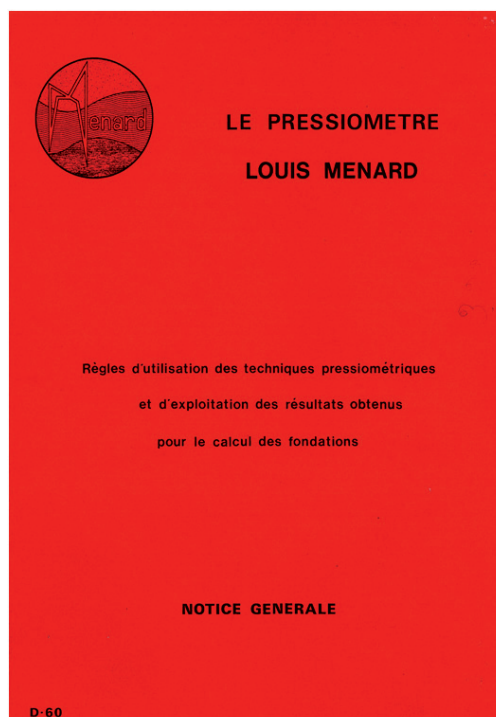


NOTICE GÉNÉRALE D60

VERSION 1998

RÈGLES DE RÉALISATION DES ESSAIS AU PRESSIOMÈTRE® MÉNARD ET D'EXPLOITATION DES RÉSULTATS OBTENUS POUR LE DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS



REMERCIEMENTS

Nous remercions bien vivement Michel Gambin sans lequel la mise à jour de ce document n'aurait été possible, ainsi que de nombreux géotechniciens comme le Professeur R. Frank du CERMES (ENPC/LCPC), Monsieur H. Gonin (Simecsol), etc., pour l'aide précieuse qu'ils lui ont apportée.

Apageo Segelm

Dans la mesure où ce document est une compilation de documents existants, Apageo Segelm ne peut être tenue pour responsable de fautes d'impression qui auraient échappé à la vigilance des relecteurs.

NOTICE GENERALE

D 60

SOMMAIRE

Préambule	7
Introduction	9
1 - Réalisation de l'essai pressiométrique.....	9
2 - Analyse des résultats obtenus	13
3 - Dimensionnement des fondations vis-à-vis de la rupture	21
4 - Calcul du tassement d'une fondation.....	43
5 - Estimation des tassements différentiels et valeurs admissibles.....	55
Conclusions	56

Nota : Le dimensionnement des pieux soumis à des efforts horizontaux fait l'objet d'un document séparé désigné sous le n° D 62.

MISE AUX NORMES DE LA BROCHURE

1 - Symboles

Les longueurs et profondeurs sont représentées désormais par des lettres majuscules : B (largeur), D (profondeur)...

Il s'ensuit que l'encastrement critique devient D_c et l'encastrement équivalent D_e .

Toutefois dans certaines formules on continue à utiliser « h » pour la profondeur (ex. fig. 12).

γ (affecté d'un indice repère) et F désignent selon les cas le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture.

Le module de déformation obtenu par l'application de la théorie de l'élasticité à la dilatation du forage sous pression est appelé E_M , module de déformation Ménard. Il est noté ici E .

La pression limite définie comme indiquée au paragraphe 2.2.2 est la pression limite Ménard. Elle est notée ici p_l .

La résistance de pointe au pénétromètre statique (vitesse de pénétration 20 mm/s) est désignée par q_c .

Les grandeurs se rapportant à des tenseurs de contraintes isotropes encore appelés sphériques sont affectées de l'indice c (pour compression volumétrique) celles se rapportant à des tenseurs déviatoriques sont affectées de l'indice d.

2 - Unités

Celles utilisées ici sont celles du Système International (S.I.) :

le mètre (m) pour les longueurs

le kiloNewton (kN) pour les forces (1 kN = 100 kgf, 10 kN = 1 tonne)

le kiloPascal (kPa) ou le MégaPascal (MPa) pour les pressions et les contraintes
(1 bar = 100 kPa, 1 t/m² = 10 kPa)

PREAMBULE

La notice générale sur les règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations dite encore « brochure D 60 » avait été élaborée en 1965-1967 par Louis Ménard ⁽¹⁾. Sa dernière édition, de 1975, était dépassée malgré l'addition de quelques annexes en 1988, en raison de la parution récente de deux documents :

- la norme AFNOR NF P 94-110 sur l'essai pressiométrique Ménard, de juillet 1991, déjà révisée (édition de 1999)
- les « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil » du 20 décembre 1993, formant le titre V du fascicule 62 du Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics de travaux en France, règles basées sur la banque des données du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées relative à la comparaison entre prévision et observation du comportement des fondations sous charge ⁽²⁾.

De plus, les règles apparaissant dans les Documents Techniques Unifiés (DTU) n° 13-12 (Calcul des fondations superficielles) et n° 13-2/chap. 11 (Calcul des fondations profondes soumises à charge axiale), doivent être harmonisées avec celles du fascicule 62, titre V. Elles s'en rapprocheront suffisamment pour ne plus mentionner les DTU comme étant différents du fascicule 62, titre V.

En raison de la difficulté que rencontre le lecteur à utiliser le titre V du fascicule 62, par suite de sa division en Texte, Commentaires, Annexes au texte, Annexes aux commentaires (rendues nécessaires par les différents niveaux de la réglementation), il nous a paru intéressant de reprendre le document D 60 dont on reconnaît le caractère pédagogique, et de le mettre à jour. A noter que les annexes aux commentaires (Annexes E, F, G, H) n'ont qu'un caractère informatif ⁽³⁾, ce qui fait que certaines anciennes méthodes de calcul ne sont pas nécessairement éliminées.

Ainsi la nouvelle classification des sols (tableau 4) n'est pas normative (E1), l'évaluation de la pression limite équivalente et de la hauteur d'encastrement équivalente peuvent se faire soit selon l'ancienne méthode, soit selon les méthodes décrites au fascicule 62, annexe E2, l'évaluation du coefficient minorateur lié à l'inclinaison des charges et à la géométrie du sol de fondation n'est pas normative (F1), pas plus que l'évaluation du frottement négatif sur un pieu (G2) ou le tassement d'un pieu sous charge croissante (G4). C'est pourquoi nous continuons à présenter concurremment les méthodes proposées autrefois par Louis Ménard et ses collaborateurs quand elles ne sont pas en contradiction et les méthodes suggérées dans les annexes E, F et G du fascicule 62, titre V.

Dans le but de conserver les mêmes numéros aux paragraphes, on a été amené à faire certaines entorses à cette numérotation (au § 3.0 par exemple).

Enfin la référence au titre V du fascicule 62 du CCTG est simplement mentionnée « fascicule 62 ».

⁽¹⁾ Le texte en Anglais était paru dans le n° 26 de la revue Soils Soils. Un nouveau texte Anglais est disponible.

⁽²⁾ Il est possible que ce document soit aménagé pour tenir compte de la prénorme « Eurocode 7 : Calcul Géotechnique » de juin 1995 XP ENV 1997-1 désormais disponible en norme AFNOR sous le n° NF P 94-250-1.

⁽³⁾ sauf si le CCTP les rend contractuelles.

Introduction

Cette note générale constitue un résumé mis à jour des règles techniques suivies par les ingénieurs et techniciens spécialisés dans l'emploi des méthodes pressiométriques. Elle a été rédigée pour être incorporée en totalité ou partiellement aux rapports d'études de sols de fondations et pour permettre au lecteur la totale compréhension du dossier sans pour autant surcharger la présentation des recommandations.

En premier lieu sont énoncées les règles pratiques pour la réalisation des forages et des essais pressiométriques auxquelles doivent se conformer les sondeurs et géotechniciens. Le matériel de forage et la méthode d'essai utilisée doivent en effet être adaptés à la nature du terrain et au caractère de l'étude.

Ensuite sont précisées les règles d'exploitation des résultats basées sur la théorie pressiométrique et sur l'expérience de très nombreux essais en vraie grandeur dans le but de dimensionner les fondations. Ces règles concernent les cas les plus usuels des fondations d'immeubles, de ponts, de réservoirs : semelles, radiers, pieux chargés axialement.

Des notices spéciales existent ou existeront pour les études particulières : calculs de la stabilité des digues et remblais routiers, pieux soumis à des efforts horizontaux, rideaux de palplanches métalliques, parois moulées, pylônes, fondations soumises à des efforts alternés ou à des vibrations, tunnels, routes, etc... A noter que les fondations sur terrain rocheux ne font pas partie du présent document.

Rappelons que l'essai pressiométrique est essentiellement un essai de chargement in situ en contraintes imposées effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse de chacun des diagrammes effort-déformation obtenu à chaque mètre de profondeur permet de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer le dimensionnement des fondations.

1. Réalisation de l'essai pressiométrique

La réalisation de l'essai est normalisée par le document AFNOR P 94-110 révisé en 1998.

1.1 Appareillage

L'appareil pressiométrique (fig. 1) est constitué d'une sonde cylindrique dilatable radialement

que l'on descend dans le sol au niveau de l'essai et d'un appareillage de mesure restant en surface appelé contrôleur pression volume (CPV). La sonde constituée de trois cellules exerce sur la paroi du forage, au niveau de la cellule centrale de mesure, des pressions uniformes, croissant par paliers selon une progression arithmétique en fonction du temps. Les déplacements de la paroi de forage qui en résultent sont lus (fig. 2) ou enregistrés pour chacune des pressions en fonction du temps.

Les organes de mise en pression et de régulation sont pneumatiques. Les informations concernant les déformations du sol sont transmises hydrauliquement et apparaissent sur un volumètre de haute précision. Chaque appareil est muni d'une série de sondes ayant des dimensions adaptées aux diamètres de forage les plus courants, et caractérisées par leur diamètre nominal.

Tableau 1. Dimension des sondes
(la sonde NX n'est pas normalisée par l'AFNOR)

Code DCDMA (1)	Diamètre de la sonde (mm)	Diamètre du forage (mm)	
		min.	max.
AX	44	46	52
BX	58	60	66
NX	72	74	80

Les appareils de mesure actuellement en service appartiennent au type G, caractérisé par deux tubulures d'alimentation eau et air, qui peuvent être soit côte à côte (jumelées), en plastique très rigide, soit concentriques pour réduire les dilatations parasites, ce qui permet d'étendre leur plage d'utilisation aux sols raides (module E supérieur à 200 MPa). Les capteurs de pression et de volume des enregistreurs étant plus précis que la lecture par l'opérateur d'un manomètre et d'un niveau d'eau dans un volumètre permettent de déterminer des modules jusqu'à 500 MPa.

Le choix d'habillage des sondes avec des membranes et des gaines de différentes caractéristiques permet de tester la majorité des sols.

(1) Drilling Code, Drilling Equipment Manufacturers Association.

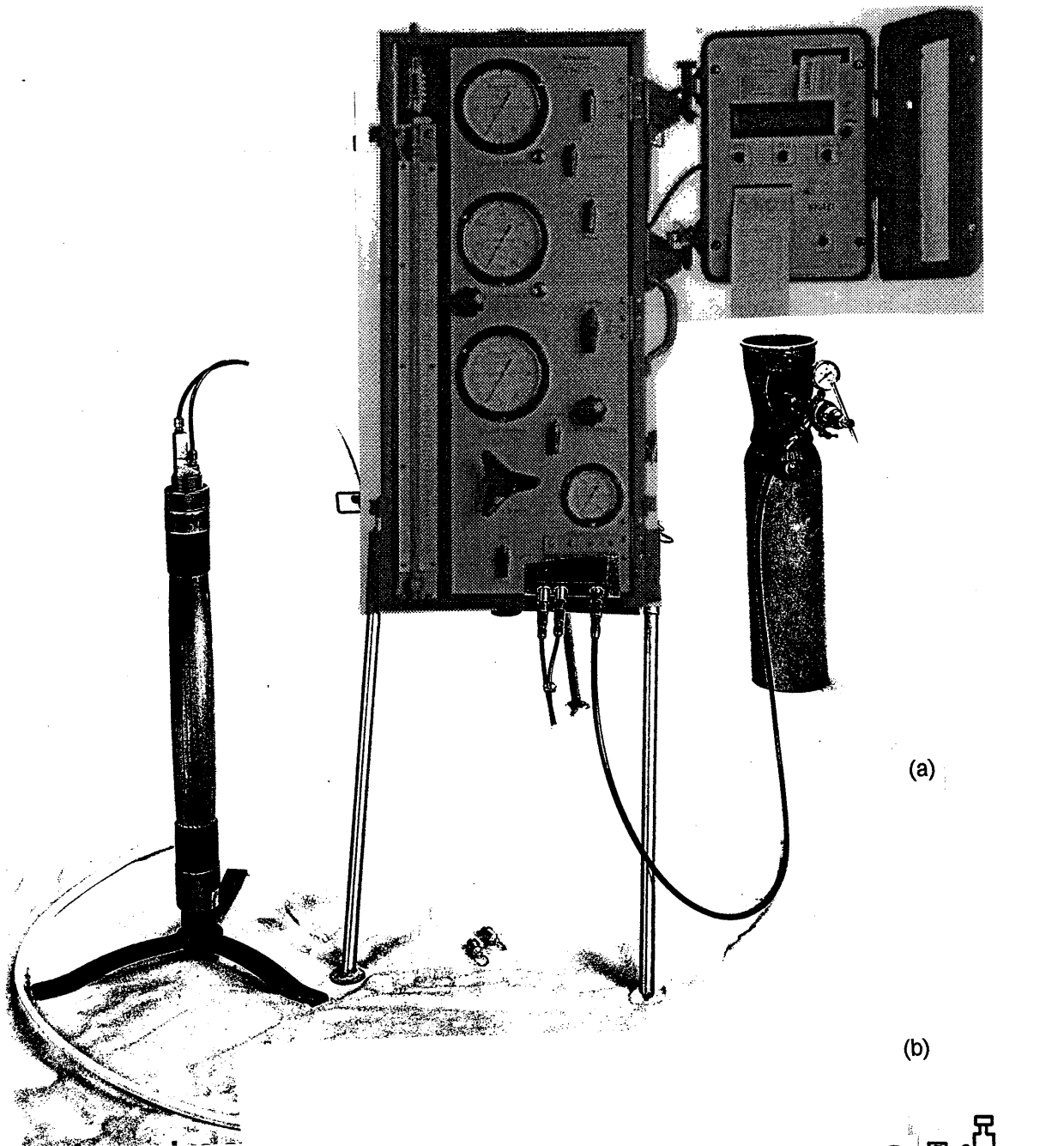
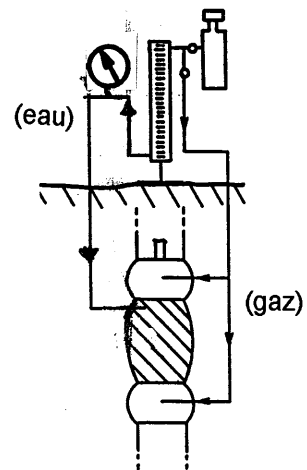


Fig. 1 (a) Vue d'ensemble d'un pressiomètre Ménard
 - au centre, le contrôleur pression volume
 avec un enregistreur SPAD
 - à gauche une sonde BX (60 mm nominal)
 - à droite une bouteille d'azote comprimé
 (b) Schéma des circuits



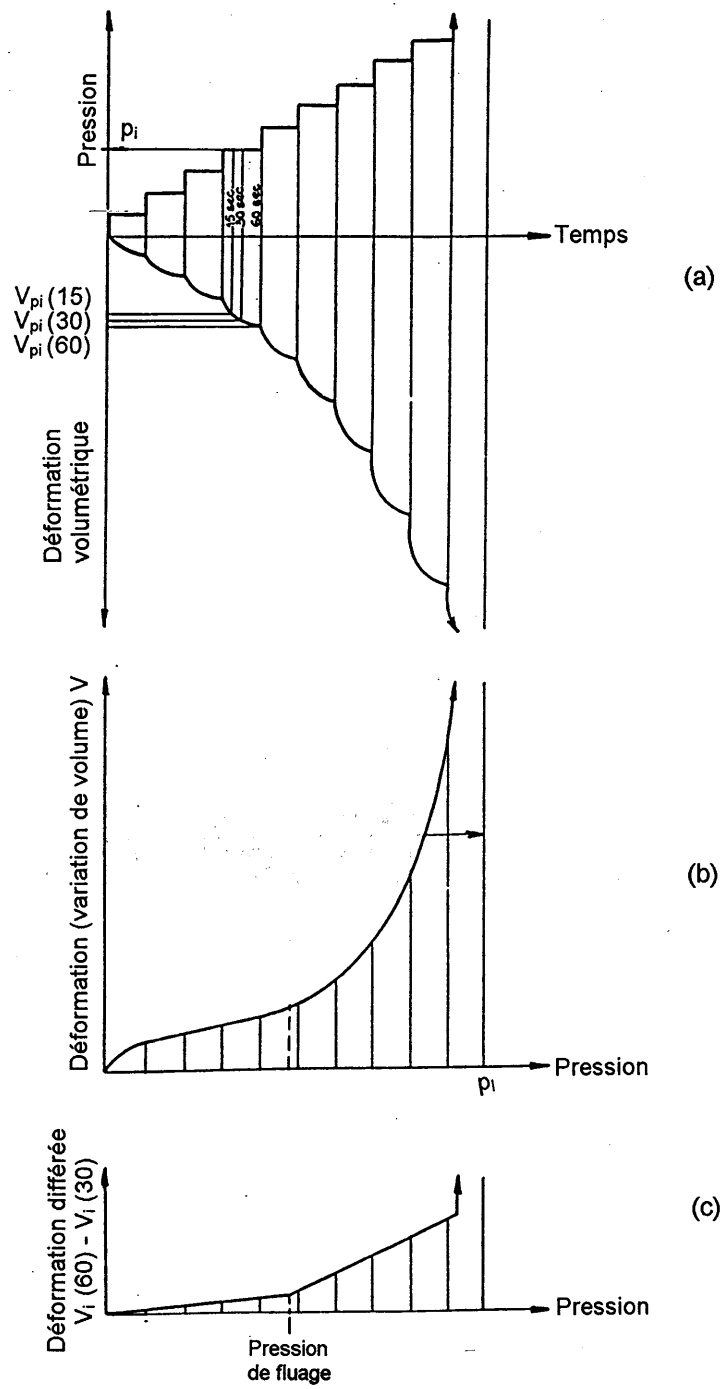


Fig. 2 (a) variations des pressions et des volumes en fonction du temps
 (b) courbe pressiométrique normalisée (norme AFNOR P 94-110, 1999)
 (c) courbe de fluage (norme AFNOR P 94-110, 1991, annulée)

Dans le cas des sols très compressibles caractérisés par une pression limite inférieure à 150 kPa (1,5 bar), il convient d'utiliser une membrane et une gaine très souples avec une résistance propre totale inférieure à 60 kPa (0,6 bar) ; c'est le cas pour les vases et tourbes.

A l'inverse, pour les modules élevés, on emploiera des gaines et membranes résistantes ; ces membranes sont caractérisées par une compressibilité plus faible et plus régulière.

Dans tous les cas, les appareils, leurs membranes et gaines sont soumis aux étalonnages et vérifications définies dans l'annexe B de la norme AFNOR P 94-110 (1991).

Il convient enfin de signaler la possibilité d'utiliser un appareillage plus simple appelé mini-pressiomètre, adapté au contrôle du compactage et aux études de sol à faible profondeur ; les sondes utilisées dans ce cas sont monocellulaires et ont un diamètre de 32 mm.

1.2 Généralités sur la mise en place de la sonde pressiométrique

1.2.1 Dans les terrains meubles bouillants immergés (sables, sables et graviers sous l'eau), la sonde doit être enfoncée, soit par battage comme dans le « Standard Penetration Test », soit par pression statique comme dans l'essai au pénétromètre, soit encore par vibration. La sonde pressiométrique est protégée par un tube de battage spécial fendu soit selon 6 génératrices, soit selon 6 quart d'hélice, pour permettre les dilatations radiales de l'appareil. Cette mise en place provoque un déplacement du terrain et un léger compactage à la base qui s'efface plus haut ; celui-ci n'a qu'une influence négligeable sur les mesures, si les terrains sont pulvérulents et sous le niveau de la nappe phréatique.

Par contre, les terrains limoneux ou argileux, spécialement au-dessous de la nappe, ne sont pas totalement insensibles au battage, au fonçage statique et même aux vibrations ; il est donc déconseillé d'enfoncer la sonde de cette façon pour les études très précises de tassement, car il peut en résulter une altération des caractéristiques de déformation des terrains ; ces méthodes sont toutefois considérées par quelques uns comme valables pour certaines études de fondation ; théoriquement, la mise en place par refoulement n'entraîne pas de modification de la pression limite.

1.2.2 Dans tous les autres cas, la sonde peut être descendue dans les forages exécutés au préalable par outil destructif (en prenant soin d'utiliser une boue de forage) ou par tarière hélicoïdale. Le matériel de carottage classique utilisé pour prise d'échantillons de laboratoire n'est pas adapté au forage pressiométrique, car il conduit souvent à un remaniement du terrain en raison de sa vitesse de rotation, de la circulation de l'eau de forage sous pression le long de la paroi extérieure du carottier et des battements du train de tiges.

La réalisation du forage à la tarière à main du type Helix est souvent considérée comme optimale.

L'annexe C de la norme AFNOR P 94-110 (1991) donne quelques précisions sur les techniques recommandées en fonction de la nature des sols rencontrés.

Les essais doivent être exécutés immédiatement après chaque passe de forage qui doit être elle-même limitée à une longueur variant de 1 à 3 m selon la sensibilité et la nature du terrain (voir même annexe C de la norme).

Pour les tourbes et les argiles sensibles, des précautions particulières doivent être prises et les méthodes d'exécution manuelle (tarière Helix à injection de boue de forage) sont préférables.

1.2.3 Les bancs de sable et graviers très compacts nécessitent une solution mixte de forage et de battage. Le tube fendu est soit introduit par vibration dans un forage pilote de longueur réduite effectué en forage destructif, soit descendu en même temps que le taillant de forage. Dans le premier cas, les essais pressiométriques sont faits à l'avancement, dans un tube fendu battu, dans le second au fur et à mesure soit que l'on descend, soit que l'on remonte le tubage.

1.3 Reconnaissance de la nature du sol

Comme nous le verrons plus loin, la forme des courbes pressiométriques, les valeurs des pressions limites et de fluage, celles des modules et les rapports du module à la pression limite (cf 2.4) donnent des indications précises sur la nature même des couches traversées. Ces résultats sont complétés grâce aux échantillons obtenus à la tarière, à l'aide de carottiers battus, ou tout simplement grâce à

l'examen des déblais en cas de forages destructifs. Par ailleurs, on note les vitesses d'avancement de l'outil ou le nombre de coups du mouton pour enfoncer le train de sonde ; on obtient ainsi sans frais supplémentaires des renseignements sur la fragilité du terrain ou la présence de rognons résistants. Il existe actuellement des enregistreurs automatiques des paramètres de forage qui facilitent cette opération.

Lorsque la géologie du terrain est particulièrement délicate, on complète l'investigation par un sondage complémentaire de simple reconnaissance géologique avec prélèvement d'échantillons.

1.4 Réalisation de l'essai

1.4.1 L'essai normalisé doit être effectué moins de 8 heures après la perforation.

Quel que soit le but de l'investigation, les essais sont effectués systématiquement mètre par mètre de manière à suivre avec précision les variations de résistance du terrain avec la profondeur. Aucune discontinuité n'est tolérée; les mesures sont ainsi pratiquement continues et permettent d'obtenir des renseignements complets sur les différentes couches.

Il faut insister sur la nécessité d'un profil pressiométrique continu dès la surface du terrain naturel, quelle que soit la profondeur prévue a priori pour les fondations et ceci pour avoir une meilleure compréhension du site par l'étude complète des différentes couches et une détermination exacte de l'encastrement équivalent et des efforts de poussée éventuels sur les soutènements périphériques (parois moulées, berlinoises, etc...).

1.4.2 L'essai lui-même est normalisé et doit être réalisé avec dix paliers égaux de mise en charge (on tolérera de 8 à 14 paliers) jusqu'à obtention de la rupture. Les lectures de déformations en fonction du temps sont faites pour chaque palier 15 secondes, 30 secondes et une minute après la fin de la mise en pression (fig. 2a).

1.4.3 Pour obtenir une courbe de chargement aussi complète que possible, le volume mesuré doit épuiser les capacités du volumètre, avec toutefois une limitation complémentaire éventuelle fonction du type de gaine et membrane utilisées et de la pression atteinte (voir norme AFNOR, chap. 6).

1.4.4 La courbe pressiométrique est par définition la courbe passant par les points p_i, V_i (fig. 2b).

2. Analyse des résultats obtenus

2.1 Caractéristiques mesurées

A partir des diagrammes de chargement ainsi obtenus à chaque niveau, on calcule deux caractéristiques mécaniques conventionnelles du terrain : le module de déformation Ménard et la pression limite Ménard.

2.1.1 Le module pressiométrique E est un module de déformation du terrain mesuré dans un champ de contraintes déviatoire pour des déformations relatives de l'ordre de 10^{-2} ; il caractérise la phase pseudo-élastique de l'essai. Il ne faut évidemment pas le confondre ni avec un module d'Young en élasticité vraie (c'est-à-dire pour des déformations de l'ordre de 10^{-5}), ni avec le module oedométrique (mesuré dans un champ de contraintes quasi isotrope ou sphérique), bien que des relations expérimentales précises existent entre eux, comme nous le verrons plus loin. Le module pressiométrique joue un rôle essentiel dans les calculs des tassements des fondations généralement plus important que le module oedométrique.

2.1.2 La pression limite théorique correspond par définition à l'état limite de rupture du terrain lorsque celui-ci est soumis à une pression uniforme croissante sur la paroi d'une cavité cylindrique. Pour se rapprocher de la notion de charge limite d'une semelle ou d'un pieu ⁽¹⁾, la pression limite pressiométrique ou pression limite Ménard est définie conventionnellement comme la valeur de la pression atteinte pour le doublement de volume de la cavité initiale. Cette caractéristique mécanique intervient dans tous les calculs de stabilité de fondation effectués selon la méthode Ménard.

2.1.3 L'essai permet aussi de calculer d'autres caractéristiques du sol : pression de fluage ou limite pseudo-élastique (fig. 2-c), coefficient de fluage. Ces caractéristiques n'interviennent que dans des études très spéciales et ne figurent pas dans les rapports usuels.

2.2 Méthode de calcul des caractéristiques pressiométriques

On donne d'abord ci-dessous les principes de calcul puis les compensations à appliquer aux valeurs brutes de l'essai pour avoir les caractéristiques mécaniques recherchées. Actuellement, c'est très rarement que ces calculs seront menés manuellement (ou avec des aba-

⁽¹⁾ définie comme étant la charge pour laquelle le tassement de la fondation est égal au 1/10 de la largeur de cette fondation.

ques) car de nombreux programmes sur ordinateur existent, dont ceux qui traitent directement l'information recueillie par enregistreur.

2.2.1 Calcul du module pressiométrique E_M

Dans la théorie de l'élasticité, la formule fondamentale de l'expansion Δr d'une cavité cylindrique de diamètre r sous l'action d'un accroissement de pression Δp s'écrit :

$$\frac{\Delta r}{r} = \frac{1}{2G} \Delta p$$

où G est le module de cisaillement. On peut, en assimilant (pour ce calcul), le module pressiométrique E au module d'Young des formules de l'élasticité, écrire :

$$\frac{\Delta r}{r} = \frac{1 + \nu}{E} \Delta p$$

où ν est le coefficient de Poisson.

Le module pressiométrique E est donc défini par l'intégration logarithmique :

$$\frac{\Delta p}{\Delta V} = 2 \frac{\Delta r}{r}$$

$$E = K \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

où K est fonction de la géométrie de la sonde pressiométrique

Δp et ΔV sont les variations concomitantes de pression et de volume dans la phase pseudo-élastique de l'essai (fig. 3a). Il est à noter que les bornes de l'intervalle Δp doivent toujours être dans le domaine de réponse pseudo-élastique du sol.

On choisit une plage de pression (p_1, p_2) comprenant le point d'inflexion de la courbe pressiométrique (fig. 3) conformément aux indicateurs de la norme NF P 94-110, ce qui nous donne les deux ordonnées V_1, V_2 .

On montre, en prenant ν égal à 0,33 conventionnellement, que :

$$K = 2,66 \left[V_s + \frac{V_1 + V_2}{2} \right]$$

où V_s est le volume de la cellule de mesure au repos et $\frac{V_1 + V_2}{2}$ est le volume de liquide introduit dans la cellule de mesure pour la pression moyenne appliquée.

Le fait de prendre le coefficient de Poisson ν égal conventionnellement à 0,33 n'a aucune

influence sur l'estimation des tassements selon la méthode pressiométrique car c'est le facteur $(1 + \nu)/E$ qui intervient dans les formules et les corrélations avec $\nu = 0,33$.

A titre indicatif et pour un contrôle rapide des calculs, on peut souligner que, pour la sonde de 60 mm de diamètre (BX), la valeur de K pour $(V_1 + V_2)/2 \approx 200 \text{ cm}^3$ est de $2\,000 \text{ cm}^3$.

Pour plus de précision dans un contrôle rapide on peut utiliser l'abaque ci-après dont l'emploi est immédiat pour la sonde BX standard (et pour les sondes AX à cellule centrale longue).

Le module pressiométrique se déduisant d'une formule basée sur une théorie, il est intéressant de connaître sa signification exacte.

L'expérience a montré (Ménard, 1961 ; Hardin, 1978) que la plage de réponse vraiment élastique du sol correspond à des déformations relatives très faibles (10^{-6}), particulièrement sous l'action d'une sollicitation déviatoire, ce qui est le cas de l'essai pressiométrique. Il s'ensuit, compte tenu de l'amplitude des déformations mesurées au cours de l'essai pressiométrique, que le sol est déjà dans un domaine de réponse microplastique et qu'on assimile sa réponse à une réponse quasi élastique. La différence essentielle réside dans le fait qu'en micro-plasticité le module G (et le module E qui s'en déduit) décroît considérablement quand les déformations angulaires augmentent de 10^{-6} à 10^{-2} . La déformation à la paroi intégrant des déformations variant de 10^{-2} au contact de la sonde à 10^{-6} en limite de zone microplastifiée, et encore plus petites au-delà dans la zone vraiment élastique, le module pressiométrique ne peut être comparé à un module d'Young en élasticité vraie (Gambin et al., 1996).

2.2.2 Calcul de la pression limite p_l

La pression limite pressiométrique conventionnelle se détermine pour un accroissement de volume ΔV de la sonde égal au volume initial V_0 de la cavité : $\Delta V / V_0 = 1$ ou encore en désignant par V le volume lu corrigé, pour : $V = V_s + 2 V_1$.

Compte tenu du volume initial de la cavité pour des sondes normalisées BX (535 cm³ + volume de mise au contact de la gaine avec la paroi du trou de forage) on voit que la pression limite est souvent définie pour $V \approx 700 \text{ cm}^3$.

Quand les déformations mesurées sont insuffisantes mais que l'on a cependant dépassé la phase pseudo-élastique on peut utiliser

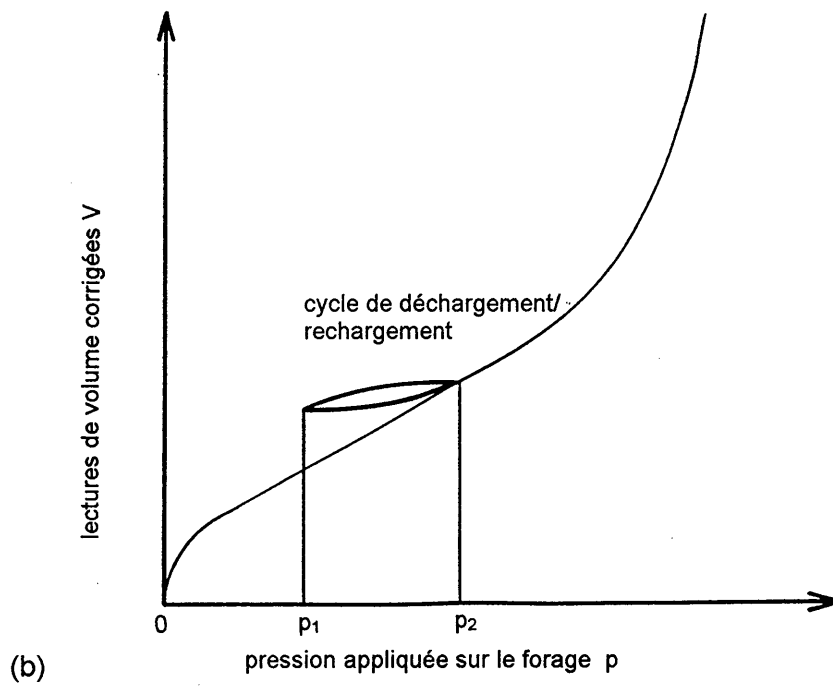
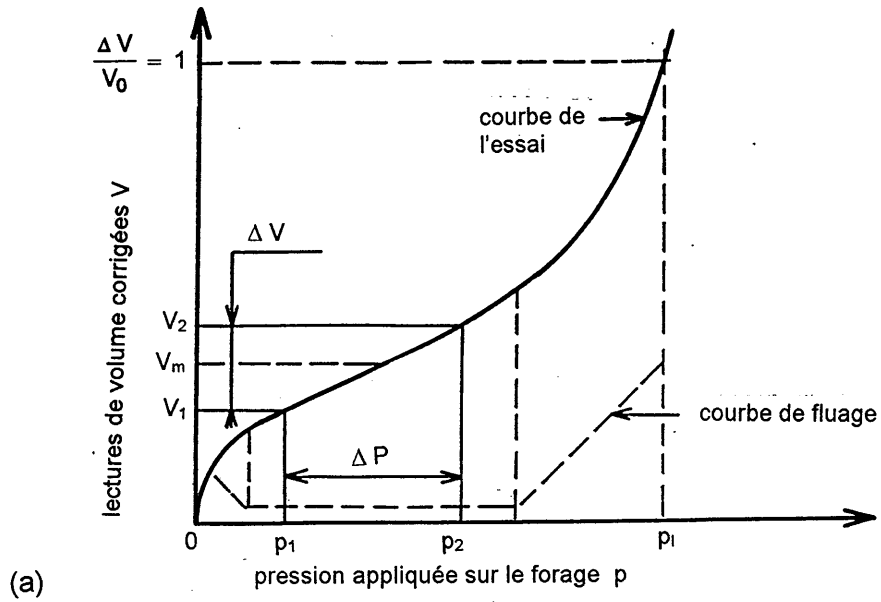


Fig. 3 (a) courbe pressiométrique corrigée des effets parasites

$$E = K (V_m) \frac{p_2 - p_1}{V_2 - V_1}$$

(b) courbe pressiométrique avec cycle

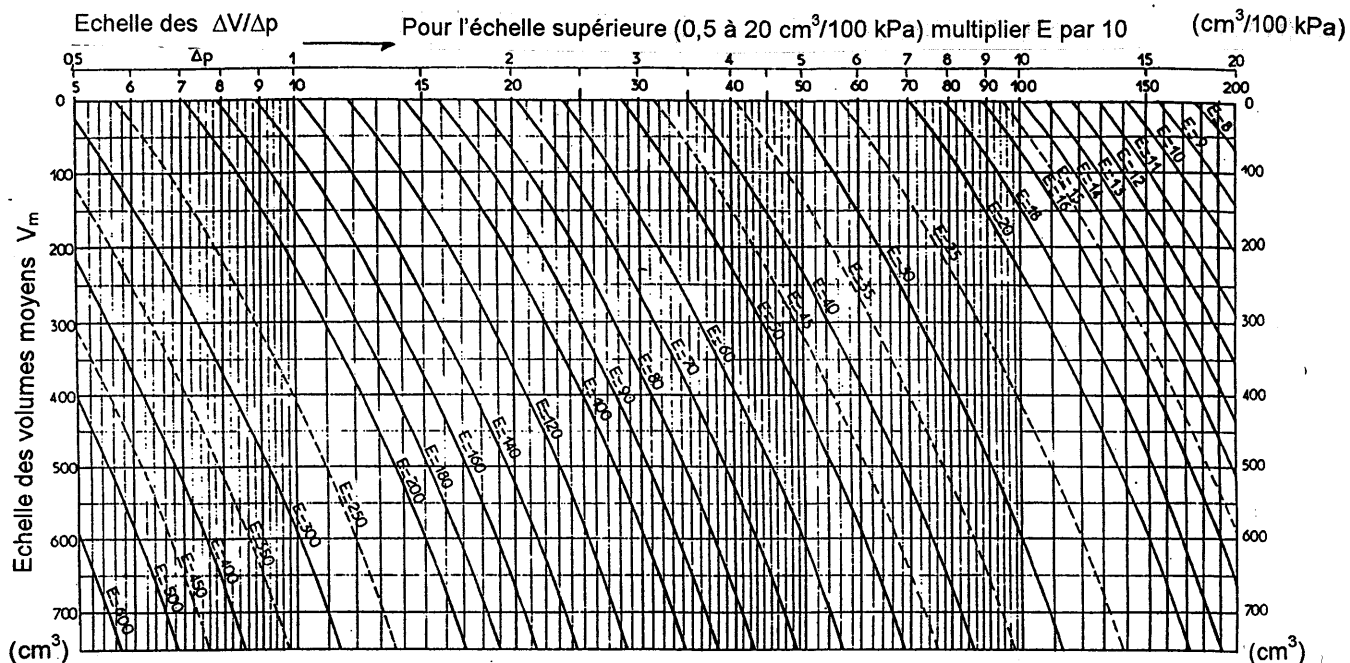


Fig. 4 Nomogramme donnant les valeurs des modules E en fonction du volume moyen et du rapport $\Delta V/\Delta p$ (corrections sur ΔV et Δp à déduire éventuellement. Sondes 60 mm $V_0 = 535 \text{ cm}^3$)

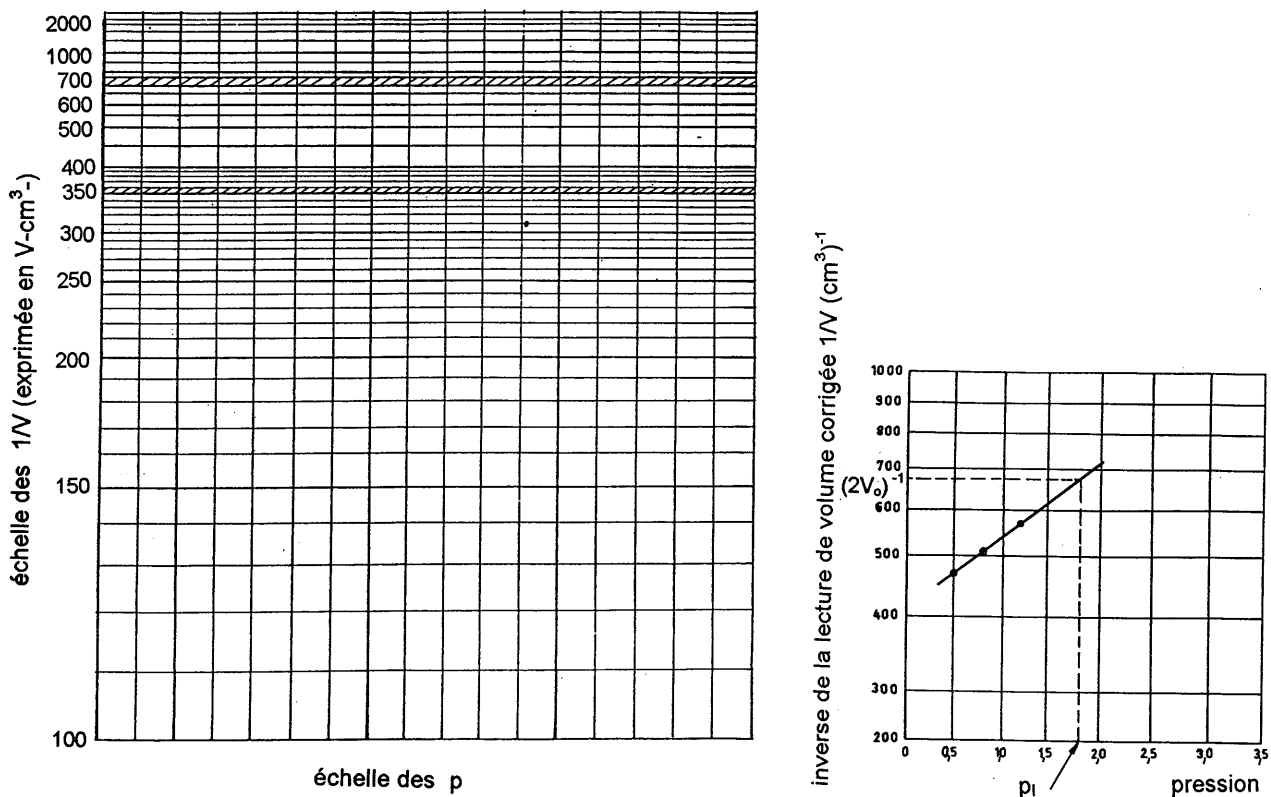


Fig. 5 Papier graphique en $p, 1/V$ pour déterminer la valeur de la pression limite Ménard, comme indiqué sur le schéma de droite

une méthode d'extrapolation précise (fig. 5) basée sur la théorie des volumes relatifs ou sur la théorie des inverses des volumes. Dans ce dernier cas, on trace en coordonnées (p , $1/v$) l'amorce de la courbe pressiométrique dans le domaine plastique qui doit être un segment de droite. On prolonge cette droite jusqu'à son intersection avec $V_S + 2 V_1$ ou plus simplement avec $V \approx 700 \text{ cm}^3$ pour avoir p_l .

On peut aussi obtenir une valeur approchée de la pression limite en tenant compte des deux résultats statistiques suivants :

- la pression de fluage (ou de fin de phase élastique) est égale à la moitié ou aux deux tiers de la pression limite ;
- il existe pour chaque formation géologique un rapport entre E et p_l selon la nature du terrain étudié.

Ces procédures sont reprises dans la norme AFNOR dans son annexe D.

La pression limite Ménard n'ayant pas d'équivalent dans d'autres essais, et étant déterminée d'une manière physique sans faire intervenir de théorie, ne peut donner lieu à un commentaire du même genre que pour le module pressiométrique. Notons que la détermination d'une pression limite théorique nécessiterait de faire une hypothèse sur le mode de plastification du sol, avec écrouissage ou radoucissement par exemple, ce qui ne se justifie pas.

2.2.3 Compensations sur les lectures

En fait, les lectures des pressions et des volumes faites sur le terrain doivent subir des compensations tenant compte :

- de la surcharge piézométrique h due à la hauteur de la colonne d'eau dans la tubulure de la cellule centrale depuis le niveau du contrôleur pression volume,
- de la résistance à la dilatation de l'ensemble « membrane + gaine + éventuellement tube fendu » (Δp_l ou p_l) que l'on peut exprimer en fonction du volume dilaté,
- de la dilatation de certains éléments de l'appareillage, dont la tubulure de la cellule centrale, sous l'effet de la pression.

Les deux premières jouent essentiellement sur la valeur de la pression limite et la troisième sur le module pressiométrique.

Les méthodes de compensations sont décrites dans la norme AFNOR (annexe D).

2.2.4 Modules pressiométriques de déchargement et modules cycliques

Lorsque l'on doit étudier le terrain sous des fondations dans de grandes fouilles ou qui le soumettent à des chargements répétés, ou à des vibrations, il est intéressant de faire plusieurs cycles de chargements et de déchargements (fig. 3b) dans la phase pseudo-élastique de l'essai. On peut ainsi définir :

- un module de déchargement
- un module moyen de chargements et déchargements répétés ou module cyclique E_c , qui seront utiles pour les études routières et celles des machines vibrantes (voir notices spéciales correspondantes à venir).

2.2.5 Pression limite nette

Il est fréquent de représenter non pas la pression limite conventionnelle mais la pression limite nette $p_l^* = p_l - \sigma_{H_0}$ qui entre dans les formules de dimensionnement des fondations. Etant donné que la détermination de la valeur de σ_{H_0} est délicate, il est préférable dans les documents factuels de ne présenter que p_l .

2.3 Présentation des résultats

Les valeurs du module de déformation et de la pression limite obtenues au pressiomètre sont systématiquement représentées (fig. 6) en fonction de la profondeur sur des tableaux synoptiques joints au dossier, en parallèle avec les résultats géologiques, les courbes de battage (carottier ou tube fendu), ou de paramètres de forages, le niveau de la nappe, etc...

La présentation simultanée de ces divers résultats permet de mieux estimer le comportement futur du terrain et présente donc un intérêt appréciable.

2.4 Echelle des valeurs de E et p_l

2.4.1 Il peut être utile pour le lecteur non familiarisé avec les techniques pressiométriques, de donner les plages habituelles des caractéristiques E et p_l pour les principaux types de sols (cf tableau 2).

2.4.2 Le rapport du module pressiométrique à la pression limite est une caractéristique du type de sol étudié ; les valeurs élevées de E/p_l (12 à 30) se rencontrent dans les sols surconsolidés tels que les argiles sparnaciennes à Paris ; les faibles valeurs de E/p_l (5 à 8) sont plutôt notées dans les terrains alluvionnaires (sables et graviers - sable limoneux sous l'eau).

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE MENARD

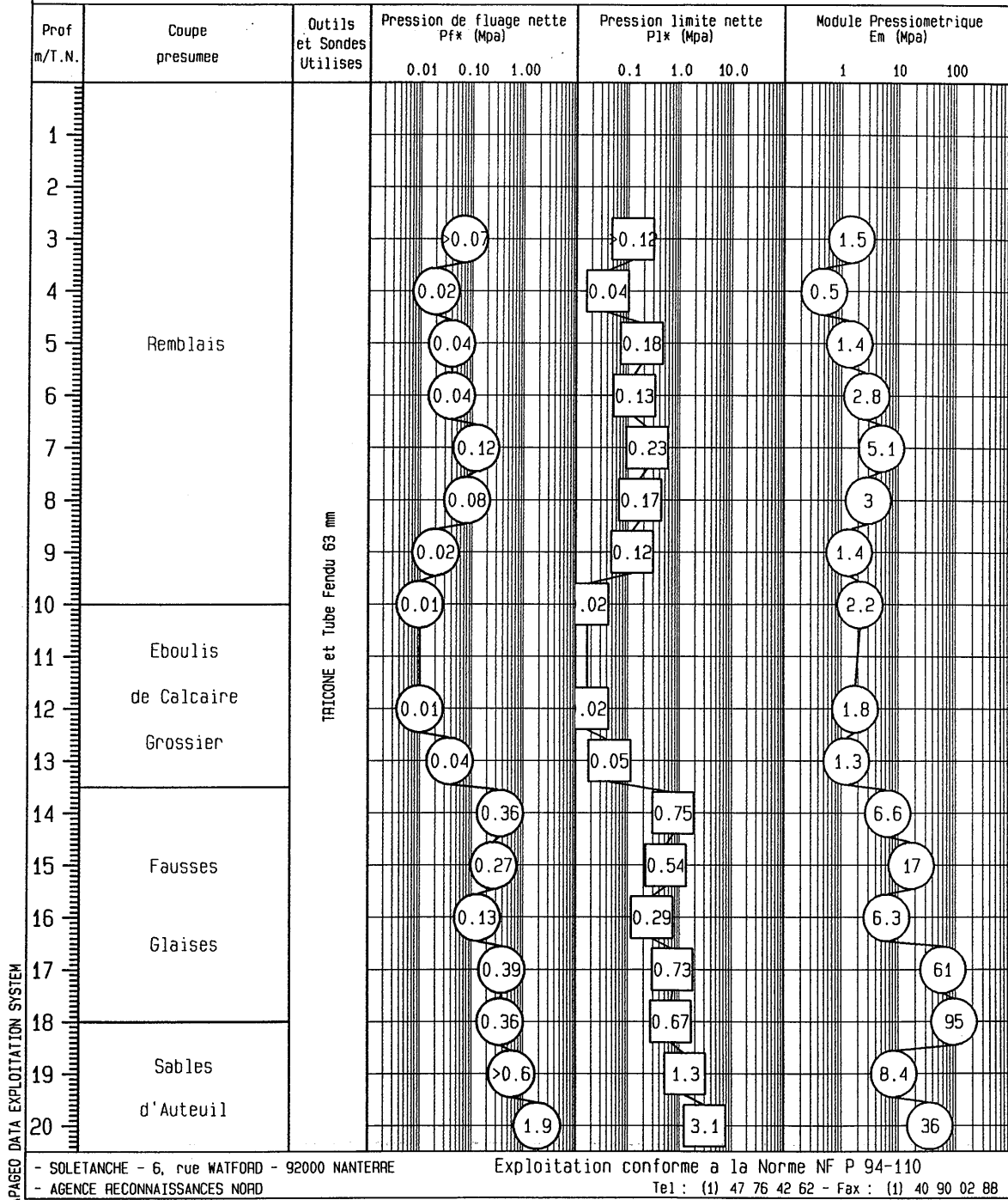
SITE :

SONDAGE SP 2

DOSSIER : 161525

NGF: 50.28

Date : 09/07/96



APAGED DATA EXPLOITATION SYSTEM

- SOLETANCHE - 6, rue WATFORD - 92000 NANTERRE
- AGENCE RECONNAISSANCES NORD

Exploitation conforme a la Norme NF P 94-110
Tel : (1) 47 76 42 62 - Fax : (1) 40 90 02 88

Fig. 6

Tableau 2 - Valeurs usuelles de E et p_l

Formation	E (MPa)	P_l (kPa)
vases et tourbes	0,2 à 1,5	20 à 15
argiles molles	0,5 à 3,0	50 à 300
argiles plastiques	3,0 à 8,0	300 à 800
argiles raides	8,0 à 40,0	600 à 2 000
marnes	5,0 à 60,0	600 à 4 000
sables vaseux	0,5 à 2,0	100 à 500
limons	2,0 à 10,0	200 à 1 500
sables et graviers	8,0 à 40,0	1 200 à 5 000
sables sédimentaires	7,5 à 40,0	1 000 à 5 000
remblais récents	0,5 à 5,0	50 à 300
remblais anciens	4,0 à 15,0	400 à 1 000

L'étude systématique de ce rapport est recommandée pour suivre avec précision les variations de nature de terrain et s'assurer par ailleurs qu'un remaniement ne s'est pas produit malencontreusement pendant le forage (ce qui peut se traduire par une réduction de 20 à 30 % de E/p_l).

Il est utile d'examiner les diagrammes de bat-tage ou les courbes enregistrées des paramètres de forage préalables à l'essai qui sont systématiquement reportés sur les graphiques; les valeurs indiquées ne présentent évidemment aucune valeur absolue quoi qu'en pensent ceux qui aimeraient se contenter de ces résultats pour les études de sol, mais elles attirent l'attention sur la présence de faiblesses très localisées ou de blocs.

2.5 Corrélation entre q_c et p_l

Rappelons que la résistance en pointe q_c du pénétromètre statique est liée au module de compression et à la pression limite p_l . Les rapports q_c/p_l et q_c/E sont constants pour une couche géologique donnée mais varient avec la granulométrie du terrain et sa teneur en eau. On a établi les relations suivantes, déduites de la théorie pressiométrique (Ménard, 1963) et vérifiées expérimentalement (Van Wambeke, 1982).

Tableau 3. Rapports q_c / p_l

Nature du terrain	q_c / p_l
argiles	2,5 à 4
limons	5 à 6
sables	7 à 9

2.6 Influence du niveau de la nappe

L'influence du niveau de la nappe sur les caractéristiques mesurées n'est pas négligeable et croît avec le rapport E/p_l du terrain. Ainsi le passage à saturation d'un sol qui ne l'était pas initialement avec $E/p_l = 20$ pourra entraîner une réduction du module de 20 à 40 %. On devra tenir compte de ce phénomène pour des ouvrages fondés sur des limons situés dans des zones inondables ou soumises à des fortes variations hydrométriques. Dans certains cas, il sera nécessaire d'extrapoler les résultats obtenus au-dessous du niveau de la nappe pour connaître les conditions les plus défavorables qui peuvent régner sous une fondation superficielle (fig. 7).

2.7 Physionomie générale du site étudié

Avant de procéder à l'étude même des fondations, il est nécessaire au préalable de dégager la physionomie générale du terrain grâce à l'analyse statistique des résultats géotechniques obtenus. Nous verrons ultérieurement

que les tassements (et en particulier les tassements différentiels) limitent dans la plupart des cas le taux de travail d'une fondation en imposant des conditions plus sévères que la résistance du terrain à la rupture.

Il en résulte qu'un terrain sera défini non seulement par la moyenne des caractéristiques obtenues mais aussi et surtout par leur variation en plan et en profondeur.

2.7.1 L'étude complète des tassements différentiels fait intervenir le tassement spécifique du terrain (tassement d'une fondation de 1 m de côté travaillant à 100 kPa) à chaque emplacement de sondage et les variations en pourcentage de ce tassement spécifique aux différents emplacements.

Il est souhaitable, dès le stade de l'étude générale, d'utiliser cette même notion de tassement spécifique normalisé pour un cas type de chargement (cas de trois semelles filantes fictives parallèles de 1 m de largeur, 4,50 m d'entr'axe) et un taux de travail égal à 100 kPa. Le calcul de ce tassement est donné en annexe ainsi que son usage.

L'analyse en plan des valeurs du tassement spécifique peut faire apparaître des zones nettement caractérisées (plus faibles ou plus résistantes) susceptibles d'une étude particulière.

Enfin, pour des investigations très importantes comportant quelques dizaines de sondages, il est conseillé de dessiner des courbes d'égal tassement spécifique ; l'étude du « relief » ainsi constitué simplifie l'étude globale du terrain.

2.7.2 L'examen de chacun des profils mécaniques en fonction des conditions géologiques permet souvent de préciser les causes d'une faiblesse locale (niveau de la nappe, bras d'une ancienne rivière, fontis en évolution, rivière souterraine, etc), et surtout d'estimer les possibilités d'extension ou d'aggravation d'une telle faiblesse entre les points étudiés. Des sondages complémentaires peuvent dès lors apparaître comme indispensables pour lever une indétermination locale et éliminer ainsi des risques d'origine géotechnique.

Certains risques ne peuvent cependant pas être déterminés par une campagne ne comprenant que forages et essais pressiométriques. Il s'agit de ceux provoqués par :

- la présence de sols affaissables tels que les loess au-dessus de la nappe phréatique, ces matériaux s'écroulant sur eux-mêmes lorsqu'ils sont soumis à la percolation continue de l'eau (défrichement sauvage, fuites de canalisations),

- la présence de sols gonflants et rétractables, c'est-à-dire de sols dont le volume croît ou décroît en fonction de l'état hygrométrique de l'environnement,

- des phénomènes karstiques ou la présence d'exploitations minières souterraines situées bien plus profondément sur le site,

- de situations apparaissant ultérieurement telles que rabattement de nappe phréatique, tremblements de terre (pour lesquels une analyse de potentiel de liquéfaction peut être nécessaire dans les sables lâches), ainsi que tassements de pentes ou de fronts de fouille non soutenus.

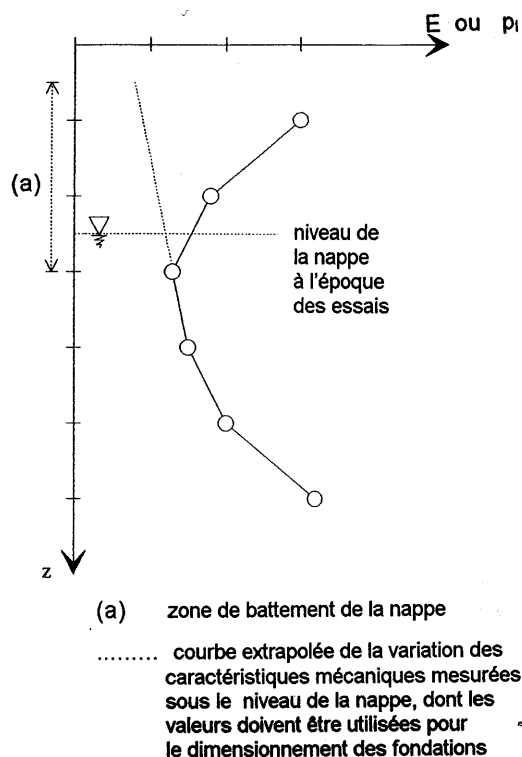


Fig. 7 Estimation des caractéristiques les plus défavorables en cas de battement de la nappe

3. Dimensionnement des fondations vis-à-vis de la rupture

3.0 Généralités

Les fondations d'un ouvrage doivent satisfaire deux critères :

- un critère de stabilité générale
- un critère de tassement différentiel admissible.

Le critère de stabilité générale s'exprime en comparant les contraintes engendrées par l'ouvrage sous les semelles ou autour des pieux de fondation aux contraintes à la rupture du sol sous ou autour de ces mêmes fondations. Ainsi, dans le cas de semelles superficielles chargées verticalement et axialement, on considère la contrainte moyenne ou « taux de travail » q (qui n'est qu'une grandeur conventionnelle) :

$$q = \frac{Q}{BL}$$

où Q est la charge appliquée soit aux états limites ultimes, soit aux états limites de service ⁽¹⁾ (chap. A5 du fascicule 62, ainsi que § 3.5.4 et 3.7.3 de ce texte) ,

B et L sont respectivement la largeur et la longueur de la fondation.

Dans le cas de charges excentrées ou inclinées, on trouvera la définition de la contrainte de référence :

$$q'_{ref} = \frac{3q'_{max} + q'_{min}}{4}$$

où q'_{max} et q'_{min} désignent les valeurs extrêmes du diagramme classique des contraintes normales, au § B 2.2.2 du fascicule 62 (également au § 2.6 de l'annexe D - fondations semi profondes - du même fascicule).

Un coefficient de sécurité ad hoc par rapport à la contrainte de rupture est utilisé (2 ou 3) selon que les charges sont celles des états limites ultimes ou des états limites de service (chap. B2 du fascicule 62). Dans le cas des pieux, ce peut être un coefficient de sécurité vis-à-vis de la charge de fluage qui est proposé (Annexe C 2.3 et chap. C 4, § C 4.1.13 du fascicule 62).

Le critère de tassement différentiel admissible est basé sur des expériences anciennes de Terzaghi confirmées ensuite par Bjerrum (1963) et d'autres, et repris par les bureaux de

⁽¹⁾ On appelle états limites ultimes ceux pour lesquels on accepte que l'ouvrage subisse des dommages qui pourront être réparés ultérieurement et états limites de service ceux pour lesquels toute dégradation de l'ouvrage doit être évitée.

contrôle de la construction français : le taux de travail des fondations superficielles ou la charge des pieux sont admissibles pour des constructions traditionnelles quand le tassement différentiel entre appuis ne dépassera pas 20 mm pour une portée de 10 m (règle du 1/500 ou 2/1000). Pour ces constructions, l'expérience montre que le tassement de la semelle la plus chargée ne dépasse pas alors 25 mm (Bjerrum, 1963).

Pour les Ouvrages d'Art, cette deuxième condition doit être vérifiée cas par cas.

L'essai pressiométrique est le seul essai in situ qui permette de mesurer à la fois une caractéristique de déformation du sol et une caractéristique de rupture du sol. Ce sera donc l'outil complet idéal pour le dimensionnement des fondations satisfaisant aux deux critères mentionnés ci-dessus.

Dans ce chapitre, nous n'étudierons que le calcul des contraintes à la rupture du sol sous les différents types de fondation. Dans le chapitre suivant nous estimerons les tassements.

3.0.1 Facteur de portance

L'expérience et la théorie ont montré que la contrainte à la rupture du sol sous une fondation est proportionnelle à p_1 , le facteur de proportionnalité étant fonction de la profondeur relative et de la forme de la fondation (Ménard, 1963).

Ce facteur appelé facteur de portance a été l'objet de très nombreuses recherches théoriques et expérimentales, les premières ayant été effectuées au Centre d'Etudes Géotechniques de Paris (Techniques Louis Ménard) et publiées dans la revue Sols-Soils (1963-1980). Depuis cette date, une banque de données donnant la comparaison entre la prévision et l'observation du comportement de fondation en vraie grandeur a été ouverte dans le réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées. Elle comprend au moins 180 références.

Cette méthode directe de calcul présente, sur les méthodes traditionnelles faisant intervenir les notions de cohésion et d'angle de frottement, les avantages de la simplicité et d'une plus grande précision, quels que soient le type de fondation et la nature du terrain.

Les essais de chargement en vraie grandeur effectués au Centre d'Etudes Géotechniques, sur des semelles, des puits et des pieux, ont par ailleurs fait apparaître la notion d'encastrement critique. Pour une fondation profonde (encastrement supérieur à l'encastrement critique), le matériau déplacé par

enfouissement de la fondation est absorbé grâce à l'élasticité du milieu environnant, tandis que pour une fondation superficielle (encastrement inférieur à l'encastrement criti-

que), on observe au moment de la rupture un soulèvement de la surface du sol d'autant plus important que la fondation est moins encastree (fig. 8).

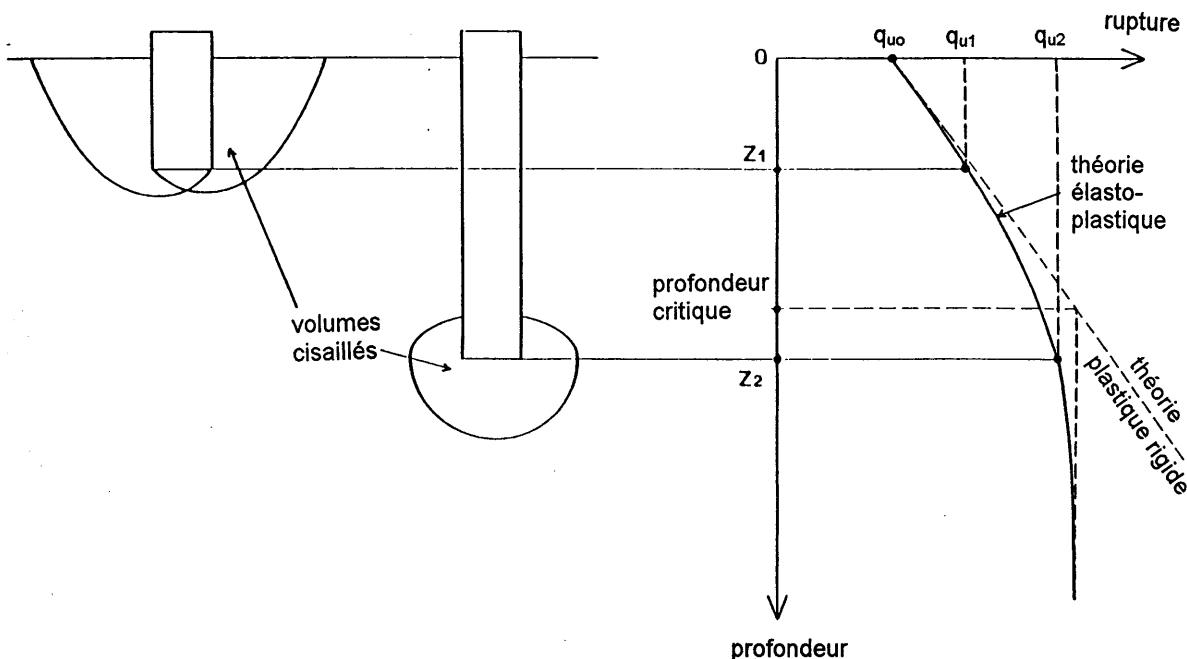


Fig. 8 Comparaison entre les théories élasto-plastiques et plastiques-rigides pour l'estimation de la rupture sous une fondation

3.1 Formule fondamentale R-O

La contrainte à la rupture q_u du sol sous une fondation est liée à la pression limite pressiométrique p_l du terrain (supposé homogène) par une fonction linéaire :

$$q_u - q_o = k(p_l - p_o)$$

où k est le facteur de portance variant de 0,8 à 4,5 selon la profondeur de l'encastrement, la forme de la fondation et la nature du terrain

q_o est la pression verticale au repos du terrain au niveau de la semelle sur son pourtour après construction

p_o est la pression horizontale au repos du terrain au niveau de l'essai (au moment de l'essai).

Ces contraintes p_o et q_o sont des contraintes totales (en particulier p_o peut être mesurée avec un capteur de contrainte Geocell qui n'est autre qu'une sonde de pressiomètre passive).

Dans les documents du Ministère de l'Équipement, le coefficient k porte l'indice p (pour pressiomètre) pour le distinguer de celui utilisé maintenant dans une formule analogue pour le pénétromètre statique. Cet indice n'est pas porté dans ce document.

Dans le fascicule 62, titre V, p. 114, on indique que, lorsque la valeur de p_o n'est pas connue par une mesure, on peut la calculer par la relation :

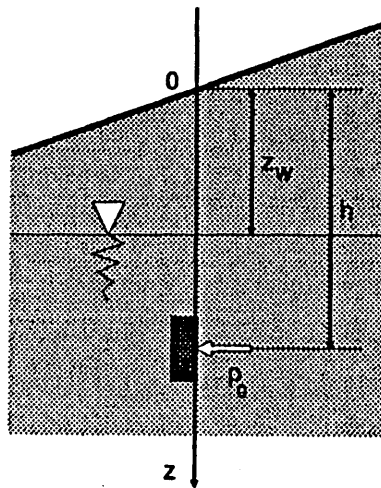
$$p_o = u + \sigma'_{vo} K_o$$

où σ'_{vo} est la contrainte verticale effective (ou intergranulaire) dans le sol au niveau considéré à l'époque de l'essai,

u est la pression interstitielle au même niveau à la même époque,

K_o est le coefficient de poussée des terres au repos de la formation concernée dont la valeur, à défaut d'autre indication, peut être prise égale à 0,5.

Une figure précise le calcul de p_o (fig. 9).



$$p_o = (h - z_w) \gamma_w + K_o \left[\int_0^h \gamma(z) dz - (h - z_w) \gamma_w \right]$$

Fig. 9 Calcul de p_o
(fascicule 62, p. 114)

Toujours d'après les conventions adoptées dans le fascicule 62, titre V, l'expression :

$$q_u - q_o$$

en pression totale, est égale à l'expression :

$$q'_u - q'_o$$

en pressions effectives.

3.2 Terminologie

On utilise souvent la pression limite nette p_l^* égale à la différence entre la pression limite mesurée p_l et la pression latérale au repos p_o du terrain (fascicule 62, p. 114) :

$$p_l^* = p_l - p_o$$

(dans un terrain de résistance nulle $p_l = p_o$ soit $p_l^* = 0$).

Par ailleurs, on avait souvent pris l'habitude dans la transcription des résultats pressiométriques de faire figurer la valeur $p_l - h$, h étant la pression d'eau correspondant à la différence d'altitude entre l'appareil de mesure (manomètre principal) et la sonde.

On simplifiait beaucoup le calcul et la présentation des résultats en confondant p_l^* et $p_l - h$, l'erreur introduite étant inférieure à 2 % dans la majorité des terrains de fondations usuels

hors d'eau, et pour des études de sol traditionnelles. Cette méthode n'est plus recommandée.

De même, on peut définir la force portante q_u^* nette du terrain égale à la surcharge qu'il peut encaisser avant la rupture :

$$q_u^* = q_u - q_o$$

(dans un terrain sans résistance $q_u = q_o$ et $q_u^* = 0$).

On arrive ainsi à la formule simplifiée :

$$q_u^* = k p_l^*$$

qu'on utilisait en particulier dans le calcul du terme de pointe des pieux et des puits dont on néglige en France le poids propre.

Cette simplification n'était évidemment pas valable pour les études dans les terrains très mous noyés (vases, tourbes) surtout si la profondeur est importante. Aujourd'hui avec le dépouillement des essais par ordinateur, il est plus précis d'utiliser la pression limite conventionnelle exacte et de déduire la valeur de p_o d'une formule classique adéquate. Quand le terrain naturel est submergé, on peut écrire :

$$q_u - \gamma h_f = k [p_l - \gamma_w h_i - K_o \gamma' h_i]$$

formule (en m et kN) dans laquelle :

- h_f est la profondeur de la fondation sous le niveau du terrain naturel en fin de construction
- h_i la profondeur de la sonde sous le niveau du terrain naturel à l'époque des essais
- γ le poids volumique en place du sol
- γ' le poids volumique déjaugé du sol
- γ_w le poids volumique de l'eau
- K_o le coefficient de pression des terres au repos sur les contraintes effectives (σ'_H/σ'_V) - cf ci-dessus.

Il est à noter qu'habituellement $K_o \gamma' = 5,5$ (h étant en m et les pression en kN/m^3). En effet quand $\gamma' \approx 5,5 \text{ kN/m}^3$ (sol très lâche) $K_o \approx 1$ et, quand $\gamma' \approx 11 \text{ kN/m}^3$ (sol compact), $K_o \approx 0,5$.

Actuellement, il est recommandé d'écrire :

$$q'_u - q'_o = k p_l^*$$

les contraintes du membre de gauche de l'égalité étant en contraintes effectives selon les conventions du CCTG (§ B1.2 et B2.2 du fascicule 62, titre V).

3.3 Valeurs du coefficient de portance k

On a déjà indiqué que la valeur de k dépendait à la fois du type de terrain, de l'encastrement et de la forme de la fondation.

3.3.1 Catégories de terrain

Au point de vue pratique, on divisera les ter-

rains en plusieurs catégories selon les critères définis au tableau 4, reproduisant celui de l'annexe E1 du fascicule 62 (annexe informative).

Il est à noter que les remblais récents et les terrains non consolidés ne sont pas inclus dans ce tableau. Nous y reviendrons à l'occasion de la notion de seuil d'autoportance (§ 4.9). Dès maintenant, disons qu'il faudra toujours tenir compte du fait que le taux de travail admissible n'est pas seulement fonction de la force portante du sol mais aussi des tassements admissibles pour l'ouvrage étudié.

Tableau 4. Classes de sol (Annexe E1, informative)

CLASSE DE SOL			p_i (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0
	C	Compacts	> 2,5
CRAIES	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compactes	> 3,0
MARNES	A	Tendres	1,5 - 4,0
MARNO-CALCAIRES	B	Compacts	> 4,5
ROCHES	A	Altérées	2,5 - 4,0

3.3.2 Encastrement critique D_c

Au-dessous d'une certaine profondeur, une fondation réellement encadrée garde une force portante à la rupture $q_u - q_0$ constante dans un terrain homogène. Cet encastrement critique est fonction de la catégorie du terrain : en valeur relative (c'est-à-dire rapporté à la largeur B de la fondation), Louis Ménéard avait proposé le tableau ci-contre, selon la forme de la semelle.

Le fascicule 62 dans son chapitre C1 propose simplement $D_c/B = 5$ (p. 38), ce qui est une valeur moyenne.

3.3.3 Variations de k

En fonction de la catégorie du terrain, de la profondeur d'encastrement de la fondation par rapport à la profondeur d'encastrement critique et de la forme de fondation, on peut dresser plusieurs tableaux (annexe C3 contractuelle du fascicule 62) :

Tableau 5. Valeurs de D_c/B

Sol	Fondation	
	circulaire ou carrée	filante
Argiles et limons A Craies A	2	3
Argiles et limons B et C Sables et graves A Craies B et C Marnes A, roches A	5	6
Sables et graves B et C Marnes B	8	9

- le tableau des valeurs de k à une profondeur supérieure à la profondeur critique (tableau 6) (anciennement règle R-2)

- le tableau des valeurs de k pour des semelles en fonction de l'encastrement D_e/B (tableau 7) (anciennement règle R-3).

Tableau 6. Valeur du facteur de portance k pour une profondeur supérieure à la profondeur critique (a)

Nature des terrains		Eléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en oeuvre 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 (b)	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 (c)		1,1 à 1,8 (d)	1,8 à 3,2

Tableau 7. Valeur du facteur de portance k pour des semelles

Type de sol	Expression de k_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées (c)	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

- (a) Tandis que dans les documents anciens on distinguait entre les pieux et les parois moulées, le nouveau tableau ne fait plus cette distinction, « les résultats disponibles actuellement ne permettant pas de mettre en évidence une éventuelle influence de la forme de la section droite de l'élément de fondation » (fascicule 62, p.83, commentaires)
- (b) Dans les sables et graves compacts, l'observation du comportement d'ouvrages existants laisse penser que la valeur réelle de k est probablement plus élevée. L'attention est toutefois attirée sur :
- la nécessité de prendre en compte les valeurs réelles de p_1 , c'est-à-dire d'utiliser une sonde d'un type adapté aux valeurs à mesurer,
 - la possibilité, lorsque l'économie du projet le justifie, de procéder à un essai de chargement.
- (c) Il ne peut s'agir que de roches très altérées. Pour le rocher proprement dit, il faut utiliser les règles de dimensionnement de la mécanique des roches.
- (d) La valeur de k pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

Le terrain situé au-dessus du niveau de la fondation a un rôle d'autant plus efficace au point de vue de la force portante de la fondation qu'il est plus résistant (et pas seulement pesant comme le laisseraient penser les théories par trop élémentaires de la plasticité) ; la figure 8 montre que dans un terrain homogène en profondeur la résistance de la fondation croît avec l'encastrement jusqu'à ce qu'elle atteigne une valeur asymptotique caractérisant les fondations profondes. Ceci se retrouve dans les valeurs des tableaux 6 et 7.

La valeur la plus faible correspond à une fondation posée en surface : $k = 0,8$ à $1,3$ selon le type de sol.

La classification des sols s'appuie sur le tableau 4. Pour des formations géologiques qui n'entrent pas directement dans cette classification, il convient soit de les rattacher au type de sol dont elles se rapprochent le plus dans ce tableau, soit d'effectuer une interpolation (basée sur le tableau 4) de la valeur de k .

3.3.3.1 Cas particuliers

L'effort limite en pointe pour les pieux tubulaires métalliques battus ouverts, les pieux H et les palplanches dans des argiles ou dans des sables est donné par :

$$Q = \rho A q_u$$

où A est la surface de la section droite enveloppe

ρ est un coefficient minorateur valant :

dans les argiles : 0,5

dans le sable :

pour les tubes ouverts 0,5

pour les pieux H 0,75

pour les palplanches 0,30

3.3.4 Relation entre l'indice CBR et la pression limite

Bien que le CBR soit un nombre sans dimension, il est aisé de démontrer qu'il s'agit en fait d'une pression de rupture du sol dans un système d'unité particulier.

En effet par définition (norme AFNOR P 94-078) :

$$CBR = 100 \times \frac{q_e}{q_{ref}} \quad (1)$$

où q_e est la pression mesurée en p.s.i. (livre par pouce carré) nécessaire pour enfoncer un cylindre de 1,95 inch (pouce) de diamètre de 0,1 inch (ou 0,2 inch si le rapport q_e/q_s correspondant est inférieur au premier) dans le sol étudié,

q_{ref} est la pression mesurée en p.s.i. nécessaire pour enfoncer le même cylindre dans un matériau de référence (constitué de pierre cassée) de 0,1 inch.

Sachant que dans la théorie de l'exploitation des essais pressiométriques on a :

$$q_i = k p_i$$

q_i étant mesuré pour un enfoncement de 1/10 du diamètre de la semelle (cf. Sols Soils n° 5 et 6) l'équation (1) peut donc s'écrire :

$$CBR = 100 \times \frac{k (p_i)_e}{k (p_i)_{ref}} \quad (2)$$

où $(p_i)_e$ et $(p_i)_{ref}$ sont les pressions limites respectives du sol étudié et du sol de référence.

De plus la courbe d'enfoncement du cylindre dans le matériau de référence étant connue, on constate que la rupture du matériau de référence peut être considérée comme de l'ordre de 1 500 p.s.i. soit 105 bar. L'équation (2) devient donc en prenant k entre 1 et 1,5 (pour des fondations relativement superficielles) :

$$100 \frac{p_i}{105} < CBR < 100 \frac{1,5 p_i}{105}$$

soit :

$$0,95 p_i < CBR < 1,4 p_i$$

selon le type de sol (valeur inférieure pour l'argile, supérieure pour le sable).

Ces valeurs limites de corrélations ont été mises en évidence de nombreuses fois.

3.4 Cas des terrains hétérogènes

Lorsque les caractéristiques du sol varient en fonction de la profondeur, il convient de définir au préalable la notion de pression limite équivalente p_{ie} et celle de profondeur d'encastrement effectif D_e . Dans la mesure où p_{ie} et D_e sont des fonctions de la dimension en plan B de la base de la fondation, ces valeurs seront calculées par approximations successives. On se fixera donc initialement B à l'aide d'hypothèses simplificatrices permettant d'estimer k en première approximation.

3.4.1 Anciennes règles

Les anciennes règles avaient l'avantage de la simplicité. Nous les exposons d'abord. Dans les marchés publics, on peut être amené à se référer plutôt au paragraphe 3.4.2 quand l'annexe E2, informative, est devenue contractuelle.

3.4.1.1 Pression limite équivalente (Règle R4)

On définit la pression limite nette équivalente p_{le}^* comme moyenne géométrique des valeurs nettes obtenues près du niveau de la fondation :

$$p_{le}^* = \sqrt[3]{p_{l1}^* \times p_{l2}^* \times p_{l3}^*} \quad [1]$$

p_{l1}^* valeur de p_l^* mesurée à un niveau situé un diamètre au-dessus du niveau de la base de la fondation

p_{l2}^* valeur de p_l^* mesurée au niveau de la base

p_{l3}^* valeur de p_l^* mesurée à un niveau situé à un diamètre sous la base de la fondation

Dès que la fondation a une largeur supérieure à 1 m, les valeurs-ci-dessus sont elles-mêmes les moyennes géométriques des valeurs mesurées dans chacune des tranches de terrain considérées :

de $+3B/2$ à $B/2$ au-dessus du niveau de la fondation pour p_{l1}^*

de $+B/2$ à $-B/2$ de part et d'autre de la fondation pour p_{l2}^*

de $-B/2$ à $-3B/2$ au-dessous de la fondation pour p_{l3}^*

Pour une fondation superficielle faiblement encadrée, on ne fait pas intervenir la valeur p_{l1}^* ; il vient donc :

$$p_{le}^* = \sqrt[2]{p_{l2}^* \times p_{l3}^*} \quad [2]$$

Cette règle suppose dans tous les cas que les différences entre p_{l1}^* , p_{l2}^* , p_{l3}^* ne soient pas trop importantes ($\pm 30\%$ de p_{le}^*).

Dans le cas où $\frac{|p_{li}^* - p_{le}^*|}{p_{le}^*} > 30\%$, il con-

vient d'être prudent et d'examiner le problème plus en détail. On pourra tracer la courbe représentative de p_{le} en fonction de la profondeur d'assise et supprimer avant utilisation tout point anguleux. Le problème suivant (détermination de h_e) devra être vu simultanément.

3.4.1.2 Profondeur d'encastrement équivalente (Règle R5)

Lorsque le terrain présente des caractéristiques variant avec la profondeur, il est nécessaire de définir la profondeur d'encastrement équivalente D_e rapportée au terrain qui consti-

tue l'assise de la fondation. Cette profondeur D_e était calculée à l'aide de la formule suivante (Règle R5) :

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

où p_{le}^* a été déjà défini et D est la profondeur de la fondation.

Ainsi, dans le cas d'un puits fondé sur un terrain sableux de 1,6 MPa de pression limite, l'encastrement et donc la force portante sont équivalents, que le mort terrain situé entre la surface et le niveau de la fondation soit constitué par 8 m de remblai ($p_l = 200$ kPa), ou 2 m de limon sableux ($p_l = 800$ kPa) ou 50 cm de sol-ciment ($p_l = 3,2$ MPa). Dans ces trois cas, la profondeur d'encastrement effectif est de 1 m (encastrement dans un terrain homogène fictif ayant 1,6 MPa de pression limite depuis la surface).

3.4.2 Nouvelles règles du Fascicule 62

On a déjà dit que ces règles présentées dans l'annexe E2 ne sont qu'informatives. Le marché peut cependant les rendre contractuelles.

3.4.2.1 Pression limite équivalente (Annexe E2.2)

a) Fondations superficielles

- Le terrain sous la fondation et sur une épaisseur au moins égale à $1,5 B$ est constitué de sols de caractéristiques comparables. On établit un profil linéaire schématique (fig. 10), représentatif du sol entre les profondeurs D et $D + 1,5 B$ de la forme :

$$p_l^*(z) = az + b$$

et la pression limite équivalente est :

$$p_{le}^* = p_l^*(z_e)$$

avec $z_e = D + 0,75 B$

- le terrain n'est pas homogène sur la même épaisseur de $1,5 B$, dans ces conditions (fig. 11) :

. on élimine d'abord toutes les valeurs singulières trop élevées

. on déduit p_{le}^* de l'expression :

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

On notera que cette valeur de p_{le}^* n'est que très peu différente de la valeur qu'on obtiendrait avec la formule (2) du § 3.4.1.1.

b) Fondations profondes et semi profondes

Si le terrain sous la fondation et au-dessus de la base de la fondation sur une profondeur h est homogène, on calcule p_{le}^* par la formule :

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

Fig. 10 Calcul de p_{le} ,
fondation superficielle,
sol homogène
(fascicule 62, annexe E2)

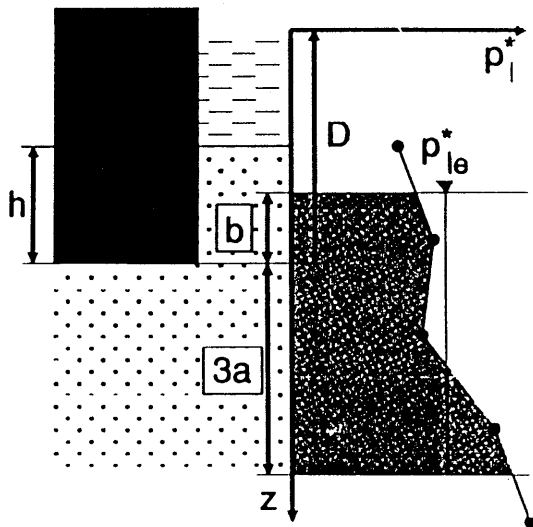


Fig. 12 Calcul de p_{le} ,
fondation profonde
(fascicule 62, annexe E2)

avec $b = \text{minimum de } a \text{ et } h$

où $a = B/2$ si $B > 1 \text{ m}$
et $a = 0,5 \text{ m}$ si $B < 1 \text{ m}$.

On doit donc avoir $h > b$ (fig. 12).

A noter qu'aucune recommandation n'est donnée si le terrain est hétérogène ou si $h < b$.

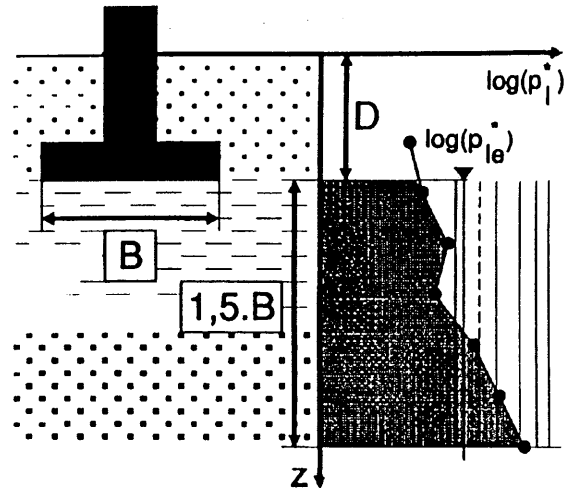
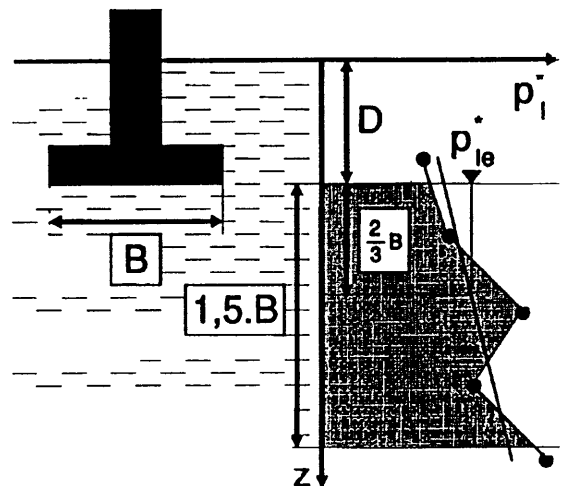


Fig. 11 Calcul de p_{le} ,
fondation superficielle,
sol hétérogène
(fascicule 62, annexe E2)



3.4.2.2 Profondeur d'encastrement équivalente (Annexe E2.4)

Cette profondeur a la même définition que précédemment (§ 3.4.1.2); si ce n'est que la définition de p_{le}^* est différente (§ 3.4.2.1) :

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

dans laquelle $d = 0$ sauf « si les caractéristiques des couches les plus superficielles ne permettent pas d'en tenir compte dans l'estimation de D_e ».

3.5 Dimensionnement des fondations sur semelles vis-à-vis de la stabilité générale

3.5.1 Les travaux de terrassement ont tendance, lorsqu'ils sont réalisés par temps pluvieux ou que la fouille reste ouverte plusieurs mois, à réduire les caractéristiques mécaniques d'un terrain fragile sur une hauteur de 0,5 à 2 m (cas du sable fin légèrement cohérent, argile à haute limite de liquidité, etc.). A titre d'exemple, il est recommandé dans les calculs de force portante de réduire de 20 % sur 1 à 2 m les valeurs de p_l mesurées avant travaux lorsque le terrassement général atteint plusieurs mètres de profondeur.

Le fascicule 62 rajoute ici qu'il existe généralement dans les sols une couche superficielle pouvant faire jusqu'à 1 m d'épaisseur dont les caractéristiques dépendent des conditions climatiques et qu'il est préférable de considérer défavorablement (annexe E2.1).

3.5.2 L'encastrement équivalent est calculé à partir du niveau de terrassement général (niveau du sous-sol), mais on ne doit pas oublier de tenir compte de l'influence bénéfique des dalles de béton reposant sur les sols (adopter $p_l = 10$ MPa sur toute l'épaisseur de la dalle).

A l'inverse, dans le cas de semelles coulées entre coffrages avec remblaiement ultérieur de la fouille, il convient pour le calcul de l'encastrement de tenir compte du seul remblai et non du terrain naturel (adopter pour le remblai $p_l = 100$ à 400 kPa selon le compactage réalisé).

La présence des fondations voisines a une influence généralement favorable pour la force portante de semelles superficielles (sauf dans le cas de semelles isolées très rapprochées, qui se comportent alors comme une semelle continue).

On utilisera pour déterminer la valeur de k les figures 13 qui représentent graphiquement les valeurs du tableau 7.

3.5.3 Dans le cas de fondations superficielles isolées rapprochées, le facteur de portance est limité par les relations suivantes :

$$k < 1 + \frac{2L'}{B} \quad k < k \text{ nominal}$$

B dimension de la semelle dans le sens de l'alignement des semelles

L' distance entre bords de semelles voisines

Cette condition ne devient effective que pour :

$$\frac{L'}{B} < 4$$

3.5.4 Coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité générale pour les semelles

Pour être en accord avec les méthodes de calcul des ouvrages en béton armé ou en béton précontraint aux états limites (normes BAEL ou BPEL), le fascicule 62 a introduit les concepts de :

- combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes pour lesquels on accepte que l'ouvrage subisse des dommages qui puissent être réparés ultérieurement

- combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service pour lesquels toute dégradation de l'ouvrage doit être évitée.

On renvoie pour les définitions au chapitre A5 du fascicule 62.

Pour chaque combinaison d'actions aux états limites ultimes, on vérifie que :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_o) i_{\delta\beta} + q'_o$$

où q'_{ref} est défini ici au § 3.0 ($q'_{ref} = q$ en cas de charge centrée verticale)

$i_{\delta\beta}$ est un coefficient minorateur fonction de l'inclinaison de la charge et de la géométrie de la surface du sol de fondation (talus), défini dans l'annexe F1 du fascicule 62 (voir note § 3.5.6) ; $i_{\delta\beta}$ vaut 1 dans le cas de charge centrée verticale appliquée à une semelle sur sol horizontal

γ_q est un coefficient de sécurité pris ici égal à 2

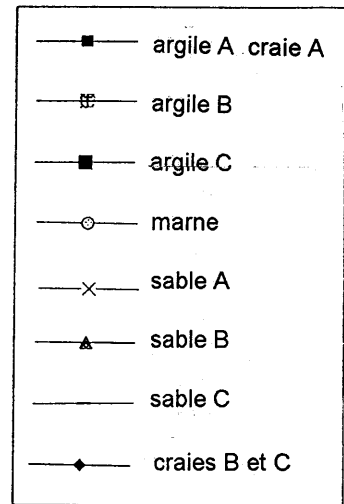
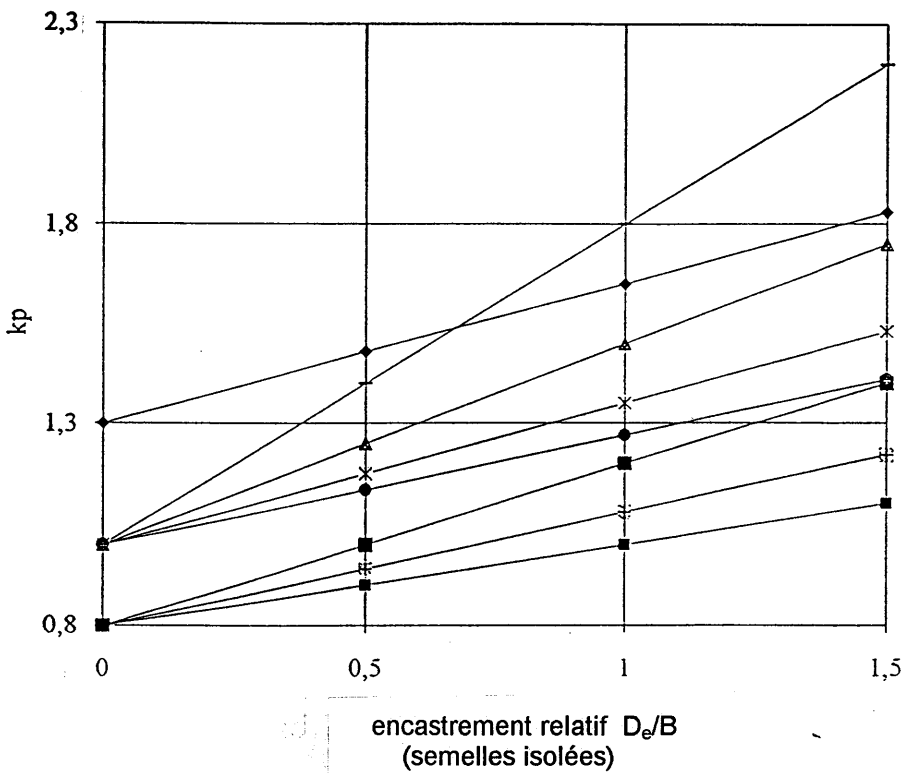
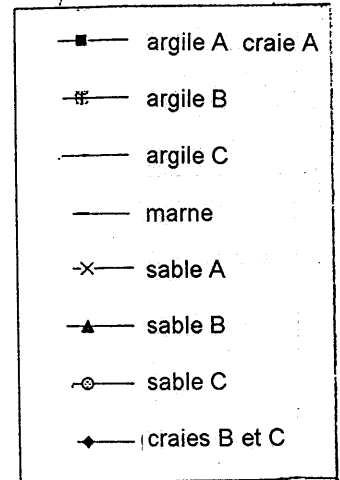
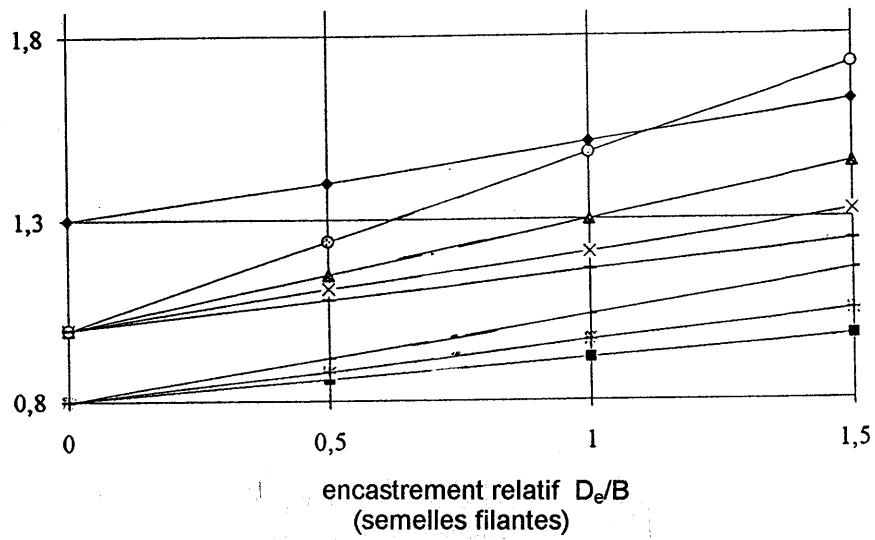


Fig. 13 Graphiques des valeurs du coefficient de portance k pour des semelles

Pour chaque combinaison d'actions aux états limites de service, on vérifie la même inéquation :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_o) i_{\delta\beta} + q'_o$$

dans laquelle cette fois $\gamma_q = 3$

A noter que q'_o représente dans les deux cas la contrainte verticale effective que l'on obtiendrait après travaux au niveau de la base de la fondation, si cette fondation n'existait pas. D'une manière générale, toutes ces contraintes sont des contraintes intergranulaires ou effectives mais on a déjà indiqué (notre § 3.1) que :

$$q'_u - q'_o = q_u - q_o$$

avec les hypothèses prises en considération dans le fascicule 62 (articles A.4.2, B.2.2.3 et B.3.1.1)

Lorsque la base est oblique ou lorsque la fondation est établie sur un terrain en pente, q'_o est la pression verticale des terres calculée au centre géométrique de la semelle (fig. 14). On a ainsi :

$$q'_o = \int_0^h \gamma dz - (h - z_w) \gamma_w$$

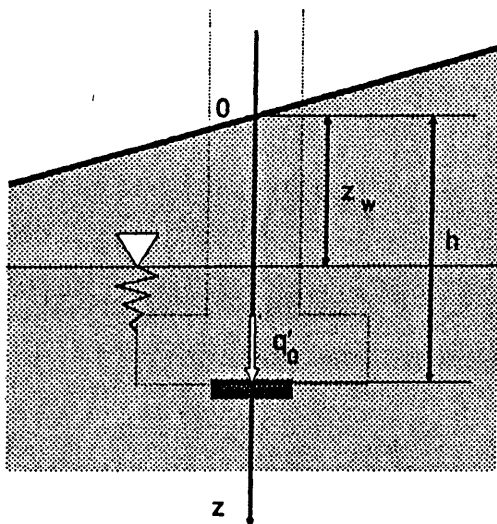


Fig. 14 Détermination de q'_o (fascicule 62, p. 30)

3.5.5 Calcul du coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ selon le fascicule 62 (annexe F1 informative)

Ce coefficient intervient lorsque :

a) la charge appliquée à la fondation fait un angle δ° par rapport à la verticale, il s'agit alors de i_δ

b) la semelle est établie au voisinage d'un talus faisant un angle β° avec le plan horizontal, il s'agit alors de i_β ou lorsque les deux conditions sont réunies et il s'agit de $i_{\delta\beta}$.

3.5.5.1 Charge centrée inclinée, sol horizontal

- dans les sols cohérents, on prendra :

$$i_\delta = \left[1 - \frac{\delta}{90} \right]^2 = \Phi_1(\delta)$$

- dans les sols pulvérulents, on prendra :

$$i_\delta = \left[1 - \frac{\delta}{90} \right]^2 \left[1 - \exp \left(-\frac{D_e}{B} \right) \right] + \left[\max \left\{ \left[1 - \frac{\delta}{45} \right]; 0 \right\} \right]^2 \exp \left(-\frac{D_e}{B} \right)$$

$$i_\delta = \Phi_2(\delta)$$

Les fonctions Φ_1 et Φ_2 sont représentées sur le graphique de la figure 15.

3.5.5.2 Fondation en tête de talus, charge verticale centrée

Pour le seul cas de sols pulvérulents ayant un angle de frottement interne suffisant pour que la pente du talus soit stable, quand $\tan \beta < 1$, et quand la semelle n'est pas encastrée, on peut écrire :

$$i_\beta = 1 - 0,9 \tan \beta (2 - \tan \beta) \left[\max \left\{ \left[1 - \frac{d}{2B} \right]; 0 \right\} \right]^2$$

formule dans laquelle d représente la distance du bord de la semelle au talus.

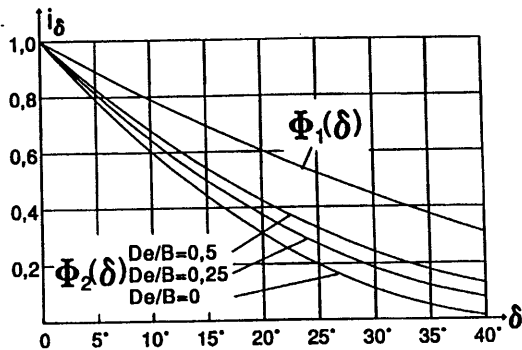


Fig. 15 Coefficients minorateurs pour fondation superficielle, charge centrée inclinée (fascicule 62, p. 126)

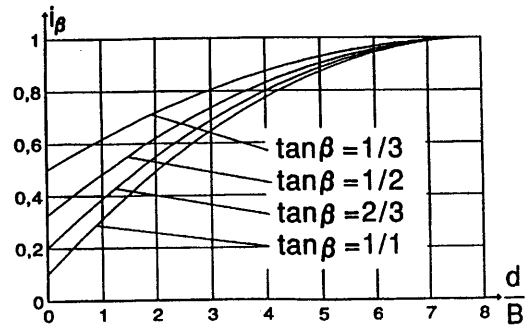


Fig. 16 Coefficient minorateur pour fondation superficielle à la distance d de la crête d'un talus d'angle β (fascicule 62, p. 127)

Cette formule est représentée graphiquement sur la figure 16.

On renvoie au fascicule 62 pour les valeurs de $i_{\delta\beta}$ plus complexes (annexe F1).

On rappelle que L. Ménard avait proposé un autre facteur de réduction pour le cas de semelles encastées au voisinage d'une fouille à paroi verticale dans des sols ayant à la fois cohésion et frottement (sable de Fontainebleau par exemple ; fig. 17).

Ces dernières règles ne dispensent pas de vérifier l'état limite ultime de renversement, l'état limite de service de décompression du sol, l'état limite ultime de glissement, l'état limite ultime de stabilité d'ensemble (fondations en tête de talus de déblai ou de terrain rapporté), articles B.3.2 à B.3.6 du fascicule 62.

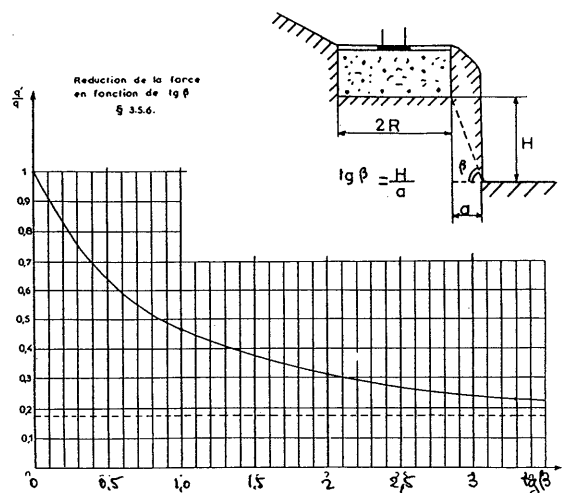


Fig. 17 Proposition de facteur de réduction de Louis Ménard (Dauvisis, 1964) pour une fondation superficielle au voisinage d'un talus, sol pulvérulent présentant de la cohésion

3.6 Cas des radiers

3.6.1 Le radier se comporte comme une large semelle dans la mesure où il est très rigide ; les règles relatives aux semelles lui sont alors applicables.

3.6.2 Plus couramment, le radier est déformable et il faut alors tenir compte du fait que la résistance à la rupture du terrain situé sous le radier peut varier entre les bords et le centre du radier, et cela même quand le terrain est homogène en plan, mais variable avec la profondeur ; dans le cas fréquent où le radier est fondé sur une couche de sol compressible de 2 à 3 m d'épaisseur, reposant elle-même sur une couche résistante, la résistance globale du terrain décroît progressivement du centre vers les bords ; de nombreux ouvrages périssent ainsi par rupture locale du terrain, tout au moins dans les cas où la rigidité du radier est insuffisante pour transférer les charges périphériques vers les zones centrales plus résistantes.

Le taux de travail admissible en un point dépend donc en général de la distance de ce point au centre du radier.

On calcule q_u en considérant une série de semelles fictives constituées par des bandes s'appuyant sur le bord du radier et de largeur croissante (1 m, 2 m, 3 m).

On choisira la valeur de q_u minimale. Si le taux de travail moyen imposé par l'ouvrage est supérieur au taux admissible pour l'une de ces bandes, il convient de rigidifier le radier en conséquence pour permettre ainsi le transfert des charges vers les zones plus résistantes.

3.7 Dimensionnement des fondations profondes soumises à des sollicitations verticales⁽¹⁾

La force portante d'une fondation profonde Q est la somme de deux termes : la résistance en pointe Q_p et la résistance au frottement latéral Q_s ; bien qu'il y ait interaction entre ces deux termes, il est traditionnel de les calculer séparément (fig. 18). A la rupture, on écrit :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

(1) pour les sollicitations horizontales on se reportera à une notice spéciale

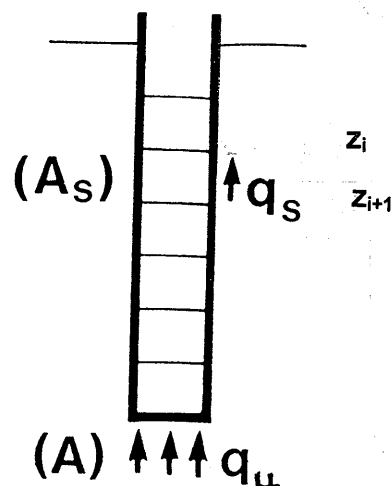


Fig. 18 Charge ultime d'un pieu

$$Q_u = A q_u + \sum A_s \cdot q_s$$

A section de base du pieu

q_u contrainte de rupture du sol sous la base de pieu

A_s surface latérale d'un tronçon de pieu $[P \times (z_{i+1} - z_i)]$

q_s frottement unitaire limite constant entre fût du pieu et sol sur la surface latérale A_s d'un tronçon de pieu

3.7.1 Résistance en pointe ultime d'un pieu isolé (Règle R-2)

Le facteur de portance est donné sur le tableau 6 déjà présenté qui ne distingue plus entre les pieux et les parois moulées, les pieux de section carrée ou circulaire, les barettes et les parois moulées.

L'accroissement de la valeur du facteur de portance particulièrement sensible dans les sables pour les pieux battus ou foncés provient du phénomène de contractance/dilatance des terrains environnants au passage de la pointe.

Le cas des pieux tubulaires métalliques battus ouverts, des pieux H et des palplanches dans les argiles ou dans les sables est exposé au § 3.3.3.1.

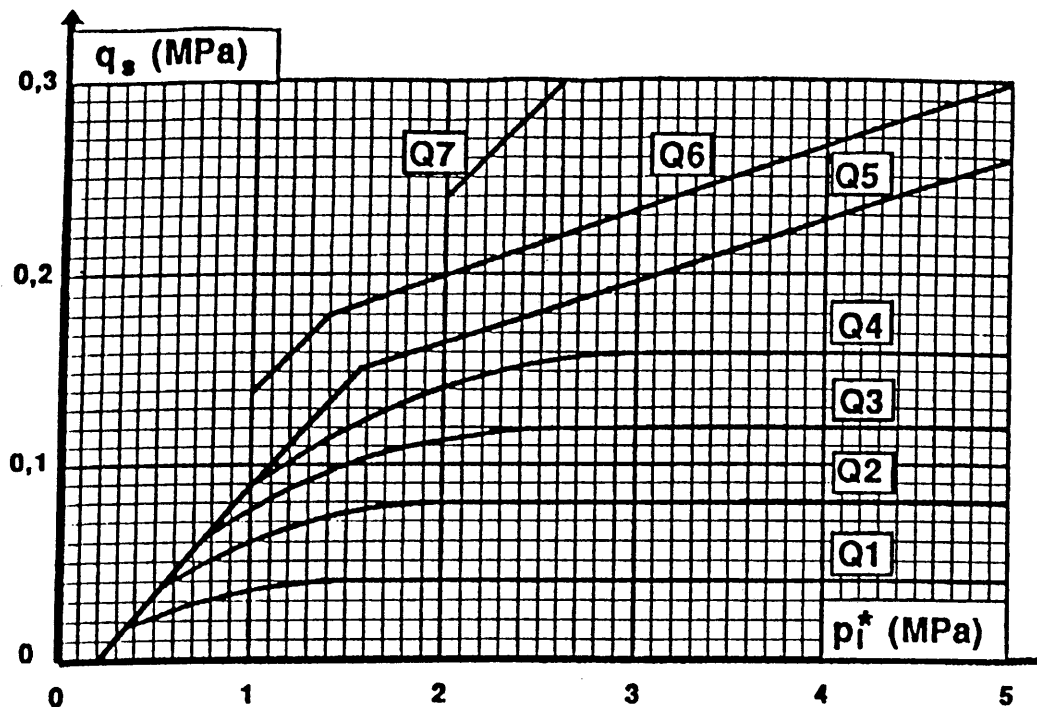


Fig. 19 Variation du frottement unitaire limite q_s en fonction de p_i^* .
Chaque courbe Q_i se rapporte à un type de pieu et un type de sol bien définis (voir tableau 8).

3.7.2 Frottement latéral limite d'un pieu isolé (Règle R-1)

La résistance au frottement limite entre la paroi latérale de la fondation et le terrain est généralement inférieure à la résistance au cisaillement du terrain naturel par suite du remaniement provoqué par la perforation du trou ou par le battage.

La résistance au frottement latéral limite est représentée figure 19 en fonction de la valeur p_i de la pression limite et selon la technique de réalisation du pieu (tableau 8 qui reprend l'annexe C3 du fascicule 62).

3.7.2.1 Cas particuliers

Pour les pieux tubulaires métalliques battus ouverts, les pieux H et les palplanches le périmètre à considérer pour le calcul de la surface latérale A_s (fig. 18) est :

$$\rho_s P$$

où P est le périmètre de la section enveloppe pour les pieux tubulaires ouverts, le périmètre développé pour les pieux H et les palplanches,

ρ_s est un coefficient réducteur valant :

dans les argiles	1,00
dans les sables	
pour les pieux tubulaires ouverts et les pieux H	1,00
pour les palplanches	0,50

3.7.2.2 Autres dispositions minorantes

On rappelle que Louis Ménard avait proposé quelques dispositions minorantes qui n'ont pas été conservées, n'ayant pas été confirmés lors des observations des LPC :

- Pour les pieux, en particulier les pieux métalliques, dont le diamètre est supérieur à 60 cm, on n'applique plus d'abattement sur le frottement, d'au moins 10% pour les pieux de plus de 0,80 m de diamètre et 30 % pour les pieux de plus de 1,20 m de diamètre, ces taux de réduction pouvant être modifiés en fonction des problèmes de réalisation propres au chantier.

- Pour les parois moulées, le frottement latéral n'est plus divisé par 2 par rapport aux courbes de la figure 19.

- Le frottement des pieux métalliques ou des pieux en béton moulé avec chemisage permanent n'est plus réduit de 20 % dans les terrains argileux et de 30 % dans les sables et les sables et graviers immergés.

- A l'opposé, le serrage des sols pulvérulents au-dessus de la pointe d'un pieu lors de son chargement n'est plus considéré comme pouvant augmenter le frottement latéral sur une hauteur de fût au-dessus de la pointe pouvant atteindre 3 diamètres.

Tableau 8. Choix des courbes pour la détermination de q_s

	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 ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré 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	Q ₂	Q ₁	(4)		Q ₂	Q ₃	
Puits ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	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 ₂	Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃	Q ₃	Q ₄		(4)		Q ₃	Q ₄	
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃	Q ₃		Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆	
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q ₄	Q ₅	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 louveré

(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 forcés 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 (cette disposition concerne surtout les micropieux)

3.7.3 Coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité générale pour les pieux isolés

Dans l'ancien document D.60 il était dit : « Il est usuel de prendre un coefficient de sécurité de 3 sur la résistance en pointe et de 2 sur le frottement limite total », s'agissant implicitement du dimensionnement aux états limites de service.

Le fascicule 62 présente les choses différemment. Tout d'abord une force portante de fluage du pieu Q_c (c pour creep, le mot anglais pour fluage ?) est introduite (annexe C2-3) et il est indiqué que :

- pour un pieu foré,

$$Q_c = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$$

- pour un pieu battu (préfabriqué)

$$Q_c = 0,7 Q_{pu} + 0,7 Q_{su} = 0,7 Q_u$$

où Q_{pu} et Q_{su} sont les forces portantes limites du pieu respectivement en pointe et en frottement latéral.

Ensuite le texte précise pour les combinaisons fondamentales des états limites ultimes (E.L.U.) de prendre en compression C4.1.12):

$$Q_u / 1,40$$

et pour les combinaisons quasi permanentes des états limites de service (E.L.S.) en compression (C4.1.13) :

$$Q_c / 1,40$$

Dans le cas des états limites de service, cela revient à écrire, pour les pieux forés :

$$Q_{adm} = \frac{Q_{pu}}{2 \times 1,4} + \frac{Q_{su}}{1,43 \times 1,4}$$

soit :

$$Q_{adm} = \frac{Q_{pu}}{2,8} + \frac{Q_{su}}{1,99}$$

et, pour les pieux battus (préfabriqués) :

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{1,4 \times 1,4} = \frac{Q_u}{1,96}$$

Sous certaines conditions, les pieux en béton moulé en place à tube battu sont assimilés aux pieux battus préfabriqués.

On retrouve ainsi les mêmes coefficients de sécurité qu'autrefois pour les pieux forés sous charges limites de service. Pour les pieux battus qui bénéficient déjà d'un facteur de portance (tableau 6) plus élevé, leur force portante en pointe sous charge limite de service est encore augmentée.

Les mêmes 2 sections du fascicule 62 traitent aussi des pieux sollicités en traction (voir § 3.7.8).

Pour les micropieux qui font l'objet d'un traitement à part dans le fascicule 62, on renvoie au même article 3.7.8.

3.7.4 Groupe de pieux

On peut imaginer que la force portante ultime Q_G d'un groupe de pieux, surtout si ceux-ci sont très rapprochés, n'est pas égale à la somme des forces portantes ultime Q_p de chaque pieu supposé isolé. On appelle :

$$C_e = \frac{Q_G}{\sum Q_p}$$

le coefficient d'efficacité du groupe de pieux.

Le fascicule 62 traite ce cas dans son article C4.1.2.

On peut calculer la force portante du groupe de pieux selon la méthode proposée par Terzaghi qui consiste à calculer la force portante du bloc circonscrit au groupe, considéré comme une fondation monolithe plus ou moins profonde et lui appliquer les règles données ci-dessus.

On peut utiliser aussi la formule de Converse et Labarre qui donne C_e en fonction des caractéristiques du groupe de pieux.

Lorsqu'on bat des pieux dans un sable lâche, celui-ci est densifié et on peut considérer en première approximation qu'on a au moins $C_e = 1$.

Lorsque les pieux sont arrêtés sur une couche résistante qui repose elle-même sur une couche de moins bonnes caractéristiques, on vérifiera le risque de poinçonnement de la couche résistante sous la contrainte de pointe des pieux.

Pour plus de détails, on renvoie à l'annexe G1 (informative) du fascicule 62.

3.7.5 Frottement latéral négatif

3.7.5.1 Plusieurs cas sont à considérer pour un pieu isolé :

1. Le terrain dans lequel on place les pieux est soit une argile très compressible, soit un sable très lâche, mais il ne sera pas surchargé par la suite. Dans ce cas (voir « seuil d'autoportance » § 4.9 pour la qualification des couches), le frottement latéral négatif unitaire pour la portion du pieu située dans cette couche peut être pris égal à 10 kPa en première approximation. Cette valeur devrait couvrir le cas du séisme moyen.

2. La nappe phréatique dans la couche de sable lâche ou d'argile molle est rabattue, ce qui entraîne la transformation des contraintes totales en contraintes effectives. Toujours en première approximation, on retiendra des valeurs de 20 kPa pour les argiles et 30 kPa pour les sables comme frottement négatif unitaire sur la hauteur du rabattement.

3 - Le terrain compressible dans lequel on place les pieux est surchargé par un remblai (exemple : amont d'une culée de pont). Louis Ménard avait proposé une méthode d'estimation du frottement négatif aux déplacements relatifs (voir § 4.5.2). L'Administration a préféré retenir une méthode à la rupture qui suppose que le déplacement est suffisant sur la hauteur d'application de ce frottement pour mobiliser sa valeur limite (annexe G2, informative, du fascicule 62) :

$$F_n = P \int_z^{z+h} K \operatorname{tg} \delta \sigma'_v dz$$

où F_n est le frottement négatif entre les profondeurs z et $z+h$

P est le périmètre de l'élément de fondation

$$K = \sigma'_H / \sigma'_v$$

σ'_H est la contrainte horizontale effective

σ'_v est la contrainte verticale effective

$\operatorname{tg} \delta$ est le coefficient de frottement sol/paroi

On notera que sous le signe somme tous ces facteurs sont des fonctions de z et que la valeur de σ'_v est à long terme. Elle doit être évaluée « en tenant compte de la perturbation engendrée par l'accrochage du sol autour de celui-ci ».

Le fascicule 62 donne des valeurs pour le produit $K \cdot \operatorname{tg} \delta$ quand il n'existe pas de mesures in situ sur des pieux d'essais (tableau 9).

Tableau 9. Valeur de $K \operatorname{tg} \delta$ pour l'estimation de la valeur limite de frottement latéral négatif unitaire (annexe G2, informative, du fascicule 62)

		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		

3.7.5.2 Dans le cas d'un groupe de pieux, il n'existe que des méthodes empiriques pour l'estimation du frottement négatif :

- . dans le cas d'une file de pieux :
 - sur les pieux d'extrémité d'une file
 - sur les autres pieux de la même file
- . ou, dans le cas d'un groupe de pieux ayant plusieurs files et colonnes :
 - sur les pieux d'angle
 - sur les pieux périphériques qui ne sont pas aux angles
 - sur les pieux centraux du groupe.

On renvoie ici encore au fascicule 62 (annexe G2), dont les recommandations ne s'appliquent qu'à des pieux ou barettes identiques et verticaux.

3.7.6 Refus au battage

Avant de calculer la force portante ou la fiche de pieux battus, on devra s'assurer qu'il est possible de les battre. Le phénomène du refus des pieux battus doit être examiné en détail avant d'établir des règles.

Le refus au battage dépend du pieu, du sol, du matériel mis en oeuvre pour le battage et de la manière dont il est utilisé. En règle générale, le battage est un moyen pour mettre en place un pieu, sans le casser, à la cote calculée ou prévue, et le refus n'est pas considéré comme critère de portance sans autre élément de jugement. Néanmoins, une étude et une prévision de battage et le contrôle des refus apportent des renseignements très précieux, car ils concernent chaque pieu et peuvent être comparés entre eux (H. Gonin, 1996).

a) Influence du type de terrain

- Dans les sables et graviers noyés, l'expérience montre que la résistance latérale différente du frottement qui sera par la suite mobilisé statiquement n'intervient que très peu au cours du battage ; c'est surtout la « rigidité » du sol autour de la pointe, donc le module pressiométrique du terrain, qui déterminera le refus.

- Dans l'argile par contre, le frottement latéral total croît d'une manière exponentielle en fonction de la fiche dans un terrain homogène et c'est donc ce frottement, lié à la pression limite, qui fixera le refus au battage.

b) Influence du type de pieu

Le rendement du battage dépend de plusieurs caractéristiques du pieu :

- pieu préfabriqué d'un seul élément : l'énergie d'un impact sert à faire pénétrer la pointe mais aussi à vaincre le frottement latéral et à comprimer le pieu élastiquement à chaque impulsion

- pieu composé d'éléments préfabriqués : une partie de l'énergie est aussi perdue à la liaison entre les éléments

- pieu à tube battu : en plus de l'énergie perdue en frottement latéral, selon le niveau auquel le tube est entraîné, une autre partie d'énergie peut être perdue en compression élastique du tube.

Enfin, la pénétration sera d'autant plus élevée que l'énergie du mouton sera grande.

De ces remarques et de l'expérience acquise, on peut déduire entre autres que :

- Les pieux préfabriqués battus en béton armé d'un seul élément ont le refus pour un encastrement de :

- 1 m dans du sable et gravier caractérisé par $E > 150$ bars sur au moins 4 m d'épaisseur
- 3 m dans du sable et gravier caractérisé par $E > 75$ bars sur une épaisseur d'au moins 6 m ;

le surbattage n'est pas conseillé, la rupture du pieu étant fréquemment observée.

- Les pieux moulés type Franki originel passent assez facilement des couches de 2 à 3 m d'épaisseur de sable et gravier où E atteint 300 bars ; le surbattage est plus aisé et sans préjudice pour le futur pieu.

- L'encastrement des pieux battus dans l'argile est limité par la valeur du frottement latéral calculé à partir des courbes Q_i (fig.19) sans sécurité.

3.7.7 Calcul des puits

Les puits, quelquefois encore creusés à la main, mais le plus souvent avec des pelles mécaniques adaptées à cet effet, ont généralement une faible profondeur relative D_e/B .

L'annexe D du fascicule 62 sur les fondations semi profondes (normative) ne traite que le cas des puits isolés, la surface du sol étant horizontale et le sol n'étant soumis à aucun mouvement d'ensemble.

Les réactions du sol sur un puits sont :

- . sur la base :
 - des contraintes verticales
 - éventuellement des frottements tangents à cette base

. sur le fût :

- des frottements verticaux
- éventuellement des contraintes horizontales frontales ou tangentielles.

Le dimensionnement des puits prenant en compte les efforts horizontaux et les moments auxquels peuvent être soumis ces puits est traité dans une brochure spéciale.

Pour les puits soumis seulement à des efforts axiaux, on calculera le terme de pointe en estimant d'abord D_e/B par les règles R4 et R5 appliquées successivement (voir § 3.4.1 ou 3.4.2 ci-dessus). La valeur de q_u sous la base s'en déduit.

Le frottement latéral devra être négligé ou réduit en fonction de la valeur de D_e/D_c et du mode de réalisation. Le fascicule 62 impose :

- de ne mobiliser le frottement latéral qu'à partir d'une profondeur égale à $1,5 B$
- de calculer le frottement latéral comme pour un pieu (fig. 19, tableau 8 - où l'on trouve le cas des puits -).

Si un blindage en bois est laissé en place, ce frottement est nul, bien entendu.

Il est à noter que l'annexe D du fascicule 62 suggère implicitement, et d'une manière inattendue, de traiter le cas général de dimensionnement des puits par une méthode aux déplacements, avec des schémas rigides-plastiques (ce qui n'est pas le cas dans les autres annexes...). Toutefois, dans le cas où la charge est axiale centrée, il faut :

- soit limiter le coefficient de portance aux valeurs du tableau 7 correspondant à $D_e/B = 2,5$, ce qui correspond au tableau 10 ci-contre, lorsque les techniques de réalisation sont voisines de celles utilisées pour des fondations superficielles
- soit adopter les valeurs du coefficient de portance des pieux si les techniques le justifient.

Les coefficients de sécurité seront les mêmes que précédemment pour le terme de base, comme pour celui du frottement latéral.

Fréquemment Maître d'Oeuvre ou Entrepreneurs proposent des puits à base élargie (à « patte d'éléphant ») pour rendre la fondation

Tableau 10.

Coefficients de portance k maximal pour des puits soumis à une seule charge axiale centrée lorsque le procédé d'exécution est assimilable à celui des fondations superficielles

Type de sol	Puits rond ou carré	Puits allongé
Argiles et limons A, Craies A	1,30	1,10
Argiles et limons B	1,50	1,22
Argiles C	1,80	1,40
Sables A	1,88	1,53
Sables et graves B	2,25	1,75
Sables et graves C	3,00	2,20
Craies B et C	2,18	1,83
Marnes, roches très altérées (1)	1,68	1,41

(1) Le dimensionnement des puits sur le rocher se fait par les méthodes de la mécanique des roches.

plus économique. Attention : la réalisation de cette « patte d'éléphant » décomprime le terrain au-dessus de la cavité et la charge admissible du puits ne croît pas proportionnellement à l'augmentation de surface. On propose de calculer cette charge admissible comme la somme de deux termes :

- celle du puits de section droite égale à celle du fût au-dessus de l'élargissement (k étant calculé avec un D_e/B' fictif, où B' est la petite dimension de la section droite du fût),

- celle de l'anneau, correspondant à l'élargissement, supposé travaillant comme une semelle selon la règle R3 (k est donné par le tableau 7 ou les graphiques de la figure 13), l'encastrement étant pris égal à la hauteur du parement vertical de la « patte d'éléphant ».

Enfin, il arrive que les puits soient dégarnis sur une partie de leur surface latérale par suite de travaux ultérieurs.

Dans le cas d'un puits carré dont la base est au-dessous de la profondeur critique, on peut dresser le graphique (fig 20) donnant les valeurs de k en fonction du nombre de faces dégarnies, en supposant que le dégarnissage ne s'étend pas en-dessous de la base du puits.

Un ordre de grandeur de k pour des puits dégarnis sur n faces est donné par la formule :

$$k = \frac{k_{\max}}{n \frac{k_{\max} - 0,8}{3,2} + 1}$$

Si le dégarnissage ne se fait que jusqu'à une hauteur h' au-dessus de la base, l'asymptote de $k = k$ (nombre de faces dégarnies) est

relevée jusqu'à la valeur de k donnée par les tableaux 6 et 7.

Si le dégarnissage s'étend en dessous de la base, l'asymptote tend vers la valeur k telle que :

$$q_u^* = 2 s$$

où s est la résistance au cisaillement mesurée en compression simple.

Puisque (Ménard, 1965) :

$$2 s = (p_1 - p_0) / K_B$$

(tant que $s < 50$ kPa), il vient :

$$k = 1 / K_B$$

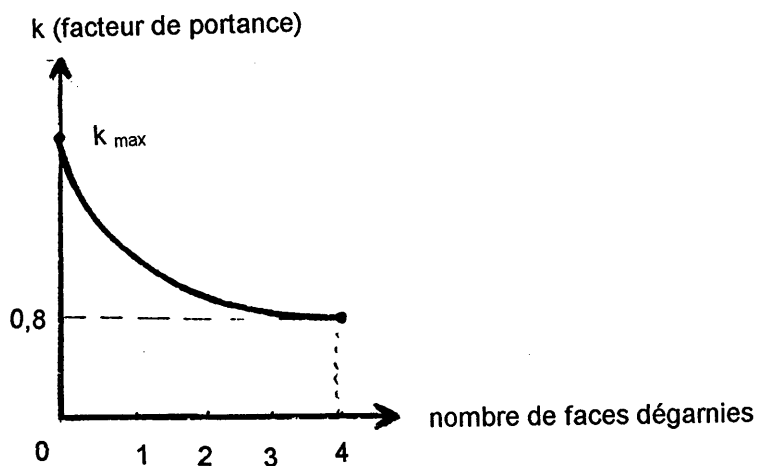


Fig. 20 Diminution du facteur de portance sous la base pour un puits carré dont une ou plusieurs faces sont dégarnies

3.7.8 Calcul des micropieux

Par définition, on appelle micropieux (annexe G5 du fascicule 62, chapitre 5) tout pieu de moins de 250 mm de diamètre

Le type I est un pieu foré tubé, avec ou sans armature, dont le mortier de ciment est mis en place au tube plongeur. Le tubage est récupéré par obturation en tête et mise en pression.

Le type II est un pieu foré, muni d'armatures, dont le mortier ou le coulis est mis en place par gravité ou sous très faible pression au tube plongeur.

Le type III est un pieu foré, lancé, battu ou foncé, muni d'armatures, injecté avec un tube à manchettes dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce dernier peut être équipé de manchettes et tient lieu de système d'injection. L'injection, globale et unitaire, se fait en tête à une pression au moins égale à 1 MPa.

Le type IV se distingue du type III par le fait que l'injection, répétitive et sélective, se fait à l'obturateur simple ou double.

Seuls les types II à IV sont considérés dans le fascicule 62, annexe C6. La résistance de pointe est toujours négligée. Les essais de chargement sont fortement recommandés pour le dimensionnement final. Toutefois, à titre conservatoire, on peut calculer le frottement latéral limite mobilisable par les méthodes exposées ci-dessus en se basant sur le diamètre nominal du trou de forage. Il faut se référer aux courbes de la figure 19 préconisées dans le tableau 8 aux rubriques « injecté basse pression » ou « injecté haute pression » selon le cas.

Seules les forces admissibles *en traction* sont différentes de celles des pieux traditionnels.

On remarquera que les états limites ultimes en traction sont donnés par rapport à Q_{tu} qui n'est pas différent de Q_{su} ; par contre, les états limites de service sont donnés par rapport à Q_{tc} (valeur de fluage) qui n'est pas différente de Q_{sc} (voir article 473).

Tableaux 11.

Forces admissibles en traction comparées des pieux traditionnels et des micropieux (cf. fascicule 62 chap C 4.1.1 et Annexe C 6, § 5)

	Etats limites ultimes	
	pieux traditionnels	micropieux
combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_{tu}}{1,40}$	$-\frac{Q_{tu}}{1,40}$
combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1,30}$	$-\frac{Q_{tu}}{1,20}$

	Etats limites de service	
	pieux traditionnels	micropieux
combinaisons rares	$-\frac{Q_{tc}}{1,40}$	$-\frac{Q_{tc}}{1,10}$
combinaisons quasi permanentes	0	$-\frac{Q_{tc}}{1,40}$

Les pieux traditionnels ne sont pas conçus pour reprendre des efforts de traction permanents et les valeurs données pour les micropieux ne tiennent pas compte du phénomène de fatigue sous efforts alternés qui peut faire décroître les capacités admissibles d'une façon très importante.

3.7.9 Calcul des picots tronconiques

Les picots ou petits pieux tronconiques sont réalisés par fonçage répété d'une empreinte tronconique tandis qu'un béton sec est mis en place dans la cavité à chaque relèvement de l'empreinte.

Les groupes de mini-pieux tronconiques mis en place par refoulement du terrain ont une force portante accrue par rapport à des pieux cylindriques espacés.

a) Influence du refoulement

L'exécution même d'un groupe de mini-pieux conduit à une densification du terrain environnant, variable selon la nature du matériau.

En première approximation, on adoptera les valeurs suivantes d'amélioration :

$$p_1 = p_{10} \times \beta$$

- p_1 pression limite pressiométrique du terrain après exécution
- p_{10} pression limite du terrain naturel
- β coefficient fonction du rapport du volume de béton au volume total du terrain et à la nature du sol

% de densification	Sable	Limon	Argile
1 %	1,3	1,2	1,1
2 %	1,5	1,4	1,2
4 %	2,0	1,6	1,3

Le tableau des valeurs ci-dessus suppose que l'exécution de l'ensemble des mini-pieux est rapide et ne permet donc qu'une seule phase de consolidation (hypothèse pessimiste).

b) Influence de la forme tronconique

L'essentiel de la charge est transmise au terrain grâce aux interactions sol-béton sur la paroi latérale ; la résistance en pointe est généralement négligeable.

La résistance verticale provient d'une combinaison complexe de frottement latéral (par cisaillement) et de portance verticale (grâce à l'inclinaison de la paroi).

La portance unitaire ramenée à la surface périphérique $2 \pi r \Delta l$ est égale à :

$$s + f/100 \times q_1$$

où s résistance au cisaillement latéral (mobilisation totale grâce à l'effet de recompression du terrain par le pieu)

q_1 force portante du terrain pour une fondation de dimension r à la profondeur relative correspondante

$f/100$ tangente du demi-angle au sommet du cône du pieu

Pour la plupart des applications pratiques, on peut adopter la règle approximative suivante :

$$s = p/6 \qquad q_1 = k p_1$$

k étant le facteur de portance habituel,

- en-dessous de la profondeur critique :

- $k = 2$ dans l'argile
- $k = 3,6$ dans le limon
- $k = 6$ dans le sable

- au-dessus de la profondeur critique, on utilisera les règles de fondation habituelles.

La force portante du pieu est donc égale :

- pour la tranche de 0 à 1 m, à :

$$2\pi \left[r_1 \times p_1 \left(\frac{1}{6} + \frac{f.k}{100} \right) \right] 100$$

- pour la tranche de 1 à 2 m, à :

$$2\pi \left[r_2 \times p_2 \left(\frac{1}{6} + \frac{f.k}{100} \right) \right] 100$$

etc

$r_1, r_2, \text{ etc}, (p_1)_1, (p_1)_2, \text{ etc}$ étant respectivement le rayon moyen du pieu et la pression limite du sol (éventuellement majorée) dans les tranches correspondantes.

Soit, pour r en cm, p_1 en bar et P en tonne,

si k est constant :

$$P_{(t)} = 0,6 (0,16 + f/100 \times k) (r_1 p_1 + r_2 p_2 + r_3 p_3 + \dots)$$

si k n'est pas constant :

$$P_{(t)} = 0,6 (0,16 \times \sum r_1 p_1 + f/100 \sum r_1 q_1)$$

4. Calcul du tassement d'une fondation

4.1 Généralités

On étudiera ici deux types de fondations vis-à-vis desquels le comportement du sol est bien différent :

- les semelles rigides pour lesquelles la pression de contact sur le sol en chaque point est en réalité inconnue (voir § 3.0),
- les plaques infiniment souples uniformément chargées pour lesquelles la contrainte appliquée est connue et constante sous toute la plaque.

Le tassement sous une fondation, dans le domaine des déformations pseudo-élastiques, provoqué par les charges et surcharges qu'elle transmet, résulte de deux phénomènes totalement différents :

- un phénomène de consolidation sous l'influence de la composante sphérique du tenseur des contraintes. L'augmentation de la pression moyenne provoque alors une diminution de volume du matériau qui est plus ou moins élevée selon la valeur du module de compression volumétrique,
- un phénomène de réarrangement des particules solides sous l'influence des composantes déviatoires du tenseur des contraintes. Les déformations angulaires qui en résultent conduisent à des déplacements sans variation de volume du matériau, tout au moins si l'on fait abstraction de la dilatance-contractance.

C'est tantôt l'un ou l'autre des phénomènes qui prédomine. Le phénomène de déformation angulaire est prépondérant pour les fondations sur semelles, puits ou pieux ; le phénomène de consolidation prédomine sous un bac de stockage ou sous un remblai autoroutier, et d'autant plus que le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture est élevé. Les recherches sur les tassements effectuées sur des ouvrages en vraie grandeur (Ménard et Rousseau, 1962) ont fait apparaître que le facteur dimension de la fondation joue un rôle différent de celui qui est traditionnellement fixé par les théories de l'élasticité, et que ce rôle est variable selon la structure du matériau. On a fait ainsi intervenir dans les calculs un coefficient

de structure désigné par α , caractéristique très importante liée à la structure du matériau. Ce concept a été confirmé, du fait que les modules de déformation des sols varient en fonction de l'amplitude des contraintes (Ménard, 1961 ; Hardin, 1976) particulièrement dans le domaine déviatoire (fig. 21).

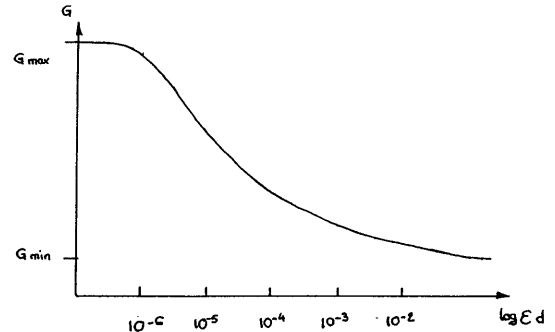


Fig. 21 Variation du module de cisaillement G en fonction de l'amplitude des déformations angulaires ϵ_d

Toutes ces considérations présupposent que le sol est autoportant, c'est-à-dire qu'il ne tasse pas sous son propre poids sans l'action ou sous l'action de phénomènes extérieurs selon qu'il s'agit respectivement d'une argile molle ou d'un sable lâche. Un paragraphe sera spécialement consacré aux sols dont les caractéristiques mécaniques sont inférieures au seuil d'autoportance (paragraphe 4.8).

4.2 Formule générale de tassement d'une semelle sur sol homogène (règle T-O)

Les courbes représentatives en fonction de la profondeur des composantes sphérique et déviatoire du tenseur des contraintes sont très différentes. Dans l'axe de la semelle, la première est maximale immédiatement sous la base de la semelle et la seconde à une profondeur égale à la demi-largeur de la fondation (fig. 22).

Considérons donc une semelle circulaire, de diamètre B , ou rectangulaire de dimensions $B \times L$, reposant sur un sol uniforme, soumise à une charge centrée verticale.

Désignons par :

- E le module pressiométrique du sol supposé homogène
- p la pression moyenne appliquée par la semelle rigide sur le sol
- B₀ une longueur de référence égale à 0,6 m
- α le coefficient de structure, variable selon la nature du matériau et le rapport E/p₁ ob-

tenu au pressiomètre et donné par le tableau 12

λ_c, λ_d coefficients de forme fonction du rapport L/B de la longueur à la largeur de la fondation dont les valeurs sont données dans le tableau 13 (où les indices c et d se réfèrent respectivement à la consolidation ou compression sphérique et aux déformations déviatoires).

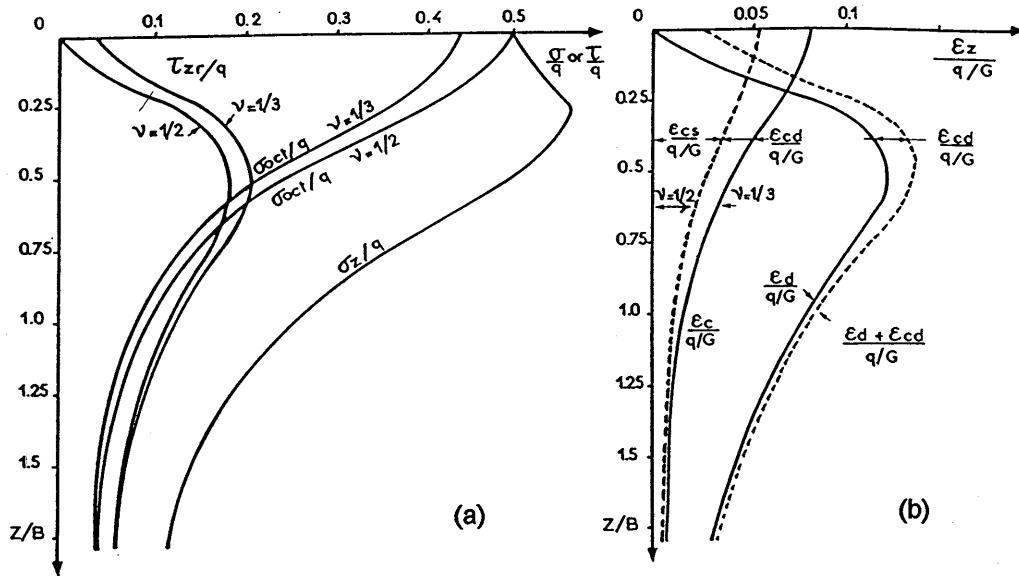


Fig.22 Contraintes et déformations dans le sol sur l'axe d'une semelle rigide circulaire (d'après Baguelin et al., 1978)
 (a) valeurs de σ_z , de la somme des contraintes normales σ_{oc1} et de cisaillement τ_{zr} en fonction de la profondeur et du coefficient de Poisson ν
 (b) valeurs des déformations déviatoires ϵ_d et des déformations volumiques ϵ_c en fonction de la profondeur et pour $\nu = 0,33$, sachant que :
 $\epsilon_z = \epsilon_d + \epsilon_c$ et $\epsilon_c = \epsilon_{cd} + \epsilon_{cs}$
 où les indices cd et cs se réfèrent aux phénomènes de consolidation déviatoire et sphérique

Tableau 12. Valeur du coefficient de structure α selon les types de sol ⁽¹⁾

Type de matériau	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	E / p ₁	α	E / p ₁	α	E / p ₁	α	E / p ₁	α	E / p ₁	α
Surconsolidé			> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé		1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
Altéré et remanié			7 - 9	1/2		1/2		1/3		1/4

(1) Un matériau peut être remanié à la suite d'un glissement de terrain et par l'action de l'eau (pluviale ou souterraine), spécialement en fond de fouille. Les valeurs de α sont données dans ce cas à titre provisoire ; elles sont légèrement pessimistes et seront revues à la lumière de résultats d'essais expérimentaux.

Pour le rocher, Ménard recommandait une valeur de α dépendant essentiellement de son degré de fissuration :

α = 1/3 dans un rocher très fracturé

α = 1/2 dans un rocher normal

α = 2/3 dans un rocher très peu fracturé ou très altéré

On rappelle que le dimensionnement des fondations au rocher n'est pas traité dans le présent document.

Tableau 13. Valeurs des coefficients λ

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

Le tassement w obtenu après stabilisation s'exprime par la formule suivante où les premier et second termes représentent respectivement les influences des composantes sphérique et déviatoire du tenseur (Ménard et Rousseau, 1962) dans le domaine des déformations pseudo-élastiques :

$$w = w_c + w_d$$

qui s'explique sous la forme :

$$w = \frac{\alpha}{9E} q \lambda_c B + \frac{2}{9E} q B_o \left[\lambda_d \frac{B}{B_o} \right]^\alpha$$

pour $B > 0,6$ m, et $q < 0,33 q_u$ (cf § 3.1), et sous la forme :

$$w = \frac{\alpha}{9E} q \lambda_c B + \frac{2}{9E} q \lambda_d^\alpha B$$

pour $B \leq 0,6$ m et $q < 0,33 q_u$.

Ces formules correspondent à une fondation encastrée au moins d'un diamètre dans le sol ($D > B$). Dans le cas contraire, il convient de majorer w de 10 % pour $D = B/2$ et 20 % pour $D = 0$ (en toute rigueur, on devrait considérer D_e au lieu de D).

Le fascicule 62 propose de remplacer q par :

$$q' - \sigma'_v$$

expression dans laquelle :

q' est la contrainte moyenne appliquée au sol par la semelle

σ'_v est la contrainte verticale effective due au poids du sol au niveau de la fondation avant travaux.

A notre avis, q' peut être minorée, mais seulement si le temps qui s'est écoulé entre le début des travaux d'excavation et le coulage du béton des semelles est faible (24 heures par exemple dans certains terrains, en fonction des conditions météorologiques), et pas de la totalité de σ'_v , car le terrain, ayant été soumis à une relaxation des contraintes, s'est soulevé, impliquant un module de déformation cyclique et il commencera à tasser à nouveau sur la base de ce même module (voir § 4.7).

On remarquera que la formule n'est pas égale à celle qu'on obtiendrait en élasticité vraie (Cordary et al., 1981). Ceci provient entr'autres du fait que :

a) le module G n'est pas constant en fonction de l'amplitude des déformations dans le sol (voir fig. 21)

b) les lois de croissance de G en fonction de l'éloignement de la surface d'application des contraintes dans l'essai pressiométrique et pour la semelle de fondation sont différentes.

4.3 Terrain hétérogène

Pour la plupart des terrains, les modules de déformation varient avec la profondeur.

En théorie, le problème est très complexe mais, pourvu que les variations du module pressiométrique avec la profondeur ne soient pas trop importantes, on peut calculer et utiliser dans les formules de tassement des modules équivalents E_c et E_d correspondant respectivement aux zones où le tenseur des contraintes appliquées est à tendance sphérique ou déviatoire.

Découpons le terrain sous la fondation de largeur B en tranches d'épaisseur $B/2$ (fig. 23). Désignons par i le numéro de la tranche comprise entre les profondeurs $(i - 1) B/2$ et $i B/2$ et par E_i le module pressiométrique de cette tranche (égal à la moyenne harmonique des modules obtenus dans cette tranche, si plusieurs modules ont été mesurés).

Les calculs de pondération conduisent aux formules suivantes :

$$E_c = E_1$$

$$E_d = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9\text{ à }16}}}$$

où $E_{(p \text{ à } q)}$ est la moyenne harmonique des modules des tranches p à q

et (pour $B > 0,6$ m) :

$$w = \frac{\alpha}{9E_c} q \lambda_c B + \frac{2}{9E_d} q B_o \left[\lambda \frac{B}{B_o} \right]^\alpha$$

formule dans laquelle la valeur de α peut être différente pour chaque terme, selon le type de matériau prépondérant dans chaque domaine.

Nota : Si E_9 à 16 n'est pas connu mais est supposé supérieur aux valeurs des tranches supérieures, on peut écrire :

$$E_B = \frac{3,6}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}}}$$

et si $E_{6/7/8}$ n'est pas connu non plus :

$$E_B = \frac{3,2}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}}}$$

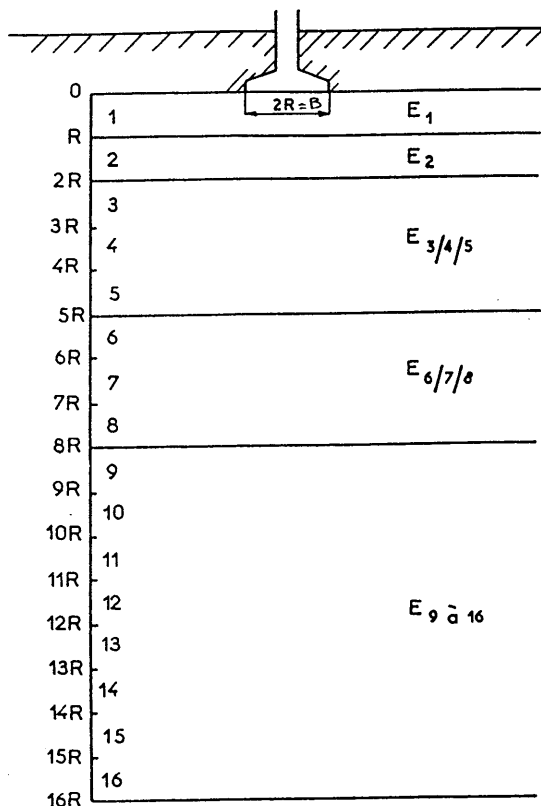


Fig. 23 Schéma de découpage du sol dans le cas d'un sol hétérogène pour la détermination des modules du domaine sphérique et du domaine déviatoire

4.4 Terrain très hétérogène

Lorsque la variation des valeurs du module pressiométrique est très importante en fonction de la profondeur, c'est-à-dire généralement quand les couches successives de terrains correspondent à des étages géologiques

très distincts, la méthode utilisée ci-dessus n'est plus applicable : en effet, le champ de contraintes n'est plus comparable à celui d'un milieu homogène compte tenu du freinage qu'exercent les couches résistantes sur la couche faible.

4.4.1 Tassement d'une fondation souple sur un bicouche (Règle T5)

Lorsque la fondation est infiniment souple et uniformément chargée, nous avons déjà dit que le champ de contraintes appliqué au sol est très différent de celui imposé pour une semelle infiniment rigide.

Ce cas se présente souvent pour le calcul du tassement d'un remblai ou d'un bac de stockage fondé sur une couche molle, reposant elle-même sur le substratum et d'épaisseur inférieure à la demi-largeur de la fondation. Le cas d'un radier, moins souple, demanderait une étude plus approfondie en fonction de la répartition exacte des charges.

Par opposition au cas des semelles fondées sur un terrain porteur, il est nécessaire ici de faire intervenir le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture de la fondation, les remblais et bacs sollicitant généralement le sol bien au-delà de la contrainte admissible $0,33 q_u$ (§ 3.1).

Le tassement de la fondation après stabilisation est donné par la formule proche d'une formule « oedométrique » :

$$w = \int_0^h \frac{\alpha(z) \beta(F) p(z)}{E(z)} dz$$

où $p(z)$ est la pression verticale à la profondeur z due à la surcharge apportée au terrain par la fondation

$E(z)$ le module pressiométrique à la profondeur z

$\alpha(z)$ le coefficient de structure déjà défini et correspondant au terrain de la tranche située à la profondeur moyenne z

$\beta(F)$ un coefficient fonction de la valeur de la sécurité F adoptée (rapport de la contrainte de rupture calculée par ailleurs à la pression réelle apportée par la fondation) :

$$\beta(F) = 2/3 \frac{F}{F-1} \quad \text{pour } F < 3$$

On prendra $\beta(F) = 1$ pour $F > 3$.

4.4.2 Cas d'une couche molle intercalée à une profondeur quelconque

L'existence d'une couche molle d'épaisseur H perturbe le champ de contraintes et les déformations sont augmentées du fait de la consolidation en cours de cette couche. Il est conseillé de calculer le tassement du terrain supposé homogène et d'y ajouter le terme correspondant à la couche molle intercalaire (fig. 24).

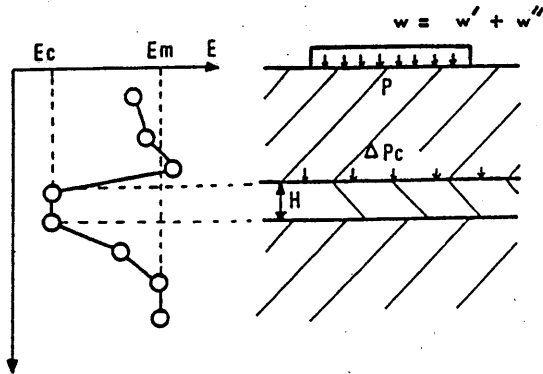


Fig. 24 Méthode de calcul du tassement d'une fondation sur une couche molle intercalée

w' est obtenu par la formule générale en substituant au module E_c de la couche compressible un module du même ordre de grandeur E_m que celui des couches voisines.

Le tassement supplémentaire provoqué par la couche compressible est obtenu par la relation :

$$w'' = \alpha_c \left(\frac{1}{E_c} - \frac{1}{E_m} \right) \Delta p_c H$$

α_c et Δp_c désignant le coefficient de structure et la valeur de la surcharge verticale au niveau de la couche considérée.

En première approximation Δp_c peut être calculé à l'aide des formules de Boussinesq.

4.5 Calcul du tassement d'une fondation profonde

4.5.1 Généralités

La revue Sols-Soils avait présenté dans son numéro 7 (Gambin, 1963) une méthode numérique de calcul du tassement des pieux (règles T1 à T3) à laquelle on peut se reporter.

Par la suite, Cassan (1966) avait donné la formulation de ce tassement w dans un sol homogène de module pressiométrique E et pour des réactions pseudo-élastiques du sol :

$$w = \frac{4 Q}{\pi B} \frac{1 + \frac{\lambda}{a B E_b} \text{th } aD}{\lambda B E_b \text{th } aD}$$

où Q est la charge en tête du pieu

B est le diamètre du pieu

$\lambda = 4,5 E$ (bar)

$$a = \frac{4}{B} \times \frac{4,17 \times 10^{-3} E}{E_b}$$

E_b est le module d'élasticité du béton

D est la fiche du pieu

(en conservant les unités de l'époque : bar et cm).

Il calculait aussi aisément la contrainte à la base du pieu et le frottement latéral du sol sur le pieu à toute profondeur.

Enfin, plus récemment, Frank et Zhao (1982), en utilisant des résultats d'essais expérimentaux, ont proposé une méthode qui fait l'objet de l'annexe G4 (informative) du fascicule 62.

Dans tous les cas il s'agit de définir les relations déformations verticales (du pieu) z - contraintes de réaction (du sol) q ou t . Les courbes correspondantes sont fréquemment désignées sous le nom de courbes $q - z$ et $t - z$ (fig. 25).

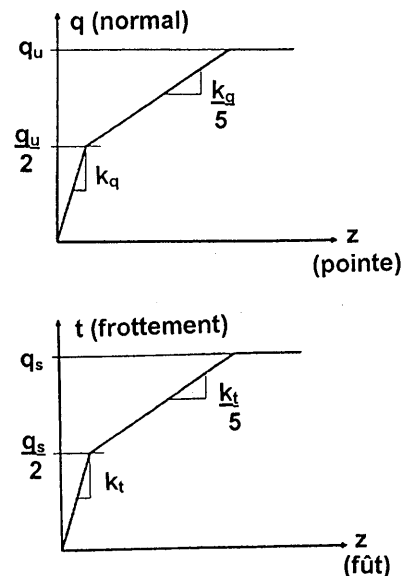


Fig. 25 Courbes $q - z$ et $t - z$ pour le calcul du tassement des pieux.

Pour Gambin et Cassan, il n'y a que 2 portions linéaires sur chaque courbe, pour Frank et Zhao il y a 3 portions pour rester plus près de la réalité. Dans le dernier cas, on peut adopter les pentes suivantes :

- pour les sols fins :

$$k_q = \frac{11,0 E_M}{B} \quad k_t = \frac{2,0 E_M}{B}$$

- pour les sols granulaires :

$$k_q = \frac{4,8 E_M}{B} \quad k_t = \frac{0,8 E_M}{B}$$

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées offre un programme de calcul sur ordinateur appelé PIVER utilisable pour toutes les méthodes faisant intervenir les relations $q - z$ et $t - z$.

Les résultats sont applicables essentiellement à des charges de courte durée. Toutefois en tenant compte de la rhéologie du matériau constitutif du pieu on peut les étendre à des charges de plus longue durée tant que la charge en tête du pieu est inférieure à $0,7 Q_c$.

Aucune règle n'a encore été établie dans le cas de chargements cycliques.

3.5.2 Exemple d'application

Dans le but de montrer comment un programme sur ordinateur fonctionne on peut revenir sur l'application de la première méthode à la main laquelle ne met en jeu que des courbes $t - z$ à 2 segments de droite.

A condition de bien choisir la contrainte sous la pointe du pieu au départ, une seule itération suffit pour terminer le calcul. On en rappelle ici les grands traits.

On commence par découper le pieu en tronçons correspondant aux différentes couches traversées, souvent aux environs de 2 m de hauteur chacun (fig. 25). On estime ensuite le tassement du tronçon inférieur (1) en utilisant la règle T-2 qui exprime le tassement w de la pointe du pieu :

$$\text{Pieux forés, } B < 60 \text{ cm : } w = \frac{q}{2E} \lambda \frac{B}{2}$$

$$\text{Pieux forés, } B > 60 \text{ cm : } w = \frac{q}{2E} 0,30 \left(\frac{\lambda B}{0,60} \right)^\alpha$$

Pieux battus (préfabriqués ou moulés dans le sol), quel que soit le diamètre :

$$w = \frac{q}{2E_r} \lambda \frac{B}{2}$$

où q est la contrainte normale moyenne sous la pointe

E est le module pressiométrique moyen autour de la pointe (sur une hauteur B environ)

E_r le module pressiométrique cyclique (c'est-à-dire la moyenne des modules mesurés au cours d'une série de chargements et déchargements entre deux limites constantes de pression)

λ un coefficient de forme utilisé dans le calcul du tassement des plaques uniformément chargées à l'aide de la théorie de l'élasticité ; il est fonction du rapport des côtés de la fondation (voir tableau 11, page 34)

pour une section circulaire $\lambda = 1$

pour une section carrée $\lambda = 1,12$

pour une section rectangulaire λ varie de 1,53 si $L/B = 2$ à 2,65 si $L/B = 10$

et α est défini par le tableau 12 (page 44).

Ces formules ne sont valables que dans l'intervalle des taux de travail où le tassement dû au champ sphérique peut être considéré comme proportionnel au tassement dû au champ déviatoire, ce qui limite l'emploi de cette règle aux fondations de rayon moyen inférieur à 1,50 m.

On effectue le premier calcul avec $q = 1/3 q_{adm}$ calculé à partir des règles données au chapitre 3.7.

Pour la valeur de $w = w_1$ obtenue, on va chercher quel est le frottement latéral mobilisé sur chaque tronçon en utilisant la règle T-1 :

a) le frottement unitaire mobilisé τ est d'abord une fonction linéaire du déplacement relatif entre la paroi du pieu et le terrain

b) ce frottement est toutefois limité par une valeur maximale q_s qui a été donnée dans le graphique de la figure 19 et le tableau 8 associé (fig. 25).

L'expérience montre que le tassement w d'un élément de pieu est donné par les formules suivantes :

$$\text{si } B < 0,6 \text{ m : } w = C_1 \frac{\tau B}{E}$$

$$\text{si } B > 0,6 \text{ m : } w = C_1 \frac{\tau}{E} 0,6 \left(\frac{B}{0,6} \right)^\alpha$$

où C_1 est un coefficient de déplacement relatif sol-pieu qui dépend de l'élanement total du pieu et du type de pieu :

Type de pieu	Pieu flottant		Pieu ancré en pointe
	$H_i/B < 5$	$H_i/B < 10$	
béton, foré	2,2-2,5	2,7-2,8	1,4-1,6
béton, moulé en place	1,5-1,7	1,7-1,8	0,9-1,0
béton, préfabriqué, battu	0,9-1,0	1,0-1,2	0,5-0,6

où H_i est la longueur totale du pieu.

La valeur minimale de C_i étant pour les sols cohérents et la valeur maximale pour les sols pulvérulents grossiers.

α est le coefficient dont les valeurs sont données dans le tableau 10.

Bien entendu, τ est limité par la valeur q_s qui s'applique pour chaque type de pieu en fonction des caractéristiques mécaniques du terrain (tableau 8 et fig. 19).

Pour connaître le tassement w_2 en tête du premier tronçon de pieu (fig. 26), on étudie l'équilibre du tronçon (1) donné par la règle T-3 :

$$(\sigma_i - \sigma_{i-1}) A = \tau_i P H$$

- où σ_i est la contrainte dans le pieu en tête du tronçon (i)
- A la surface de la section droite du pieu
- τ_i le frottement latéral moyen mobilisé le long du tronçon (i)
- P le périmètre du pieu
- H la hauteur du tronçon du pieu

sachant que le frottement mobilisé τ_i est obtenu par la règle T-1, en assimilant en première approximation $(\sigma_i - \sigma_{i-1})/2$ à σ_i .

On en déduit σ_i à partir de σ_{i-1} .

Ensuite, sachant que le raccourcissement élastique du tronçon (i) est donné par :

$$w_{i+1} - w_i = \frac{\Delta H}{E_{\text{béton}}} (\sigma_{i-1} + \sigma_i)$$

on en déduit w_{i+1} . On peut alors recommencer à utiliser successivement les règles T-1 et T-3 pour déterminer frottement latéral mobilisé sur le tronçon (i+1) et tassement de la tête de ce tronçon.

On finit ainsi par le tassement en tête du pieu w_{n+1} appelé généralement w_0 (fig. 26). Si cette valeur w_0 correspond à une charge en tête $Q_0 = \sigma_n \cdot A$ inférieure à la valeur admissible par le calcul à la rupture (chap. 3.7), on augmentera q en pointe. Si pour aucun tron-

çon le frottement latéral n'a été saturé ($\tau = q_s$), le calcul se fait par une simple règle de 3, encore faut-il s'assurer que la saturation du frottement latéral n'apparaît pas alors pour un tronçon. Dans un tel cas, le cheminement complet du calcul doit être refait. Si cette valeur w_0 correspond à une charge en tête $Q_0 = \sigma_n \cdot A$ supérieure à la valeur admissible le calcul se refait en diminuant q en pointe, soit par une règle de 3 (pas de frottement saturé sur aucun tronçon), soit pas à pas (frottement saturé sur un tronçon).

Pour le tassement des groupes de pieux, on renvoie au fascicule 62, annexe G1-2 (informative).

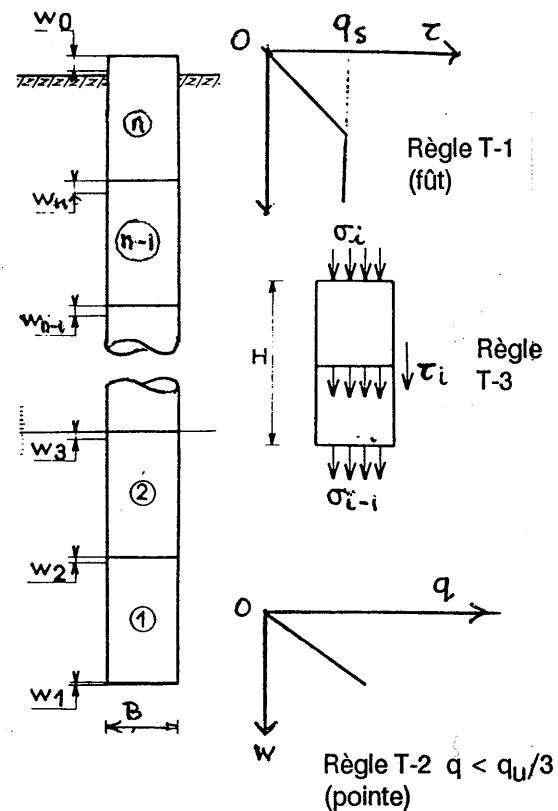


Fig. 26 Calcul manuel du tassement d'un pieu chargé axialement en tête

4.5.1 Méthode d'estimation rapide du tassement w d'une fondation isolée semi-profonde, pieu ou puits (règle T4)

Lorsque l'encastrement équivalent relatif d'un pieu ou d'un puits de rayon $B < 2$ m est inférieur à 2,5 ($D_e/B < 2,5$), on peut calculer le tassement du puits par la formule simplifiée suivante :

$$w = C'_q \frac{q'}{2E} B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{0,6} \right]^\alpha \quad \text{pour } 0,6 < B < 2 \text{ m}$$

ou :

$$w = C'_q \frac{q'}{2E} \lambda_d^\alpha B \quad \text{pour } B < 0,6 \text{ m}$$

dans laquelle :

q' désigne la contrainte moyenne en tête du pieu ou du puits

E le module pressiométrique du sol

α le coefficient de structure du sol

λ_d le coefficient de forme ($\lambda_d = 1$ pour une section circulaire et $\lambda_d = 1,12$ pour une section carrée)

C'_q désigne un coefficient d'encastrement :

$$C'_q = \frac{1}{1,6 + 0,4 \frac{D_e}{B}}$$

4.5.2 Estimation du frottement négatif aux déplacements relatifs

On a indiqué au paragraphe 3.7.5, troisième alinéa, que dans le cas où un sol compressible traversé par des pieux est surchargé par un remblai, l'Administration avait suggéré un calcul à la rupture (annexe G2, informative). On redonne ci-dessous la méthode Ménard originale, aux déplacements relatifs.

Cette méthode revient à appliquer aux frottements négatifs la règle T-1 avec les modifications suivantes : C_1 est défini par le fait que :

$$w = 0,005 \text{ m}$$

pour $\tau = q_{sf}$

q_{sf} étant donné par le diagramme fig. 27.

On fait le calcul par itération comme ci-dessus, soit à la main, soit avec un logiciel ad hoc.

On peut toutefois procéder à un calcul simplifié de la manière suivante :

a) calculer le tassement de chaque couche compressible par la règle T-5, en tenant

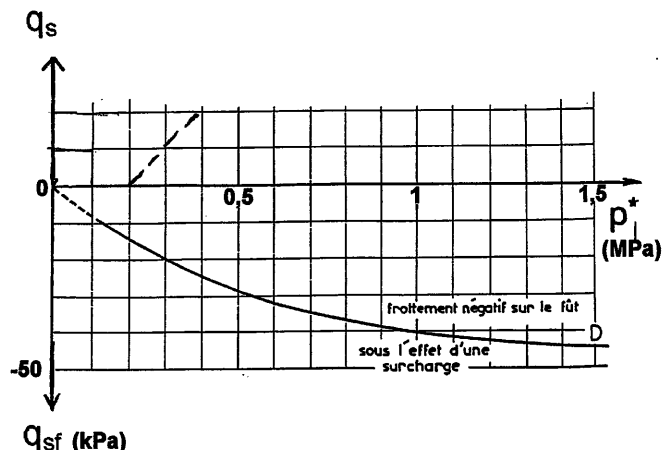


Fig. 27 Valeur proposée par L. Ménard pour le frottement latéral négatif unitaire ultime

compte cependant d'un seuil de micro-contraintes :

$$p'_e = 0,05 + E/1\ 000 \text{ (bars)}$$

au-dessous duquel la couche est réputée incompressible, et tracer la courbe cumulée des tassements (fig. 27) ;

b) s'imposer un tassement de la base du pieu

$$w_1 = \frac{q}{2E} 0,30 \left(\frac{\lambda B}{0,60} \right)^\alpha \quad \text{(règle T-2)}$$

compatible avec les tassements admissibles pour l'ouvrage et avec la contrainte maximale admissible en pointe (règle R2) ;

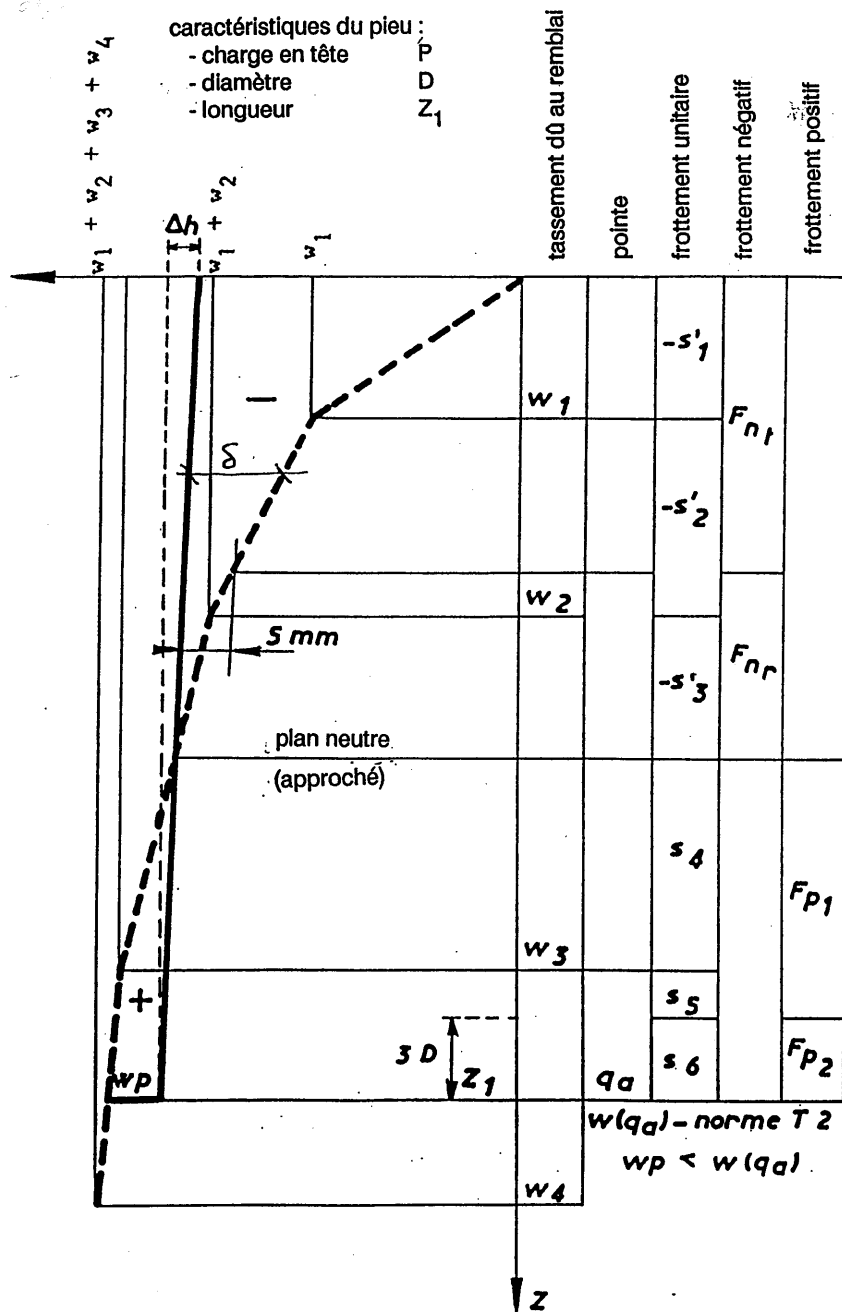
c) calculer le tassement w_0 en tête du pieu en ajoutant à w_1 le raccourcissement élastique du pieu, la contrainte moyenne dans le béton étant estimée à 3 Mpa (la section la plus sollicitée étant au point neutre, intersection entre les deux courbes représentatives du tassement) ;

d) déduire de la figure 26 les mouvements relatifs pieu-sol et calculer les efforts positifs et négatifs appliqués à chaque tronçon du pieu ;

e) vérifier que :

- la contrainte dans le fût du pieu au niveau du point neutre est admissible
- la contrainte q choisie pour la base est bien mobilisée,

sinon recommencer le cycle des opérations (b) à (d) par approximations successives en changeant la valeur de q (et éventuellement le niveau de base du pieu).



vérifier :

$$P + F_{n1} + F_{nr} < \frac{\pi D^2}{4} \sigma_{\max} \text{ (béton)}$$

$$P + F_{n1} + F_{nr} - (F_{p1} + F_{p2}) = \frac{\pi D^2}{4} \sigma_{\max} q_a$$

Fig. 28 Estimation du frottement négatif aux déplacements relatifs δ (méthode simplifiée).

4.6 Tassement d'un ensemble de fondations rapprochées (immeuble, etc...)

Lorsque les fondations d'un ouvrage sont rapprochées, les champs de contraintes interfèrent. On est amené dans ce cas, spécialement en ce qui concerne le tassement, à utiliser la méthode de calcul plus complexe ci-après qui exprime une superposition d'états d'équilibre.

Prenons l'exemple (fig. 29) d'un bâtiment avec trois murs porteurs en sous-sol; désignons par p le taux de travail des semelles et p_m la pression moyenne uniforme qu'imposerait le bâtiment supposé fondé sur radier général.

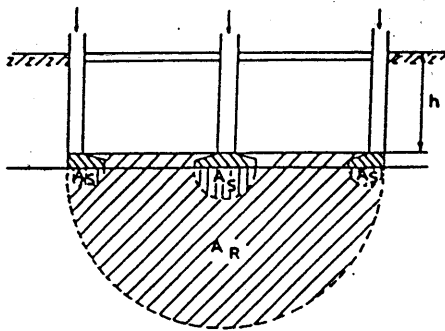


Fig. 29

Le champ des contraintes dû aux charges du bâtiment peut se subdiviser sommairement en quatre champs élémentaires :

- un champ à tendance sphérique d'intensité p_m dans la zone A_R
- un champ à tendance déviatoire d'intensité p_m extérieur à la zone A_R
- un champ à tendance sphérique d'intensité $p - p_m$ sous chaque semelle A_S
- un champ à tendance déviatoire d'intensité $p - p_m$ à l'extérieur des zones A_S

Le tassement w du bâtiment est alors donné par la formule :

$$w = w_c(p_m) + w_d(p_m) + w_c(p - p_m) + w_d(p - p_m)$$

où l'on ajoute au tassement calculé pour une surface d'appui correspondant à celle de tout l'ouvrage le tassement calculé pour une surface d'appui correspondant à celle d'une semelle chargée du complément.

4.7 Tassement d'un ouvrage fondé dans une excavation

Certains ouvrages (bâtiment avec nombreux étages de sous-sol) sont construits à l'intérieur de fouilles générales relativement profondes. L'excavation du terrain provoque une diminution des contraintes dans les couches sous-jacentes et il en résulte un soulèvement. La mise en charge progressive de l'ouvrage provoque un tassement opposé, inférieur, égal ou supérieur au premier mouvement selon le rapport entre le poids de l'ouvrage et le poids du terrain excavé.

Il est habituel de calculer le tassement en deux phases :

- phase correspondant à la remise en place du terrain de fondation sous une charge de l'ouvrage égale au poids du sol excavé
- phase correspondant à la surcharge du terrain par rapport aux conditions d'équilibre initiales.

Pour l'une et l'autre phase, on applique les formules générales, mais on utilisera le module cyclique E_r pour le premier et le module vierge E pour le second. Si E_r n'a pas été mesuré au pressiomètre, on peut, en première approximation, utiliser le tableau ci-dessous :

Type de sol	E_r / E
argile	2
limon	3
sable et gravier	4

En réalité, ce calcul traditionnel ne tient pas compte des deux phénomènes suivants :

- L'exécution de la fouille provoque toujours une réduction plus ou moins importante des modules ; celle-ci atteint 50 % dans des terrains sensibles aux eaux de pluie, spécialement si la fouille reste ouverte pendant de nombreux mois ;

- Le champ de contrainte appliqué par l'ouvrage ne se superpose pas rigoureusement à celui qui était dû au poids du terrain excavé (cas d'une fouille de dimension très supérieure à l'ouvrage, charges très concentrées, etc...).

On devra donc pour chaque chantier examiner ce problème particulier, les solutions adoptées seront en général intermédiaires entre les deux cas limites suivants :

- on mobilise totalement l'effet de surconsolidation dû au poids du terrain excavé et on adoptera $E_r = 2 \text{ à } 4 E$ selon la nature du sol,

- on ne tient aucun compte de cette influence en raison des remaniements apparaissant en fond de fouille ; le tassement est calculé avec la charge totale de l'ouvrage et on adoptera le module E mesuré dans le terrain naturel avant exécution de la fouille.

4.8 Seuil d'autoportance

Sur un sol normalement consolidé (mais non sur-consolidé), l'application de contraintes verticales peut provoquer des tassements à long terme. On connaît les tassements de consolidation unidimensionnelle des argiles molles dont la théorie fut donnée par Terzaghi et qui peuvent s'étendre sur des dizaines d'années. Dans les sables lâches et les remblais récents, bien que le tassement soit instantané, des actions extérieures telles que le battage de pieux, la circulation de camions ou les séismes peuvent entraîner des tassements ultérieurs importants (M. Gambin, 1997). Ces phénomènes seront encore plus prononcés si les formations ne sont pas encore normalement consolidées.

Dans les argiles, le tassement peut encore être retardé par une production permanente de gaz, par exemple dans des couches tourbeuses.

Dans les sables et les remblais pulvérulents hors d'eau, des tassements complémentaires peuvent se produire par les forces de percolation de l'eau de pluie par exemple. On constate un phénomène analogue dans les loess.

Le seuil d'autoportance d'un sol, c'est-à-dire le niveau des caractéristiques qu'un sol doit atteindre pour ne plus tasser sous son propre poids, peut être défini par des critères sur les propriétés physiques et mécaniques de ce sol. L'expérience nous a conduits à définir ce seuil par rapport à la pression limite. Si l'on introduit l'influence des phénomènes extérieurs aléatoires dans la détermination de ce seuil (variation du niveau de la nappe ou de la teneur en eau, vibrations dues entr'autres à la circulation routière, etc.), on peut dresser le tableau ci-dessous des pressions limites seuils d'autoportance en fonction de la nature des matériaux pour la tranche de sol comprise entre 0 et 10 m. Plus en profondeur, ces valeurs doivent être relevées selon les errements habituels.

Tableau 15. Seuil d'autoportance pour des sols entre 0 et 10 m de profondeur

Type de sol	p_l d'autoportance (kPa)
argiles	250 à 300
limons	400
sables	600
sables, graviers, caillasses	800

Pour ces sols, il est préférable de prévoir soit une amélioration dans la masse (pré-chargement dans le cas d'argile, vibroflotation ou consolidation dynamique dans le cas de matériau entièrement ou partiellement granulaire), soit un renforcement (colonnes ballastées par exemple) avant de réaliser le projet.

A titre d'information, le tassement naturel d'une argile molle dont la pression limite moyenne sur une épaisseur D de 10 m est de 100 kPa sera de l'ordre du centimètre par année. D'une manière plus générale, le tassement annuel peut être écrit :

$$w \approx \frac{D \text{ (mm)}}{100} \frac{1 - \alpha p_l / 2}{\alpha p_l / 2}$$

pour $p_l < 2/\alpha \text{ bar}$, α ayant les valeurs définies au tableau 10. Les sols comportant des éléments susceptibles de décomposition chimique auront des tassements encore plus importants. La pression limite seuil d'autoportance doit être augmentée de l'ordre de 20 % pour chaque point de pourcentage de matières organiques.

4.9 Module de réaction du sol

4.9.1 Généralités

Ce module de réaction, désigné habituellement par k et exprimé en kPa/m ou kN/m³, a été introduit par Winkler en faisant l'hypothèse d'une proportionnalité des contraintes p et des déformations verticales au contact d'une poutre et d'un sol élastique, sans tenir compte de la largeur de la poutre :

$$p = k y$$

Dans le calcul des déformations des poutres, on suppose implicitement que le déplacement de chaque tranche élémentaire verticale considérée de sol n'a pas d'influence sur les tranches adjacentes, ce qui est inexact.

Le module de réaction étant toutefois d'un emploi courant dans le dimensionnement des fondations en béton armé, il faut pouvoir le fournir. On le calculera à partir de la formule fondamentale T-O. En effet, en divisant les deux membres par p et en écrivant $w = y$, il vient :

$$\frac{1}{k} = \frac{\alpha}{9} \frac{B}{E_c} \lambda_c + \frac{2B_0}{9E_d} \left[\lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^\alpha$$

Il est à noter que le module de réaction de référence est souvent donné pour une plaque carrée de 30 x 30 cm et que le module de réaction pour une poutre de largeur fixée s'en déduit par une formule ad hoc. Nous conseillons plutôt de donner directement la valeur de k pour la largeur étudiée, à condition de préciser les hypothèses. On notera enfin que la poutre est supposée rigide transversalement. Dans le cas d'un radier recevant des charges concentrées, on définira un rayon d'influence pour le calcul de k (Terzaghi, 1955).

Une telle modélisation, indique le fascicule 62, peut être utile pour évaluer la répartition des contraintes sous une poutre, mais les déplacements qui peuvent être ainsi obtenus sont peu représentatifs et ne permettent en aucun cas d'estimer des tassements différentiels. Dans le cas de sollicitations de courte durée, on prendra un module de réaction $k_i = 2k$ (annexe F3 du fascicule).

Il existe des formules analogues pour la détermination de modules de réaction horizontaux intervenant dans le dimensionnement de pieux sollicités horizontalement ou de rideaux de soutènement (parois moulées, palplanches). Voir le document complémentaire à cette notice ou le fascicule 62, annexe C5.

4.9.2 Module de réaction sous machines vibrantes

Le calcul des fondations des machines vibrantes fait intervenir le module de réaction du sol sous charges cycliques.

On calculera ce module de réaction k_f en remplaçant simplement dans la formule ci-dessus les valeurs de E_c et E_d (module de premiers chargements) par les valeurs $3E_c$ et $3E_d$ qui correspondent assez sensiblement aux modules pressiométriques sous charges cycliques dans les sols les plus courants. La formule n'est toutefois valable que si le massif est encastré d'une profondeur égale au moins à sa demi-largeur $B/2$. Pour un encastrement plus faible, on appliquera à k_f un coefficient

minorateur atteignant 0,6 pour un massif simplement posé sur le sol (Ménard et Lambert, 1966).

4.9.3 Module de déformation différé du sol (ESOL)

Dans certains programmes de calcul sur ordinateur du Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), on utilise un module ESOL qui permet de calculer le tassement w par la formule simplifiée :

$$w = \frac{4pR}{ESOL}$$

L'identification de cette formule avec :

$$p = kw$$

donne donc :

$$\frac{4}{ESOL} = \frac{1,33}{3E_B} \frac{30}{R} \left[\lambda_2 \frac{R}{30} \right]^\alpha + \frac{1}{4,5} \frac{\alpha}{E_A} \lambda_3$$

4.9.4 Relation avec le module de Westergaard K

Le module de Westergaard est défini conventionnellement par l'expression :

$$K = \frac{p(\text{Pa})}{s(\text{m})}$$

où s est la déflexion moyenne d'une plaque de 75 cm de diamètre soumise à une pression de 7×10^4 Pa.

D'une manière plus générale, on peut déterminer un module de déformation en technique routière à l'aide de la formule :

$$Ev = 0,7 \frac{p.B}{s}$$

où p est la pression moyenne appliquée sur la plaque (Pa),

B le diamètre de la plaque rigide (m),

s la déflexion moyenne (m) sous la pression p ,

et où 0,7 est la valeur approchée de $\pi/4 (1 - \nu^2)$ avec $\nu = 0,33$.

A noter qu'en unités SI (Pa et m), pour un Ev calculé avec une plaque de 0,75 m de diamètre, on a :

$$\frac{0,7 p.B}{Ev} = \frac{p}{K} \quad \text{ou} \quad K(0,7 \times 0,75) = Ev$$

soit : $K(\text{Pa/m}) \approx 2 Ev(\text{Pa})$.

Dans les deux cas, la relation entre K ou Ev et le E pressiométrique s'obtient facilement en identifiant s et w de la formule générale T-0 (voir notre notice D 60 § 4.2 et aussi § 4.8). On en déduit ainsi :

$$s = \frac{7 \times 10^4}{K}$$

$$= \frac{1,33}{3E_d} \times 70 \times 10^3 \times 0,30 \times \left[\frac{0,375}{0,3} \right]^{\alpha_d}$$

$$+ \frac{\alpha_s}{4,5E_s} \times 70 \times 10^3 \times 0,375$$

où α est fonction de la nature du sol.

On pourra retenir que, dans un sol homogène, avec $\alpha_s = \alpha_d$ et $E_s = E_d$:

α	1/3	1/2	2/3	1
K	5,9 E	5,25 E	4,8 E	4,0 E
Ev	3,1 E	2,8 E	2,5 E	2,0 E

C'est-à-dire, comme ordre de grandeur :

$$K \text{ (Pa/m)} = 4 \text{ à } 6 \text{ fois } E \text{ (Pa)}$$

et $Ev \text{ (Pa)} = 2 \text{ à } 3 \text{ fois } E \text{ (Pa)}$

5. Estimation des tassements différentiels et valeurs admissibles

Les distorsions dans la structure et les fissurations des éléments portés (cloisons, façades, etc.) sont le plus souvent provoquées par les tassements différentiels dont la connaissance des valeurs critiques est alors indispensable pour une étude rationnelle de l'ouvrage et de ses fondations.

Compte tenu de l'hétérogénéité à la fois des charges et du sol, le tassement des fondations varie d'un point à l'autre de l'ouvrage. On est amené à définir le tassement différentiel élémentaire correspondant à une base (distance entre points soumis à des mesures) de l'ordre de 10 m. Un tassement différentiel élémentaire de 1 cm crée une distorsion angulaire de 10^{-3} dans la structure.

Ce tassement différentiel ne peut être obtenu en comparant les tassements absolus en différents points de la fondation car, à cause de la rigidité de la structure, les fondations ne tassent pas indépendamment les unes des autres; les charges correspondant aux poteaux ayant un fort tassement sont partiellement reportées grâce à l'inertie des poutres aux fondations voisines moins sollicitées. Il en résulte que le calcul du tassement différentiel réel fait intervenir un coefficient de raideur caractérisant la structure.

Enfin, les ouvrages sont plus ou moins sensibles au tassement différentiel ; le béton précontraint est ainsi plus déformable que le béton ordinaire ; de même, des cloisons en plâtre se fissurent pour des distorsions faibles, tandis que certains types de murs-rideaux sont très déformables.

Le but d'une étude de fondation est donc, compte tenu de la rigidité et de la sensibilité à la fissuration de l'ouvrage, d'estimer les tassements différentiels qui ne lui sont pas préjudiciables et de déterminer le type de fondation et le taux de travail permettant de remplir cette condition.

5.1 Evaluation du tassement différentiel critique

Si le nombre de sondages était égal ou supérieur au nombre de points d'appui, l'évaluation, généralement par excès, du tassement différentiel s'obtiendrait par comparaison des tassements absolus calculés au préalable à chaque emplacement de sondage. Ce cas se rencontre en pratique pour le calcul des ponts (1 à 2 sondages par appui) et pour de nombreux ouvrages de génie civil.

Pour les études de bâtiment, la densité des sondages est en général assez faible et la détermination des tassements différentiels prévisibles fait alors appel au calcul des probabilités en ce qui concerne le facteur hétérogénéité du sol.

On suppose déjà qu'en raison de l'hétérogénéité des descentes de charges (murs de façade et poteaux centraux), on a adapté les taux de travail des différents types de semelles en fonction des caractéristiques moyennes du terrain.

Louis Ménard avait proposé une étude statistique que nous rappelons en annexe. D'une

manière plus simple, on peut se contenter d'appliquer la règle de Terzaghi, également statistique : pour la plupart des bâtiments traditionnels, un tassement différentiel de 20 mm est acceptable entre deux poteaux voisins ; ce tassement différentiel correspond généralement à un tassement de moins de 25 mm pour la semelle la plus chargée. Ces constatations ont été confirmées à plusieurs reprises (Bjerrum, 1963) et les bureaux de contrôle français en ont déduit la règle déjà citée des 2/1000, à savoir que le tassement différentiel dans un bâtiment ne doit pas dépasser 20 mm sur 10 m.

On voit donc qu'en première approximation il suffit de s'assurer que la semelle la plus chargée du bâtiment ne tasse pas de plus de 25 mm pour les conditions géotechniques moyennes sur l'emprise du projet.

Pour un projet plus élaboré, on se réfèrera à l'étude de L. Ménard en annexe.

CONCLUSIONS

On a pu présenter ci-dessus d'une manière cohérente l'exploitation des essais pressiométriques grâce à un ensemble de théories fondamentales sur les derniers travaux de recherche fondamentale en mécanique des sols, mais on ne doit pas oublier que ces règles sont essentiellement déduites d'essais en vraie grandeur et de l'observation du comportement d'ouvrages existants. En particulier, dès les années 60, le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées avait ouvert une banque de données permettant de préciser les corrélations entre les résultats des essais pressiométriques et le comportement des fondations dimensionnées à partir de ces résultats.

On peut toujours être amené à réviser et à préciser certaines de ces règles en fonction de l'accroissement de l'expérience. Mais, dès maintenant, on peut dire que les règles données dans le fascicule 62 titre V du CCTG ont reçu la sanction d'une observation scientifique.

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE DES DOCUMENTS CITES DANS LE TEXTE

BAGUELIN F., JEZEQUEL J., SHIELDS D. (1978), *The pressuremeter and foundation engineering*, Transtech Publications, Clausthal, Allemagne.

BJERRUM L. (1963), *Discussion on « Differential Settlements »*, Congrès Européen de Mécanique des Sols, Wiesbaden (p. 135-137).

CASSAN M. (1966), *Le tassement des pieux : synthèse des recherches récentes et essais comparatifs*, Sols Soils, n° 18, 19 et 20, Paris.

CORDARY D., GAMBIN M., VAN WAMBEKE A. (1981), *Prévision des tassements à l'aide du pressiomètre*, Actes du Congrès Int. de MSTF, Stockholm, (A.A. Balkema éditeur).

DAUVISIS J.P. (1964), *Effets de l'affouillement sur le comportement des fondations superficielles*, Sols Soils, n° 11, Paris.

FRANK R., ZHAO S.R. (1982), *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forcés dans les sols fins*, Bull. Liaison L.P.C., n° 119, Paris.

GAMBIN M. (1963), *Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats des essais pressiométriques*, Sols Soils n° 7, Paris.

GAMBIN M. (1977), *Capacité portante verticale des pieux en fonction des déplacements*, Cycle de Perfectionnement Jacques Verdeyen, Université Libre de Bruxelles.

GAMBIN M., FLAVIGNY E., BOULON M. (1996), *Le module pressiométrique : historique et modélisation*, XI^e Colloque Franco-Polonais en Mécanique des Sols et des Roches Appliquées, Polytechnika, Gdanska, 1996.

GAMBIN M. (1997), *Densification du sable en place*, Ground Improvement Geosystems, Densification and Reinforcement, (CR 3^e Cong. Int. Amél. des Sols, BGS/CFMS) Thomas Telford, Londres.

GONIN H. (1996), *Du pénétromètre dynamique au battage des pieux*, Revue Française de Géotechnique, n° 76, 3^eème trim.

HARDIN B.O. (1978), *The nature of stress-strain behavior for soils*, in Earthquake Engineering and Soil Dynamics (vol. 1), ASCE, New-York.

MENARD L. (1961), *Influence de l'amplitude et de l'histoire d'un champ de contraintes sur le tassement d'un sol de fondation*, Vème Congrès Int. de Mécanique des Sols, Paris.

MENARD L. (1963), *Calcul de la force portante des fondations*, Sols Soils, n° 5 et 6, Paris.

MENARD L. (1965), *Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats des essais pressiométriques*, C.R. 6° Congrès Int. de MSTF, Montréal (Toronto Press éditeur).

MENARD L. et LAMBERT Ph. (1966), *Etude expérimentale d'un massif de fondation soumis à des vibrations*, Sols Soils, n° 17, Paris.

MENARD L. et ROUSSEAU J. (1962), *L'estimation des tassements, tendances nouvelles*, Sols Soils, n° 1, Paris.

TERZAGHI K. (1955), *Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction*, Geo-technique, vol. 5.

VAN WAMBEKE A., D'HEMRICOURT J. (1982), *Correlation between the results of static and dynamic probings and pressuremeter tests*, Proc. 2nd Eur. Symp. on Penetration Testing, Balkema.



Fac-simile de l'édition 1998
APAGEO, 05/2010
PDF disponible sur
<http://www.apageo.com>



BP 35 - 78114 MAGNY LES HAMEAUX - FRANCE
Tél. +33 (0) 1 30 52 35 42 - Fax +33 (0) 1 30 52 30 28