total, calculé pour un pieu supposé isolé (§ 3.6),

$G_{sf}(b)$ valeur du frottement négatif total calculé pour un pieu supposé au sein d'un groupe illimité (§ 5.1.5.1).

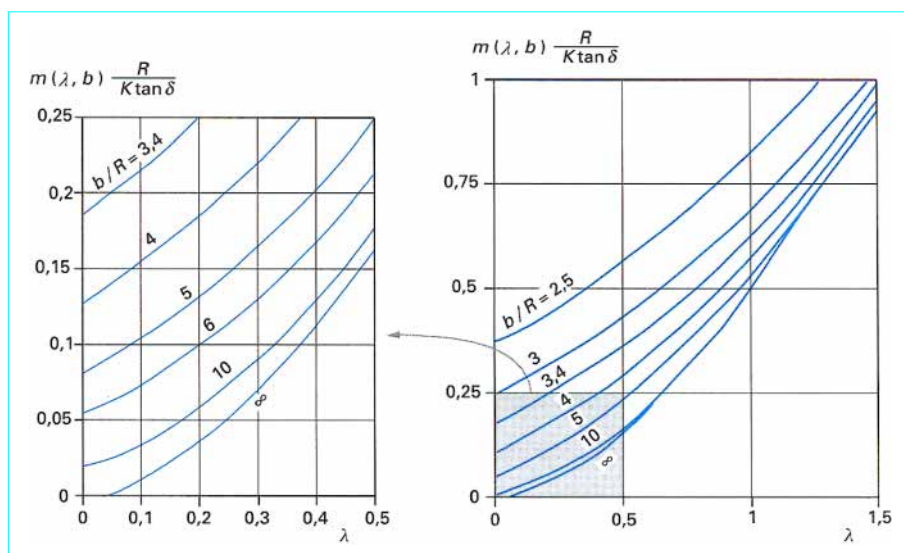


Figure 50 – Abaque pour la détermination de $m(\lambda, b) \frac{R}{K \tan \delta}$ [9]

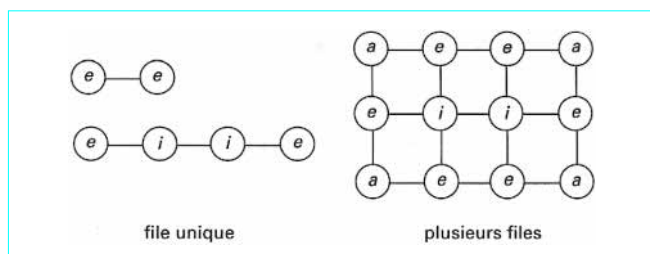


Figure 51 – Groupes limités de pieux

Remarques

- On applique, dans le cas d'un sol peu compressible, à $G_{sf}(a)$, $G_{sf}(e)$ et $G_{sf}(i)$ le même facteur de réduction que pour un groupe illimité de pieux (§ 5.1.5.1).
- Dans le cas très fréquent où le groupe de pieux est supposé liaisonné en tête par un chevêtre rigide, ce qui provoque vraisemblablement une uniformisation du frottement négatif, on applique à chaque pieu la moyenne par pieu du frottement négatif total obtenu pour l'ensemble du groupe.

5.2 Calcul général des efforts et des déplacements d'un groupe de pieux

5.2.1 Présentation générale

Considérons un groupe de pieux, verticaux et inclinés, reliés par une semelle rigide (indéformable). Au niveau de la base de la semelle, on fait figurer les traces des pieux, leur barycentre O et leurs axes principaux d'inertie $x'x'$ et $y'y'$ (figure 52).

Les éléments de réduction du système de charges appliquées à la semelle, rapportés au repère $Oxyz$, comprennent :

- une composante verticale Q_v , généralement prépondérante, sauf dans certains ouvrages particuliers (ducs-d'Albe, par exemple) ;
- une composante horizontale Q_h , décomposée éventuellement en Q_{hx} , Q_{hy} suivant Ox , Oy ;

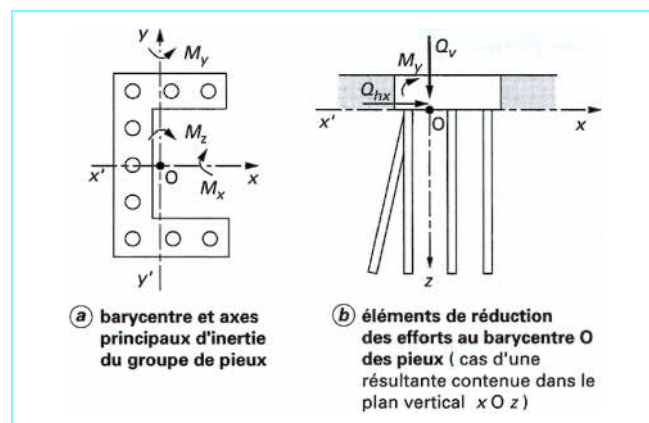


Figure 52 – Groupe de pieux

- un moment M d'axe horizontal dont les composantes sont :

$$M_x = \pm Q_v y_0 \text{ et } M_y = \pm Q_v x_0$$

si x_0 et y_0 sont les coordonnées du point de passage de la résultante des efforts sur la base de la semelle ;

- éventuellement, un moment de torsion M_z si la composante horizontale des efforts ne passe pas par O ; ce moment est souvent considéré comme nul.

Un programme de calcul tel le programme GOUPIIL [11] permet de calculer les efforts (6 composantes) et les déplacements (6 composantes) en tous points de l'axe de chaque pieu. Comme pour le programme PILATE (§ 4.3.2), le pieu et le sol environnant sont découpés en n tranches horizontales. Les caractéristiques moyennes du sol et du pieu dans une tranche donnée s'appliquent à l'ensemble de la tranche.

Les principales hypothèses du programme de calcul sont les suivantes :

- 1) les pieux sont liés par un chevêtre indéformable en un point duquel on applique les six composantes des efforts ;
- 2) il y a un découplage entre chaque type de sollicitation : flexion, compression, torsion ; les lois de réaction du sol pour les différents types de sollicitations sont données ci-après (§ 5.2.2) ;

3) le programme permet d'introduire des effets de groupe par pondération de ces lois de réaction du sol ;

4) un certain nombre de conditions de liaison pieu-chevêtre, en tête, sont possibles ; on peut de même imposer différentes conditions en pointe ; elles sont explicitées ci-après.

5.2.2 Lois de réaction du sol

■ Réaction latérale

Elle est du type (figure 53) :

$$P = f_1 [y(z) - g(z)]$$

avec P charge par unité de longueur,
 $y(z)$ déplacement horizontal du pieu,
 $g(z)$ déplacement horizontal du sol libre.

La fonction f_1 est une fonction linéaire par morceaux (cf. figure 35).

Cette loi peut être appliquée, éventuellement, suivant Ox et Oy .

■ Réaction axiale

Elle est du type (figure 54) :

$$Q = f_2 [s(z) - h(z)]$$

avec Q charge tangentielle par unité de longueur,
 $s(z)$ déplacement vertical du pieu,
 $h(z)$ déplacement libre du sol.

La fonction f_2 est une fonction linéaire par morceaux du type de celle donnée sur la figure 24.

Cette loi permet de tenir compte à la fois, suivant les cas de charges considérés, du frottement et du frottement négatif.

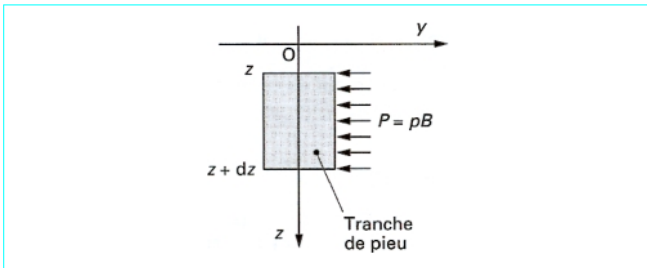


Figure 53 – Réaction latérale du sol

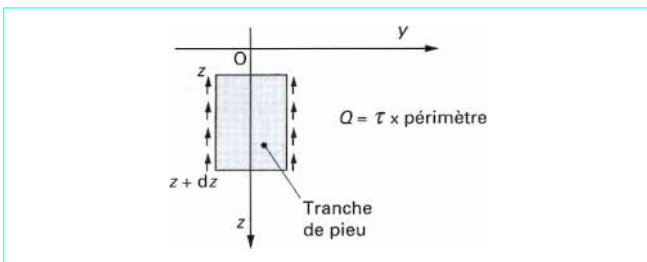


Figure 54 – Réaction axiale du sol

■ Réaction du sol à la torsion du pieu

Elle n'est pas prise en compte, actuellement. La reprise d'éventuels efforts de torsion est assurée par l'encastrement de la pointe vis-à-vis de la torsion.

■ Réaction en pointe

On considère des courbes reliant :

- l'effort tranchant au déplacement latéral, le moment à la rotation de la pointe ; de telles courbes sont données sur la figure 40 ;
- la charge axiale en pointe au déplacement axial de la pointe (figure 24).

On considère toujours des fonctions linéaires par morceaux. Par ailleurs, les composantes du déplacement libre du sol peuvent être prises en compte.

5.2.3 Conditions aux limites en tête et en pointe des pieux

On peut choisir entre les conditions suivantes.

5.2.3.1 Conditions en tête

■ Pieu encastré dans le chevêtre :

- déplacement et rotation du pieu égaux à ceux du chevêtre.

■ Pieu articulé dans le chevêtre :

- moment nul ;
- déplacement du pieu égal au déplacement du chevêtre.

■ Liaison élastique en rotation :

- moment proportionnel à la différence des rotations entre le pieu et le chevêtre ;
- déplacement du pieu égal au déplacement du chevêtre.

5.2.3.2 Conditions en pointe

■ Encastrement :

- déplacement et rotation nuls.

■ Pieu libre :

- efforts nuls.

■ Articulation :

- moment et déplacement nuls.

■ **Courbes de réaction** liant les composantes des efforts et les composantes correspondantes des déplacements (cf. réaction en pointe, § 5.2.2).

5.3 Répartition des efforts sur les pieux d'un groupe. Cas simplifiés

5.3.1 Hypothèses simplificatrices

Lorsque l'on ne dispose pas de programme de calcul permettant de tenir compte de l'ensemble des aspects du comportement du groupe de pieux tel que le programme décrit ci-avant, on peut faire un calcul avec les simplifications suivantes.

■ **Les charges latérales (efforts tranchant, moment) sont uniformément réparties sur les pieux.** Chaque pieu est étudié comme un pieu unique avec les indications données aux paragraphes 5.1.3 et 5.1.4 quant à la modification de la réaction latérale et la prise en compte des poussées latérales. On tiendra compte, bien sûr, des pondérations éventuelles en fonction des combinaisons d'actions envisagées.

■ Les charges verticales et les charges latérales appliquées au che-
vêtre sont transmises aux pieux du groupe sous forme de charges
axiales calculées avec les hypothèses suivantes :

- la semelle de couronnement est infiniment rigide ;
- les têtes des pieux sont articulées sur la semelle ;
- les pieux sont des poteaux élastiques ;
- les pointes des pieux reposent sur un sol indéformable et y
sont liées par des articulations fixes.

5.3.2 Cas d'une fondation isostatique à deux dimensions

C'est le cas où les efforts résultants sont dans le plan vertical pas-
sant par l'axe principal d'inertie du groupe de pieux et où, dans
chaque file, les pieux sont identiques et inclinés de la même façon.
Il suffit donc de déterminer les efforts pour l'ensemble de la file.

Une telle fondation isostatique comporte :

- soit deux files de pieux verticaux, si la résultante est verticale
(figure 55a) ;
- soit trois files de pieux, dont une inclinée, si la résultante est
inclinée (figure 55b).

Les seules équations de la statique permettent de déterminer les
efforts dans les différentes files, la direction axiale de ces efforts
étant connue.

5.3.3 Cas d'une fondation hyperstatique

Dans le cas général d'un groupe de pieux quelconque, la charge
dans un pieu est calculée à partir de sa déformation (résultant du
déplacement de la semelle) et de son module. On écrit ensuite que
la somme des charges appliquées aux différents pieux est égale à
la charge appliquée à la semelle.

La solution est relativement simple dans le cas où les pieux sont
tous verticaux ($Q_h = 0$) et identiques. Si x_i et y_i sont les coordon-
nées d'un pieu, et si l'on a N pieux, la charge verticale supportée
par ce pieu est donnée par :

$$F_i = \frac{Q_v}{N} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{j=1}^N (x_j)^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{j=1}^N (y_j)^2}$$

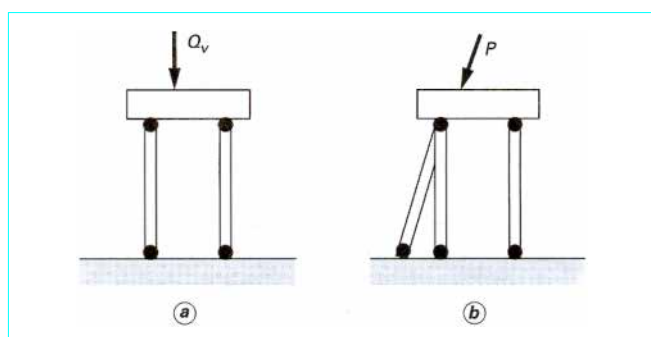


Figure 55 – Fondations isostatiques à deux dimensions

6. Justifications d'une fondation sur pieux

6.1 États-limites à considérer

Le lecteur pourra se reporter à la référence [6] de la bibliographie.

Les états-limites à considérer concernent :

- le sol ;
- les matériaux constitutifs des pieux de la fondation ;
- le cas échéant, des déplacements dont le dépassement pourrait
nuire au bon comportement de la structure portée.

En ce qui concerne les états-limites de mobilisation du sol, il est
à noter que les justifications requises concernent uniquement la
charge axiale dans chaque pieu.

En ce qui concerne les efforts latéraux sur chaque pieu, la sécurité
vis-à-vis du sol est assurée par le choix des courbes de réaction
(§ 4.5).

6.2 États-limites de mobilisation du sol

Le lecteur pourra se reporter à la référence [6] de la bibliographie.

6.2.1 États-limites de mobilisation de la capacité portante

6.2.1.1 Cas du pieu isolé

La charge axiale Q appliquée sur le pieu considéré doit être
comprise entre les limites suivantes :

Q_{max} : valeur maximale autorisée pour Q , en compression ;

Q_{min} : valeur minimale autorisée pour Q , en arrachement (on lui
donne un signe négatif).

La valeur de Q à prendre en compte dépend de la combinaison
d'actions considérée (§ 2.2). Les valeurs de Q_{max} et Q_{min} , à
l'état-limite ultime et à l'état-limite de service, suivant les combi-
naisons d'actions considérées, sont données dans le tableau 9 dans
lequel Q_c et Q_ℓ sont respectivement la charge de fluage et la charge
limite en compression. Q_s est la charge limite correspondant au seul
frottement latéral.

Tableau 9 – Détermination de Q_{max} et Q_{min} [6]

	Pieux		Micropieux	
	Q_{min}	Q_{max}	Q_{min}	Q_{max}
États-limites ultimes				
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_s}{1,40}$	$\frac{Q_\ell}{1,40}$	$-\frac{Q_s}{1,40}$	$\frac{Q_\ell}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_s}{1,30}$	$\frac{Q_\ell}{1,20}$	$-\frac{Q_s}{1,20}$	$\frac{Q_\ell}{1,20}$
États-limites de service				
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{cT}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,10}$	$-\frac{Q_{cT}}{1,10}$	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaisons quasi permanentes	0	$\frac{Q_c}{1,40}$	$-\frac{Q_{cT}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,40}$

La charge limite en arrachement est donc : $-Q_s$
 et la charge de fluage en arrachement est : $-Q_{cT} = -Q_s/1,5$.

Dans le cas des **micropieux**, la résistance de pointe est généralement négligée et les valeurs Q_{min} sont différentes (tableau 9) [6].

6.2.1.2 Cas d'un groupe de pieux

■ On vérifie que, pour chaque combinaison d'actions, pour un groupe de N pieux :

$$\sum_{j=1}^N Q_j \leq C_e N Q_{max}$$

avec Q_j charge axiale sur le pieu n° j ,
 C_e coefficient d'efficacité (§ 5.1.1),
 Q_{max} charge maximale en compression admise pour le pieu isolé (tableau 9).

■ On vérifie également la fondation massive fictive équivalente (figure 44) au groupe de pieux en lui appliquant, pour chaque combinaison d'actions, les règles indiquées ci-avant pour le pieu unique.

Le fascicule 62, titre V, [6] préconise de vérifier l'état-limite de mobilisation du sol, en utilisant le coefficient d'efficacité C_e suivant :

- groupe de pieux sur un sol très résistant : $C_e = 1$,
 - groupe de pieux fichés dans un sol homogène :
 - *sols cohérents* : plus faible estimation de la méthode de la fondation massive fictive et de : $C_e = 1$ pour $S > 3 B$
 $C_e = 0,25 (1 + S/B)$ pour $1 \leq S/B \leq 3$;
 - *sols frottants* :
 - pieux ne refoulant pas le sol : plus faible estimation de la méthode de la fondation massive fictive et de l'application de la formule de Converse-Labarre (§ 5.1.1.1),
 - pieux refoulant le sol dans des sables lâches ou moyennement compacts : $C_e = 1$,
 - pieux refoulant le sol dans des sables compacts : on retient pour C_e la même valeur que pour les pieux ne refoulant pas le sol.
- Pour le comportement global de la fondation, le fascicule 62, titre V, [6] retient la méthode de la fondation massive fictive.

6.2.2 État-limite ultime de stabilité d'ensemble

Cet état-limite correspond à la formation d'une surface de rupture (C) dans le sol, se traduisant par la perte d'équilibre de la masse de sol et de la partie de la structure situées au-dessus de cette surface de rupture (figure 7). L'étude de cet état-limite relève des méthodes générales d'étude de stabilité des pentes. On doit y porter une attention particulière :

- pour les fondations sur terrains en pente ;
- pour les fondations de soutènements sur des sols de caractéristiques médiocres (cas de la figure 7).

Les combinaisons d'actions à envisager, selon le fascicule 62, titre V [6], sont données au paragraphe 2.2.1.3.

6.3 États-limites concernant les matériaux constitutifs des pieux

On rappellera ici les principales règles admises, sans détailler les justifications qui relèvent essentiellement des calculs de structures (règles BAEL pour les pieux en béton armé [25], cf. chapitres spécialisés dans ce traité [C 2 314] ; règles du fascicule 61, titre V, du CCTG, relatif à la conception et au calcul des constructions métalliques pour les pieux métalliques [5]).

6.3.1 Pieux en béton armé

6.3.1.1 Résistance à la compression du béton

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, f_{c28} .

Les calculs justificatifs des pieux sont conduits à partir d'une résistance conventionnelle du béton, notée f_c , par application de la formule suivante :

$$f_c = \frac{\inf \{f_{cj} ; f_{c28} ; f_{cmax}\}}{k_1 \cdot k_2}$$

avec f_{cj} résistance caractéristique à la compression à j jours ($j \leq 28$). En première approximation, on peut prendre :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \lg(j + 1),$$

f_{cmax} et k_1 donnés par le tableau 10,
 k_1 coefficient qui tient compte du mode de mise en place dans le sol ainsi que des variations possibles des sections, selon le procédé d'exécution adopté,
 k_2 coefficient qui tient compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de la fondation.

La valeur de k_2 est égale à 1 dans tous les cas, sauf lorsqu'il s'agit de pieux ou barrettes appartenant au groupe B, pour lesquels on prendra les valeurs suivantes :

- pieux dont le rapport du plus petit diamètre d à la longueur est inférieur à $1/20^e$ 1,05 ;
 - pieux dont le plus petit diamètre d est inférieur à 0,60 m 1,30 - $d/2$;
 - pieux réunissant ces deux dernières conditions... 1,35 - $d/2$;
 - autres 1
- (d en mètres).

6.3.1.2 Résistance à la traction du béton

La résistance caractéristique f_{tj} à la traction à considérer est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_c \text{ (en MPa)}$$

6.3.1.3 Module du béton (déformations longitudinales)

On peut prendre à j jours :

- module instantané : $E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_c}$ (en MPa) ;
- module différé : $E_{vj} = 3\,700 \sqrt[3]{f_c}$ (en MPa).

6.3.1.4 Aciers pour béton armé

Ils sont caractérisés par la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . L'article A.2.2 des règles BAEL est entièrement applicable.

6.3.1.5 Justifications

■ États-limites de service

Les hypothèses de calcul sont celles définies à l'article A 4.5.2 des règles BAEL.

● **État-limite de compression du béton** : la contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_c$.

La contrainte moyenne de compression du béton sur la seule section comprimée de celui-ci est limitée à $0,3 f_c$.

● **État-limite de fissuration** : la contrainte de traction des armatures est limitée dans tous les cas à $2/3 f_e$, lorsque la fissuration est considérée comme peu nuisible.

■ États-limites ultimes de résistance

● **Justification vis-à-vis des sollicitations normales** : les justifications sont conduites en conformité avec les articles A.4.3.1 à A.4.3.4 des règles BAEL. Cependant, dans le calcul de l'ordonnée du palier

Tableau 10 – Valeurs de $f_{c\max}$ et de k_1 [6]

GROUPE A	$f_{c\max}$	k_1
Semelles superficielles et radiers	$f_{c\ 28}$	1,00
Pieux ou parois préfabriqués mis en place dans un forage	$f_{c\ 28}$	1,00
Pieux tubulaires précontraints	30 MPa	1,15
Pieux préfabriqués battus en béton armé	30 MPa	1,15
Puits avec béton vibré	$f_{c\ 28}$	1,00
Puits avec béton non vibré	$f_{c\ 28}$	1,20
GROUPE B		
Pieux battus pilonnés (1)	25 MPa	1,20
Pieux battus moulés	25 MPa	1,20
Pieux et barrettes forés simples	25 MPa	1,20
Pieux forés tubés : – bétonnés à sec	25 MPa	1,10
– bétonnés sous l'eau	25 MPa	1,20
Pieux forés à la tarière creuse (1) : – type 1	25 MPa	1,50
– type 2	25 MPa	1,20
– type 3	25 MPa	1,05
Pieux et barrettes bétonnés sous boue, parois moulées	25 MPa	1,20

(1) Les pieux battus pilonnés et les pieux forés à la tarière creuse de type 1 ne peuvent être utilisés pour les fondations des ponts.
Les pieux forés à la tarière creuse de types 2 et 3 peuvent être autorisés pour les fondations des ponts sous certaines conditions.

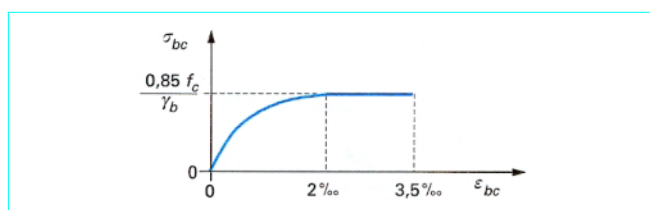


Figure 56 – Courbe contraintes-déformations pour le béton

horizontal du diagramme déformations-contraintes du béton (figure 56), on devra substituer à la résistance caractéristique $f_{c,j}$ de ce dernier la résistance de calcul f_c telle qu'elle est définie au paragraphe 6.3.1.1. L'expression de σ_{bc} prend alors la forme :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_c}{\gamma_b}$$

Le coefficient γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

● **Justification vis-à-vis des sollicitations tangentés** : les justifications sont conduites en conformité avec les articles A.5.1.1 et A.5.1.2 des règles BAEL, en substituant à la résistance caractéristique $f_{c,j}$ du béton sa résistance de calcul f_c définie au paragraphe 6.3.1.1.

Pour les pieux circulaires, la contrainte tangente τ_u sera prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{1,4 V_u}{b_0 d}$$

avec b_0 diamètre du pieu,

d distance entre la fibre la plus comprimée et l'armature la plus tendue,

V_u valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état-limite ultime.

6.3.2 Pieux métalliques

6.3.2.1 Caractères des matériaux

La loi de comportement est supposée élastique et linéaire dans le domaine des contraintes admises, conformément au fascicule 61, titre V du CCTG [5].

6.3.2.2 Justifications

Les calculs justificatifs sont conduits suivant les principes énoncés aux articles 13 et 14 du fascicule 61, titre V, en ne tenant compte toutefois que de la section d'acier réduite par corrosion, conformément aux indications du paragraphe 6.3.2.3 ci-après, et en limitant la contrainte normale à $0,8 \sigma_e$ pour les combinaisons fondamentales et à σ_e pour les combinaisons accidentelles.

6.3.2.3 Épaisseur d'acier neutralisée par corrosion

Les calculs justificatifs sont conduits en ne tenant compte que de la section d'acier réduite par corrosion, c'est-à-dire en neutralisant une certaine épaisseur de métal sur l'ensemble du périmètre de la section étudiée.

Le tableau 11 donne des valeurs moyennes du taux de corrosion, que l'on pourra adopter en l'absence d'études spécifiques (acier nu).

Tableau 11 – Taux de corrosion des aciers.
Diminution d'épaisseur suivant la durée d'exposition
(en mm) [6]

	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Sols ou remblais peu corrosifs	0,25	0,60	0,70	0,80
Sols ou remblais moyennement corrosifs	1,00	1,60	2,00	2,50
Sols ou remblais fortement corrosifs	2,50	4,00	5,00	6,00

Remarques

■ L'épaisseur d'acier neutralisée par corrosion sera calculée, en règle générale, pour les ouvrages d'art, en considérant une durée de service de 100 ans.

■ Pour les pieux tubulaires, ainsi que pour les micropieux constitués d'éléments tubulaires, il ne sera pas tenu compte d'une corrosion sur la face intérieure des tubes, sous réserve que ceux-ci soient entièrement remplis de béton, de mortier ou de coulis de ciment.

■ On pourra admettre qu'un enrobage de mortier ou de coulis de ciment approprié peut constituer une protection efficace si les dispositions prévues permettent de garantir un enrobage minimal continu de 5 cm, et que le mortier ou le coulis mis en œuvre est dosé à plus de 500 kg/m³, avec un rapport eau/ciment inférieur à 0,5.

6.3.3 État-limite ultime de stabilité de forme

Il s'agit essentiellement du risque de flambement des pieux. La justification d'un pieu vis-à-vis de l'état-limite de stabilité de forme n'est à envisager que dans des cas particuliers tels que :

— fondations sur pieux présentant une grande hauteur libre, cette situation pouvant découler de la conception même de la fondation ou être liée à un affouillement ;

— fondations sur pieux de faible inertie (par exemple, micropieux) traversant des hauteurs importantes de terrains de faibles caractéristiques mécaniques.

En général, ce n'est pas la seule stabilité des pieux qui est analysée, mais la stabilité d'ensemble de la fondation et, éventuellement, de tout ou partie de la structure qu'elle porte.

6.4 État-limite de déplacement

Lorsqu'un état-limite de déplacement est exigé par la structure portée, les calculs seront effectués en considérant les combinaisons fréquentes (§ 2.2.2.2).

7. Dispositions constructives et marche à suivre

Il est difficile de donner des recommandations permettant, lors d'une étude de fondations sur pieux, de faire des choix en toute connaissance de cause. Ces recommandations diffèrent, en effet, suivant le type d'ouvrage que doit supporter la fondation :

- ouvrages terrestres, fluviaux, maritimes ;
- ponts, bâtiments, quais, ouvrages d'accostage ;
- ouvrages provisoires ou définitifs ;
- ouvrages à charges verticales prépondérantes, à charges horizontales prépondérantes.

Elles diffèrent également suivant l'importance de l'ouvrage et des charges qu'il applique sur la fondation.

On s'en tiendra donc ici à quelques règles générales s'appliquant à la majorité des ouvrages sur pieux.

7.1 Types de pieux

Le choix précis du type de pieux n'est généralement pas fait au niveau de l'étude de fondations. C'est le plus souvent l'entreprise qui propose une technologie particulière à partir de critères qui peuvent être :

- les orientations définies dans le dossier de consultations des entreprises (DCE) ;
- les habitudes locales ou liées au type d'ouvrage considéré (ouvrages terrestres, maritimes, etc.) ;
- le matériel dont dispose l'entreprise ;
- le coût.

Les grandes orientations définies explicitement ou non dans le dossier de consultation (DCE) :

- pieux, puits ou barrettes ;
- pieux métalliques ou pieux en béton ;
- pieux en béton battus, foncés, battus moulés, forés, etc., sont liées aux conditions de site et aux caractéristiques de l'ouvrage :

- configuration du site : site terrestre ou aquatique,
- nature des sols, géométrie des couches et du substratum,
- circulation d'eau, agressivité des eaux ou des terrains.

Ces conditions sont précisées dans l'étude géotechnique jointe au DCE.

Des considérations plus précises concernant, par exemple, la surface en contact avec le sol ou le type de pointe, qui influent sur le frottement latéral, le frottement négatif ou la résistance de pointe peuvent, mais plus rarement, intervenir au niveau du choix du type de pieux.

Il est recommandé de choisir le même type de pieux pour l'ensemble d'une fondation.

7.2 Dimensions. Inclinaison**■ Diamètre (ou largeur)**

Les gros pieux forés ($B \geq 1,00$ m) sont, en règle générale, réservés aux grands ouvrages.

Les pieux forés, non tubés sur toute leur longueur, ainsi que les barrettes, ont une dimension transversale minimale de 0,60 m. Pour les ponts-routes, il est recommandé de ne pas descendre au-dessous de 0,80 m.

Les petits pieux, battus ou forés, ne sont adaptés qu'aux ouvrages à réactions d'appuis modestes.

Le choix du diamètre peut être lié, également, à l'importance des efforts horizontaux à reprendre.

Si les efforts horizontaux sont faibles, les pieux de faible diamètre ($B \leq 0,60$ m) peuvent convenir, quitte à les incliner, alors que les pieux de diamètre moyen (0,60 à 0,80 m) ou fort ($B \geq 0,80$ m) auront rarement besoin d'être inclinés et travailleront en réaction latérale.

Si les efforts horizontaux sont importants, il faut exclure les pieux de petit diamètre, incliner le plus souvent les pieux de diamètre moyen ou, mieux, utiliser des pieux de gros diamètre verticaux ou des barrettes.

Le choix du diamètre du pieu, enfin, peut être également conditionné par sa longueur (problème de flambement, par exemple).

■ Longueur

La longueur des pieux dépend :

- de l'épaisseur des couches de sol résistantes devant être traversées par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant (dans le cas des pieux flottants, notamment) ;
- de la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu dans le substratum, si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

■ Inclinaison

La seule limite à l'inclinaison, quels que soient le diamètre et le type de pieu (battu ou exécuté en place), est imposée par le matériel d'exécution. Actuellement, on ne dépasse guère une inclinaison de 20°, mais cette limite n'est pas figée.

7.3 Disposition en plan des pieux d'un groupe

La disposition en plan des pieux d'une même fondation doit permettre :

- d'assurer une répartition la plus homogène possible des charges axiales entre les différents pieux, sous combinaisons d'actions quasi permanentes ;
- d'assurer le centrage du groupe de pieux sous les parties de la structure qui transmettent les sollicitations à la fondation.

■ Espacement

L'espacement minimal de deux pieux doit être de $1,5B$ (soit un entre-axes minimal de $2,5B$), et cela pour des questions d'exécution. Bien qu'il n'y ait pas d'espacement maximal à respecter, il faut éviter une distance entre pieux trop importante qui conduit à une force épaisseur de la semelle de liaison.

7.4 Recommandation particulière pour les pieux exécutés en place et les barrettes

Les pieux exécutés en place et les barrettes sont en général armés sur toute leur hauteur. Ils doivent être dimensionnés et ferrillés pour résister aux efforts de compression (ou de traction), de flexion et de cisaillement.

Le bétonnage et la disposition des armatures doivent satisfaire aux règles de l'art [19].

7.5 Contrôle des pieux exécutés en place et des barrettes

Ces contrôles ont pour but de s'assurer de la qualité du béton du fût et de celle du contact en pointe entre le béton et le sol.

Ces contrôles utilisent différents moyens :

■ les méthodes d'auscultation :

- auscultation par écho d'impulsions mécaniques ;
- auscultation sonique en transparence ;
- auscultation gammamétrie en transparence ;
- méthode de l'impédance mécanique.

■ le carottage :

- carottage de la pointe du pieu ;
- carottage du fût du pieu.

■ la caméra miniature de télévision

Certaines de ces méthodes nécessitent la mise en place préalable de tubes de réservation liés aux cages d'armatures.

Suivant l'importance de l'ouvrage, l'ensemble des pieux ou seulement une partie d'entre eux seront contrôlés.

Les recommandations concernant ces contrôles ainsi que les méthodes utilisables sont détaillées dans le document [19].

Notons que l'analyse de la propagation des ondes provoquées par un choc en tête d'un pieu (§ 3.5.1.2) peut donner des indications intéressantes sur l'état du béton ou du contact entre la pointe et le sol.

7.6 Marche à suivre pour une étude de fondations profondes

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux ne peut s'effectuer que par tâtonnements. On part d'un avant-projet établi de façon plus ou moins empirique : c'est le prédimensionnement. On le soumet ensuite aux vérifications nécessaires. Si une ou plusieurs conditions ne sont pas satisfaites, on reprend le projet. Ce processus est répété jusqu'à l'obtention d'une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage.

On peut schématiser les étapes de l'étude de la façon suivante :

- 1) on obtient une première estimation du nombre de pieux, en divisant la charge verticale par la charge maximale que peut supporter le pieu, et cela à l'état-limite et sous les combinaisons d'actions les plus défavorables ;
- 2) on dispose ces pieux le plus judicieusement possible sous la semelle ;
- 3) on examine ensuite la reprise de l'effort de flexion moyen par un pieu du groupe supposé isolé ;
- 4) pour affiner le projet, on détermine, par un calcul général, la répartition des efforts axiaux et des efforts de flexion sur les pieux du groupe ;
- 5) on vérifie alors pour les différentes combinaisons d'actions que :
 - la charge axiale sur chaque pieu reste inférieure à la charge admissible, éventuellement modifiée pour tenir compte de l'effet de groupe,
 - les déplacements horizontaux sont admissibles pour la structure,
 - le dimensionnement des pieux (béton, armatures, acier, etc.) est convenable pour résister aux efforts internes qu'ils supportent ;
- 6) on modifie la composition ou la disposition du groupe de pieux en fonction de la non-vérification de certains des points envisagés ci-avant et l'on reprend les différentes vérifications.

En tout état de cause, les problèmes posés par le comportement des pieux, sous différentes natures de charges, sont complexes, et il n'est pas possible de définir une méthode simple et précise de dimensionnement d'une fondation sur pieux. Il ne faut pas non plus perdre de vue qu'un projet de fondation, au-delà de la confrontation des charges apportées par la superstructure aux propriétés mécaniques du site, doit tenir compte des problèmes posés par l'exécution. Pour des ouvrages importants ou lorsqu'apparaissent des conditions de charge, de site, de configuration ou d'exécution délicates, on ne peut se passer de faire appel à un spécialiste de fondations.

Fondations profondes

par **Roger FRANK**

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées

Docteur-Ingénieur, Docteur ès Sciences Physiques

Directeur du Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES)

Professeur adjoint de Mécanique des Sols à l'École Nationale des Ponts et Chaussées

Ce chapitre est une refonte de la précédente édition rédigée par François Bourges et Roger Frank.

Bibliographie

- [1] 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).
- [2] BAGUELIN (F.), JÉZÉQUEL (J.F.) et SHIELDS (D.H.). – *The pressuremeter and foundation engineering*. 617 p., Trans. Tech. Publications, Clausthal (RFA) (1978).
- [3] BOURGES (F.), FRANK (R.) et MIEUSENS (C.). – *Calcul des efforts et des déplacements engendrés par des poussées latérales de sol sur les pieux*. Note Technique du Département Sols et Fondations, Labo. Cent. des P. et Ch., Paris, 17 p. (1980).
- [4] 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), n° 113, p. 83-108, mai-juin 1981.
- [5] *Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art*. Cahier des clauses techniques générales, fasc. 61. Ministère de l'Équipement et du Logement 335 p. (1970).
- [6] *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, n° 93-3, 182 p. (1993).
- [7] CORTÉ (J.F.). – *Interprétation des signaux transitoires recueillis lors du battage des pieux. Justification théorique et intérêt pratique*. Bull. Liaison Labo P. et Ch. (F) n° 145, p. 13-20, sept.-oct. 1986.
- [8] CORTÉ (J.F.) et LEPERT (P.). – *Résistance latérale des pieux pendant le battage et les essais dynamiques de pieux*. Rapport des Laboratoires, n° GT-19 p. 27-42, Labo. Cent. des P. et Ch. Paris déc. 1986.
- [9] COMBARIEU (O.). – *Frottement négatif sur les pieux*. Rapport de Recherche LPC n° 136, Labo Cent. des P. et Ch. Paris 151 p., oct. 1985.
- [10] DAVISSON (M.T.). – *Lateral load capacity of piles*. Highway Research Record (USA) n° 333, p. 104-12 (1970).
- [11] DEGNY (E.) et ROMAGNY (J.C.). – *Présentation du programme de calcul général des groupes de pieux GOUPI*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch. (F), n° 162, p. 3-12, juil.- août 1989.
- [12] *Fondations profondes pour le bâtiment*. Norme expérimentale P 11-212, AFNOR Paris 72 p. (DTU n° 13.2 CSTB), sept. 1992.
- [13] FRANK (R.) et KUTNIAK (M.). – *Étude de pieux soumis à des poussées latérales par la méthode du module de réaction*. Rapport de Recherche LPC n° 107, Labo. Cent. des P. et Ch. Paris 70 p., déc. 1981.
- [14] FRANK (R.) et ZHAO (S.R.). – *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins*. Bull. Liaison Labo P. et Ch. n° 119, p. 17-24, mai-juin 1982.
- [15] FRANK (R.). – *Études théoriques de fondations profondes et d'essais en place par autoforage dans les Laboratoires des Ponts et Chaussées et résultats pratiques (1972-1983)*. Rapport de recherche LPC n° 128, Labo. Cent. des P. et Ch. Paris, 95 p., juin 1984.
- [16] *Instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions*. Circulaire n° 79-25. Ministère de l'Environnement et du Cadre de vie et ministère des Transports, du 13 mars 1979.
- [17] *Axial pile loading test. Part 1 : Static loading*. I.S.S.M.F.E Subcommittee on Field and Laboratory testing). Geotechnical Testing Journal GTJODJ (USA) 8 n° 2, p. 79-90, Amer. Soc. for Test. Mat, juin 1985.
- [18] *Fondations courantes d'ouvrages d'art FOND 72*. LCPC-SETRA. Ministère de l'Équipement. Direction des Routes et de la Circulation routière (1972).
- [19] *Les pieux forés. Recueil de règles de l'art*. LCPC-SETRA, Ministère des Transports, Direction des Routes et de la Circulation routière, déc. 1978.
- [20] *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).
- [21] *Règles de justification des fondations sur pieux à partir des résultats des essais pressiométriques*. LCPC-SETRA. Ministère de l'Urbanisme et des Transports, Direction des Routes 32 p., oct. 1985.
- [22] BUSTAMANTE (M.) et JÉZÉQUEL (J.F.). – *Essai statique de pieu isolé sous charge axiale. Méthode d'essai LPC*, N° 31, Labo Cent. P. et Ch. Paris, 12 p., fév. 1989.
- [23] 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.
- [24] POULOS (H.G.) et DAVIS (E.H.). – *Pile foundation analysis and design*. 397 p., New York John Wiley and Sons (1980).
- [25] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites*. Règles BAEL (1991). CSTB mars 1992.
- [26] *Abaques de flexion composée. État-limite ultime. État-limite de service*, SETRA. Ministère des Transports, Direction des Routes, 99 p., déc. 1982.
- [27] SMITH (E.A.L.). – *Pile driving analysis by the wave equation*. J. Soils Mech. and Found. Div. (USA) 86 n° 2 SM4, p. 35-61, American Soc. of Civ. Engineers, août 1960.
- [28] *Essai statique de pieu isolé sous compression axiale*. Norme Française NF P 94-150 AFNOR Paris 24 p. (1991).
- [29] *Recommandations Clouterre 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*. Presses de l'ENPC (1991).
- [30] 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.
- [31] FRANK (R.). – *The new Eurocode and the new French code for the design of deep foundations*. Keynote lecture, Proc. FHWA (US Federal Highway Administration. Washington DC, USA), Int. Conf. Design and Construction of Deep Foundations, Orlando, Floride. Vol. 1, p. 279 à 304, 6-8 déc. 1994.
- [32] *Essai statique de pieu isolé sous effort transversal*. Norme française NF P 94-151, AFNOR Paris 18 p., oct. 1993.