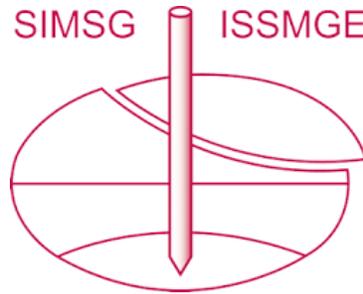


INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques

Rules for the Calculation of Bearing Capacity and Foundation Settlement Based on Pressuremeter Tests

L. MÉNARD, *Ingénieur-Conseil, Paris, France*

SOMMAIRE

L'utilisation croissante des techniques pressiométriques a rendu nécessaire la publication de règles normalisées pour l'interprétation des essais et le calcul des fondations. Plutôt que d'utiliser la cohésion et l'angle de frottement obtenus à partir des résultats d'essais, on s'est rapidement orienté vers l'emploi direct des caractéristiques pressiométriques (module de déformation E et pression limite p_1), pour la détermination de la force portante d'une fondation. Cette méthode est plus rapide et relativement précise en raison du parallélisme entre l'essai pressiométrique de chargement et le comportement de la fondation.

Les règles présentées concernent: la force portante des pieux (résistance en pointe et frottement latéral); la force portante des fondations en surface et des fondations semi-profondes; le tassement des fondations; le module de réaction horizontal pour des pieux ou des rideaux plans (palplanches métalliques ou béton moulé dans le sol); la butée; la résistance au cisaillement à prendre en compte dans le calcul de glissements de terrain. Les méthodes d'interprétation sont d'origine expérimentale, les essais ayant toujours été effectués sur des fondations réelles et sur un terrain en place.

SUMMARY

The increasing use of pressuremeter methods has led to the publication of standard rules for the interpretation of tests and foundation calculations. Instead of using cohesion and the angle of friction, research has been directed towards the use of pressuremeter readings (modulus of deformation E and limit pressure p_1) to determine the bearing capacity. This method is faster and relatively accurate because of the relationship between the pressuremeter reading and the behaviour of the foundation.

The published rules apply to: bearing capacity of piles (point resistance and lateral friction); bearing capacity of shallow foundations and piers; foundation settlement; horizontal modulus of subgrade reaction for piles or curtain walls (steel sheet or cast *in situ* concrete); passive earth pressure; shear strength to be used for slope stability calculations. The methods of interpretation are based on experimental results derived from tests on actual foundations in undisturbed soil.

COMPTE TENU DU DÉVELOPPEMENT des techniques pressiométriques d'investigation des sols, il a paru nécessaire d'en codifier les règles d'interprétation pour le calcul des fondations.

Ces règles s'appuient sur les résultats de plus de 400.000 essais pressiométriques effectués dans pratiquement tous les types de terrain rencontrés au monde. Un nombre appréciable d'essais de fondation en vraie grandeur a, par ailleurs, été réalisé à titre expérimental sur des terrains dont les caractéristiques avaient été préalablement mesurées au pressiomètre. Les règles présentées s'appliquent à l'investigation pressiométrique elle-même et à l'application des résultats obtenus au calcul de la force portante et du tassement des fondations.

RÉALISATION DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE

Appareillage

Rappelons que l'appareil pressiométrique est constitué d'une sonde cylindrique tricellulaire descendue dans le sol et d'un appareillage de mesure restant en surface. Grâce à trois cellules radialement déformables, la sonde applique des pressions rigoureusement uniformes sur le terrain. On mesure les déplacements obtenus au niveau de la seule cellule centrale en fonction de la pression appliquée et en fonction du temps. Les dimensions des sondes sont normalisées selon les diamètres du forage, dans lequel elles sont descendues: EX (37 mm), AX (50 mm), BX (62 mm) et NX (76 mm).

Les appareils de mesure sont adaptés au type de terrain

dont on mesure les caractéristiques. Au stade actuel du développement de la technique, on distingue les appareils standard (type E) utilisables en mécanique des sols et les appareils à haute sensibilité destinés à la mécanique des roches et permettant la mesure de modules de déformation pouvant atteindre 500.000 kg/cm.ca. sous des pressions de 100 kg/cm.ca.

Mise en place

La mise en place dans les terrains meubles bouillants (sables, sables et graviers sous l'eau) doit s'effectuer, soit par battage comme le "Standard Penetration Test," soit par pression statique comme l'essai au pénétromètre, ou mieux par vibration. L'influence de la mise en place sur les mesures est insignifiante pour les terrains pulvérulents, situés au-dessous de la nappe phréatique.

Dans les terrains sableux ou argileux situés au-dessus de la nappe phréatique, le battage, le fonçage ou la vibration sont interdits, car ils provoquent une diminution des caractéristiques pseudo-élastiques (module de déformation) et une légère augmentation de la résistance au cisaillement.

Dans les argiles, limons, sables fins et le rocher, la sonde doit être mise en place dans des forages exécutés au préalable par rotation ou percussion, avec utilisation obligatoire de bentonite dès qu'on atteint la nappe phréatique. Le matériel de sondage habituellement utilisé pour prise d'échantillons n'est pas adapté au forage pressiométrique, car il conduit parfois à un remaniement du terrain en raison de

sa faible vitesse d'avancement et des vibrations du train de tiges.

Pour les tourbes et les argiles sensibles, des précautions particulières doivent être prises pour le sondage, et les méthodes d'exécution manuelle sont préférables (tarière à injection de bentonite).

Réalisation de l'essai

L'essai standard doit être effectué moins de 24 heures après la perforation, sauf dans le cas de sondes battues où l'influence de remaniement du terrain par l'absorption de l'eau du forage n'est pas à craindre. De même, des tolérances de quelques jours peuvent être admises pour les forages réalisés à l'air (tarière à main, wagon drill). Dans le cadre d'une investigation normale, les essais sont effectués à toutes les hauteurs du forage (à chaque mètre de profondeur), de manière à suivre toutes les variations du terrain.

L'essai lui-même est normalisé et on doit en particulier prévoir (règles 1964) 10 paliers égaux de mise en pression (tolérance de 6 à 14) jusqu'à ce qu'on obtienne la rupture. Les lectures des déformations en fonction du temps sont faites 15 secondes, 30 secondes et une minute après la fin de la mise en pression de chaque palier. Antérieurement, les règles prévoyaient une quatrième lecture à 2 minutes qui, à l'expérience, s'est avérée d'un intérêt mineur. Par contre, dans le cadre de certaines recherches, on doit compléter l'essai ainsi standardisé par une phase intermédiaire de déchargement et les mesures des déformations en fonction du temps peuvent être plus nombreuses, de manière à permettre la dissipation de la pression interstitielle.

Les diagrammes de chargement ainsi obtenus permettent de calculer pour chaque essai: (a) Le module de déformation E (module déviatorique vierge qu'il ne faut pas confondre avec le module œdométrique, bien que des relations expérimentales précises existent entre eux). Ce module est obtenu lors de la phase pseudo-élastique de l'essai. Un module alterné E_a est obtenu lors de la phase de déchargement. (b) La pression limite p_1 ou pression de rupture du terrain, lorsqu'il est soumis à une pression uniforme sur la paroi d'une cavité cylindrique. Les autres caractéristiques mesurées (pression de fluage, coefficient de fluage, pression naturelle au repos) sont importantes en elles-mêmes, mais ne sont pas d'une application directe dans les règles de calcul des fondations.

CALCUL DE LA FORCE PORTANTE D'UNE FONDATION

Les essais de fondation en vraie grandeur, effectués au Centre d'Etudes Géotechniques de Paris (Ménard, 1963), ont mis en évidence le rôle fondamental de la profondeur critique et des phénomènes élasto-plastiques.

Pour une fondation profonde (située au-dessous de la profondeur critique), la majeure partie du matériau déplacé lors de l'enfoncement de la fondation est absorbée par compressibilité et élasticité du terrain. Pour une fondation superficielle, le volume déplacé est absorbé à la fois par déformation en surface et élasticité du terrain.

Les règles suivantes permettent d'effectuer le calcul d'une fondation, si on connaît la pression limite du terrain, la profondeur relative et les dimensions de la fondation.

Notations

L = longueur de la fondation

R = rayon de la fondation ou demi-largeur

q = résistance à la rupture du terrain sous une fondation, définie pour un enfoncement de l'ordre de 6 à 8 cm

pour les fondations de moins de 40 cm de rayon et pour $R/5$ si les dimensions des fondations sont plus importantes

s = résistance au frottement latéral d'un pieu

p_1 = pression limite obtenue dans le terrain au niveau de la fondation; lorsque la pression limite varie rapidement avec la profondeur, il convient d'utiliser la pression limite équivalente obtenue par intégration (Règle R-4)

p_0 = pression naturelle du terrain au niveau de la fondation

φ = angle de frottement interne

La force portante de la fondation s'exprime toujours par la relation

$$q = p_0 + k(p_1 - p_0)$$

où k est un coefficient dépendant de la nature du terrain et des caractéristiques géométriques de la fondation.

Règle R-1: Fondations profondes (pieux ou puits)

Bien qu'il existe une interaction entre la résistance en pointe et le frottement latéral, on considère séparément ces deux termes: terme de pointe et terme de frottement latéral.

Les valeurs de k sont légèrement plus élevées pour un pieu battu que pour un pieu foré (influence de la densification du terrain lors du battage) (tableau I). L'argile et en général les terrains sans frottement interne font partie de la catégorie 1. Les sables et graviers compacts et les terrains rocheux appartiennent à la catégorie 3. Les sables et graviers peu compacts ($p_1 < 10$ kg/cm.ca.), les calcaires marneux et la craie peuvent être classés dans la catégorie intermédiaire (n° 2). Ce classement s'est avéré suffisant en pratique.

TABLEAU I. VALEURS DE k

Catégories de terrain		pieu battu	pieu foré
n° 1	sol cohérent	2	1,8
n° 2	sol pulvérulent peu compact	3,6	3,2
n° 3	sol pulvérulent compact	5,8	5,2

Si la résistance latérale du terrain était totalement mobilisée, il conviendrait d'adopter pour s la valeur suivante:

$$s = s_0 = (p_1 - p_0)/5,5 \text{ pour les argiles,}$$

$$s = s_0 = (p_1 - p_0)/8 \text{ pour les terrains pulvérulents.}$$

Cette règle n'est valable que pour les pieux forés, bétonnés avec du béton sec fortement damé, et pour les pieux dilatés.

Pour les pieux ordinaires, l'expérience a montré que le frottement latéral était considérablement réduit (remaniement du terrain sur la paroi latérale, effets de l'eau du béton, . . .), et qu'il convenait d'adopter les règles suivantes:

$$p_1 < 0,8 \quad s = p_1/5$$

$$0,8 < p_1 < 4 \quad s = p_1/10 + 0,08$$

$$4 < p_1 < 9 \quad s = p_1/20 + 0,28$$

$$p_1 > 9 \quad s = 0,8$$

p_1 et s sont exprimés en kg/cm.ca.

Toutefois, à la base du pieu l'adhérence est améliorée en raison de l'accroissement de la pression moyenne (influence du bulbe), et on adopte les valeurs suivantes sur la paroi

latérale du pieu situé à moins de trois diamètres de la base:

$$\begin{aligned} p_1 < 0,8 & \quad s = p_1/5 \\ 0,8 < p_1 < 4 & \quad s = p_1/10 + 0,08 \\ 4 < p_1 < 9 & \quad s = p_1/7 - 0,10 \\ p_1 > 9 & \quad s = 1,2 \end{aligned}$$

p_1 et s exprimés en kg/cm.ca.

Les résultats expérimentaux sur lesquels sont basées ces règles n'ont nullement fait apparaître l'influence du diamètre du pieu sur sa force portante, à condition évidemment que la base soit toujours située au-dessous de la profondeur critique h_c :

$$h_c = R(4 + \varphi/4).$$

Par exemple, pour une pile caisson de 1 m de rayon, la profondeur critique dans la couche portante peut atteindre 12 m dans du sable, tandis que pour un pieu battu de 40 cm de côté, elle ne dépasse pas 2 m. Des couches superficielles compressibles peuvent provoquer un frottement négatif appréciable, spécialement si elles sont surchargées par un remblai.

Les terrains présentant un module pressiométrique inférieur à 20 kg/cm.ca. continuent à se consolider sous leur propre poids et on devra tenir compte d'un frottement négatif de 0,1 kg/cm.ca., même s'ils ne sont pas surchargés.

Règle R-3: Fondations superficielles

La résistance à la rupture d'une fondation superficielle définie pour un encastrement:

$$h = 0,5 + R \quad (h \text{ et } R \text{ en } m) \quad \text{pour } R \leq 1 m$$

$$h = 1,5 m \quad \text{pour } R > 1 m$$

est donnée par le tableau II. Pour une fondation rigoureusement en surface, k est donné par la relation unique: $k = 0,8$.

TABLEAU II. VALEURS DE k

Catégorie du terrain	k
n° 1 sol cohérent	$k = 1,0 + 0,4 \cdot 2R/L$
n° 2 sol pulvérulent peu compact	$k = 1,1 + 0,45 \cdot 2R/L$
n° 3 sol pulvérulent compact	$k = 1,2 + 0,8 \cdot 2R/L$

Rappelons que les travaux de terrassement ont tendance à réduire les caractéristiques du terrain au-dessous du niveau de la fouille générale sur une profondeur de 1 à 2 m. Cette réduction peut être sensible lors d'une exécution par temps de pluie et dans le cas de terrains fragiles (sable fin légèrement cohérent, argiles à haute limite de liquidité). Pour une excavation de 3 m, il est souhaitable de réduire de 20 pour cent au minimum les valeurs de p_1 à 1 et 2 m de profondeur au-dessous du niveau de la fouille.

Règle R-4: Calcul de la pression limite équivalente

Les caractéristiques du terrain sont rarement constantes avec la profondeur et il est nécessaire de prendre en compte une valeur moyenne de p_1 dans les formules de force portante.

Fondations profondes:

$$p_1 = \sqrt[3]{[(p_1)_1(p_1)_2(p_1)_3]}$$

où: $(p_1)_1$ — valeur de p_1 un diamètre au-dessus de la base, $(p_1)_2$ — valeur de p_1 au niveau de la base, $(p_1)_3$ — valeur de p_1 un diamètre au-dessous du niveau de la base.

Fondations superficielles:

$$p_1 = \sqrt[2]{[(p_1)_2(p_1)_3]}$$

Règle R-5: Calcul de la profondeur équivalente d'encastrement

La détermination de l'encastrement d'une fondation est immédiate pour un terrain homogène. Il en est autrement lorsque les caractéristiques mesurées varient avec la profondeur.

On prend comme terrain de référence celui sur lequel est posée la fondation. La profondeur pondérée équivalente est donnée par la relation:

$$h_{\text{équivalent}} = \frac{1}{p_1} \int_0^h p_1(z) dz$$

où: p_1 est la valeur de la pression limite au niveau de la fondation, et $p_1(z)$ la valeur de la pression limite à la profondeur z .

Ainsi, il est équivalent pour une fondation d'être encastree de 4 m dans un terrain médiocre ($p_1 = 8$ kg/cm.ca.), ou de 2 m dans un bon terrain ($p_1 = 16$ kg/cm.ca.), étant entendu que dans les deux cas, la base repose sur du bon terrain ($p_1 = 16$ kg/cm.ca.).

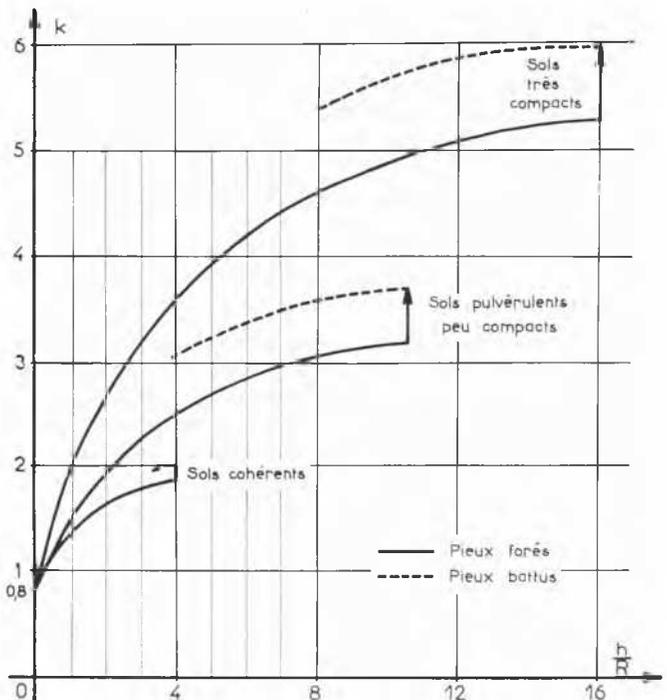


FIG. 1. Taux de travail en fonction de l'encastrement pour les fondations isolées. $q = p_0 + k(p_1 - p_0)$

Règle R-6: Détermination du taux de travail d'une fondation isolée en fonction de l'encastrement

Les valeurs du coefficient k apparaissent sur les diagrammes de la fig. 1. Rappelons la relation fondamentale

$$q - p_0 = k(p_1 - p_0).$$

La résistance de la fondation croît avec l'encastrement jusqu'à ce qu'on atteigne la profondeur relative critique.

Le tassement sous une fondation résulte de deux phénomènes totalement différents: *Un phénomène de consolidation* immédiatement sous la fondation où le tenseur des contraintes est de tendance sphérique. L'augmentation de la pression moyenne se traduit par une diminution de volume du matériau, plus ou moins élevée, selon la valeur du module de compression volumétrique. *Un phénomène de fluage* sous l'influence du tenseur déviatorique. On observe des déformations angulaires (sans variations volumétriques des volumes élémentaires situés sous la fondation).

Pour les fondations sur semelles, puits ou pieux, les phénomènes de fluage sont prépondérants; pour un radier ou un remblai, les phénomènes de consolidation prédominent d'autant plus que le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture est élevé. Enfin, les recherches sur les tassements effectuées sur des ouvrages en vraie grandeur (Ménard et Rousseau, 1962) ont fait apparaître que le facteur dimension joue un rôle appréciable. Il est différent de celui, traditionnellement fixé par les théories de l'élasticité, et variable selon la structure du matériau.

Notations

λ — coefficient de forme, déduit des formules de Steinbrenner et utilisé dans les théories de l'élasticité pour le calcul du tassement. Ce coefficient est fonction du rapport des côtés de la fondation: section circulaire, $\lambda = 1$; section carrée, $\lambda = 1,12$; section rectangulaire, $L/2R = 2$, $\lambda = 1,53$, $L/2R = 10$, $\lambda = 2,65$.

α — coefficient rhéologique, variable selon la structure du matériau: sables et graviers, $\alpha = 1/3$; limons, $\alpha = 1/2$; argiles, $\alpha = 2/3$; tourbes et terrains récemment compactés, $\alpha = 1$.

E^+ — module œdométrique du terrain; en première approximation $E^+ = E/\alpha$.

R_0 — dimension repère, égale à 30 cm.

Formules générales

Si on néglige le tassement d'origine élastique w_1 qui est en général insignifiant, le tassement w est la somme de deux termes: w_2 , terme relatif aux déformations angulaires, domaine déviatorique—phase élastique; w_3 , terme correspondant aux variations volumétriques, domaine sphérique.

$$w_2 = [(1 + \sigma)/3E]p_30(\lambda R/30)^\alpha$$

$$w_3 = (1/4,5)(\alpha/E)pR$$

$$w = w_2 + w_3$$

Ces formules sont valables pour $R > 30$ cm. Dans le cas où $R < 30$ cm, prendre fictivement $\alpha = 1$.

Règle T-4

Formule simplifiée pour une fondation de faible dimension ($R < 100$ cm) et d'encastrement h/R inférieur à 5.

$$w = C_q(q'/2E)\lambda R \quad R < 30 \text{ cm}$$

$$w = C_q(q'/2E)30(\lambda R/30)^\alpha \quad R > 30 \text{ cm}$$

où q' correspond au quotient de la charge totale par la section de la fondation; q' est légèrement supérieur à la contrainte sur la base en raison de l'influence du frottement latéral, et C_q est un coefficient d'encastrement. $C_q = 1/(0,8 + 0,1 h/R)$.

Règle T-5

Formule simplifiée pour le calcul du tassement final d'un remblai ou d'un radier, fondé sur une couche molle dont l'épaisseur H est inférieure à la demi-largeur de l'ouvrage:

$$w = \int_0^H \alpha \frac{P_z}{E_z} dz.$$

P_z —pression à la profondeur z , due à la surcharge, E_z — module pressiométrique à la profondeur z .

A ce tassement d'ensemble dû à la consolidation, on doit souvent ajouter un tassement provoqué par le tenseur déviatorique.

RÉSISTANCE D'UN TERRAIN EN BUTÉE

La résistance d'un terrain en butée est différente selon que la fondation est un rideau plan (problème à 2 dimensions) ou un fût isolé (pieu ou ancrage).

Fondation isolée (Ménard, 1962)

La courbe représentative de la butée en fonction des déplacements horizontaux est caractérisée par une droite pour la phase pseudo-élastique et une valeur asymptotique au moment de la rupture.

Phase pseudo-élastique. $p = k_h y$ où k_h est le module de réaction horizontal pour une fondation isolée dont la valeur est donnée par le tableau III en fonction de la nature du terrain (structure et module pressiométrique) et du diamètre ϕ du pieu.

TABLEAU III. VALEURS DE E/k_h

Nature du terrain	$\phi = 30$ cm	$\phi = 60$ cm	$\phi = 120$ cm
Argile	19	38	60
Limon	13	26	37
Sable	9	18	22

Phase de la rupture en butée. $p = p_1$ (p_1 = pression limite pressiométrique).

Ces valeurs sont valables pour la partie du pieu située au-dessous de la profondeur critique h_c .

$$h_c = R(4 + \varphi/4).$$

Pour toute profondeur comprise entre la surface et h_c , le module de réaction équivalent k et la pression de butée sont donnés par la relation:

$$k = \frac{1}{2}k_h(1 + h/h_c)$$

$$p = \frac{1}{2}p_1(1 + h/h_c).$$

Rideau plan (Ménard, Bourdon, et Houy, 1964)

Le module de réaction k_H , correspondant à un rideau plan, est fonction: du module pressiométrique E , du coefficient rhéologique α , de la hauteur a du rideau en butée:

$$\frac{1}{k_H} = \frac{1}{E} \left[\frac{\alpha a}{2} + 13 (0,09 a)^\alpha \right]$$

La résistance en butée est donnée par la formule suivante:

$$p_r = p_0 + (p_1 - p_0)/K_B$$

où: p_0 est la pression naturelle du terrain et K_B un coefficient variable suivant la rigidité E/p_1 du matériau et sa structure (tableau IV).

TABLEAU IV. VALEURS DE K_B

	$E/p_1 = 10$	$E/p_1 = 15$
Argile	2,7	3,2
Sable	3,5	4,2

ÉTUDE DE STABILITÉ DE TERRAINS

La résistance au cisaillement à prendre en compte dans les calculs de stabilité peut être calculée à partir des résultats pressiométriques.

La courbe intrinsèque d'un matériau en place peut très souvent être représentée par 2 droites (fig. 2). Pour des

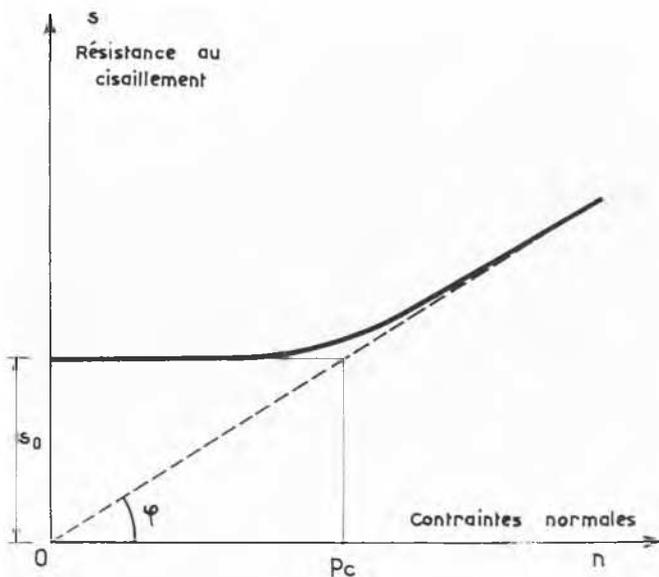


FIG. 2. Courbe intrinsèque réelle des sols pulvérulents en place.

faibles contraintes normales n , la résistance au cisaillement reste constante et a pour valeur s_0 (segment horizontal sur le diagramme). Pour des valeurs de n supérieures à la pression de consolidation p_c , s prend des valeurs croissantes (droite de coefficient angulaire $\tan \phi$). Dans les calculs de stabilité de pentes, il convient d'utiliser la valeur s_0 , à condition que le mouvement ne soit pas déjà amorcé. Les contraintes normales dans le terrain restent en effet inférieures à p_c , et s_0 est obtenu à partir des résultats pressiométriques à l'aide de la formule:

$$s_0 = (p_1 - p_0)/2K_B,$$

les valeurs de K_B étant données au paragraphe précédent.

CONCLUSION

Le but de cet exposé est de présenter sommairement les règles principales d'interprétation des essais pressiométriques. Pour leur bonne compréhension, il est évidemment recommandé de se reporter aux textes complets énumérés dans la bibliographie ci-après.

Enfin, rappelons que ces règles ont été élaborées après de nombreux essais sur des fondations réelles. On a toujours recherché, en effet, à ce que les programmes d'expérimentation soient réalisés sur des terrains naturels, tout en respectant les dimensions et les modes d'exécution habituels d'un chantier.

RÉFÉRENCES

MÉNARD, L. (1962). Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement. *Sols-Soils*, Vol. 1, n° 3.

— (1963). Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats pressiométriques. *Sols-Soils*, Vol. 2, n° 5, pp. 9-24.

MÉNARD, L., BOURDON et HOUY (1964). Etude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation. *Sols-Soils*, Vol. 3, n° 9.

MÉNARD, L., et J. ROUSSEAU (1962). Evaluation des tassements—tendances nouvelles. *Sols-Soils*, Vol. 1, n° 1.