

SOMMAIRE

PRÉSENTATION, F. SCHLOSSER	3
ESSAIS DE LABORATOIRE	
1. ESSAIS D'IDENTIFICATION	5
1.1 — Teneur en eau naturelle	
1.2 — Degré de saturation	
1.3 — Poids spécifiques	
1.4 — Limites d'Atterberg	
1.5 — Analyse granulométrique	
1.6 — Teneur en carbonate de calcium CaCO ₃	
1.7 — Classification des sols	
1.8 — Analyse minéralogique	
1.9 — Dosage des matières organiques	
2. ESSAIS DE RÉSISTANCE	7
2.1 — Essai de cisaillement à la boîte	
2.2 — Essai triaxial	
2.3 — Essai de compression simple	
2.4 — Pénétrromètre de poche	
2.5 — Scissomètre de laboratoire	
2.6 — Pénétrromètre de consistance	
3. ESSAIS DE COMPRESSIBILITÉ	14
ESSAIS EN PLACE	
1. LE PRESSIOMÈTRE NORMAL	16
2. LES PÉNÉTRROMÈTRES DYNAMIQUE ET STATIQUE	17
3. LE SCISSOMÈTRE DE CHANTIER - TYPE LPC	20
4. LES PIÉZOMÈTRES	22

PRÉSENTATION

F. SCHLOSSER

Chef du Département des sols et fondations
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Les études de fondations d'ouvrages de soutènement ou d'ouvrages en terre, font en grande partie appel à la mécanique des sols. Cette discipline du génie civil relativement récente est souvent peu familière aux maîtres d'œuvre, quand elle ne présente pas pour eux un certain caractère d'ésotérisme. Les raisons en sont multiples : enseignement fragmentaire dans les écoles, concentration entre les mains d'un petit nombre de spécialistes, évolution rapide des connaissances et des techniques, importance et complexité des essais, etc.

Aussi, n'est-il pas rare de voir dans un projet d'ouvrage, le maître d'œuvre s'intéresser de très près à la superstructure (depuis la conception jusqu'à l'exécution) et confier aux « spécialistes » de mécanique des sols l'ensemble du projet des fondations. Une telle manière de faire présente des inconvénients : — sur le plan technique d'une part, elle ne permet pas de concevoir et de réaliser l'ouvrage d'art comme un tout, dans lequel fondations et superstructure ont entre elles des interactions profondes : — sur le plan économique d'autre part, elle enlève au maître d'œuvre toute possibilité de contrôle et même de jugement sur les moyens d'études et les solutions adoptées.

Il est nécessaire que le maître d'œuvre soit à même de suivre, d'orienter, de juger et parfois de définir les études de fondations, plus généralement de mécanique des sols, qu'il convient d'effectuer dans son projet d'ouvrage.

L'un des éléments essentiels est le choix des essais utilisés pour la reconnaissance, puis pour le dimensionnement des fondations. Ce choix est d'autant plus important que l'opinion n'est pas unanime sur l'utilisation des essais en place et des essais en laboratoire : certains bureaux d'études sont essentiellement orientés vers les essais de laboratoire, d'autres le sont au contraire vers les essais en place. Pourtant chaque essai de mécanique des sols a ses avantages, ses inconvénients et aussi ses limites. Si aucun n'est à rejeter, aucun n'est universel, et pour chaque problème on peut trouver le type d'essai le plus approprié. Dès 1969, les Laboratoires des Ponts et Chaussées avaient alerté les maîtres d'œuvre sur ce problème très important (¹).

Après dix années d'expérience, les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont essayé de faire œuvre objective et complète dans ce domaine notamment, en exposant en collaboration avec le SETRA leur doctrine en matière d'études de fondation ; c'est le dossier FOND. 72 (²).

Le présent aide-mémoire rédigé par M. Amar, ingénieur au Département des sols et fondations, est en accord avec cette doctrine : il présente la panoplie des principaux essais utilisés en mécanique des sols. Le maître d'œuvre, en liaison avec le mécanicien des sols, choisira le ou les essais les plus appropriés en fonction du type de problème posé et selon des critères à la fois techniques et économiques.

(1) Note d'information technique LPC, La Reconnaissance des sols, août 1969, Document disponible au service des Publications du LCPC.

(2) FOND. 72, Fondations courantes d'ouvrages d'art. Ce document type diffusé dans les services de l'Équipement peut être obtenu au SETRA - Division des Ouvrages d'art B, 46, av. Aristide Briand, 92223 BAGNEUX.

ESSAIS DE LABORATOIRE

1 - ESSAIS D'IDENTIFICATION

1.1. Teneur en eau naturelle $w\%$

C'est le rapport du poids d'eau que le sol contient au poids de ses éléments secs, après dessiccation à l'étuve à 105 °C (60 °C dans le cas des sols contenant des éléments organiques).

$$w\% = \frac{\text{Poids d'eau}}{\text{Poids du sol sec}} \times 100$$

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve ce sol.

1.2. Degré de saturation $S_r \%$

C'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol.

$$S_r \% = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

1.3. Poids spécifiques*

Poids spécifique du sol humide (ou apparent) γ

C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol à son volume apparent.

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Poids spécifique du sol sec γ_d

C'est le rapport du poids de matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol.

$$\gamma_d = \frac{W}{V_s}$$

Le poids spécifique sec définit l'état dans lequel se trouve le matériau : suivant la valeur de γ_d , un matériau sera très dense, dense, lâche ou très lâche.

* Les poids spécifiques s'expriment en kN/m³. On définira de la même façon les masses volumiques (en g/cm³) et les densités (sans dimension, étant rapportées au poids spécifique ou à la masse volumique de l'eau).

Poids spécifique des grains du sol γ_s

C'est le rapport de matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Pour les sols courants, γ_s est compris entre 2,6 et 2,7.

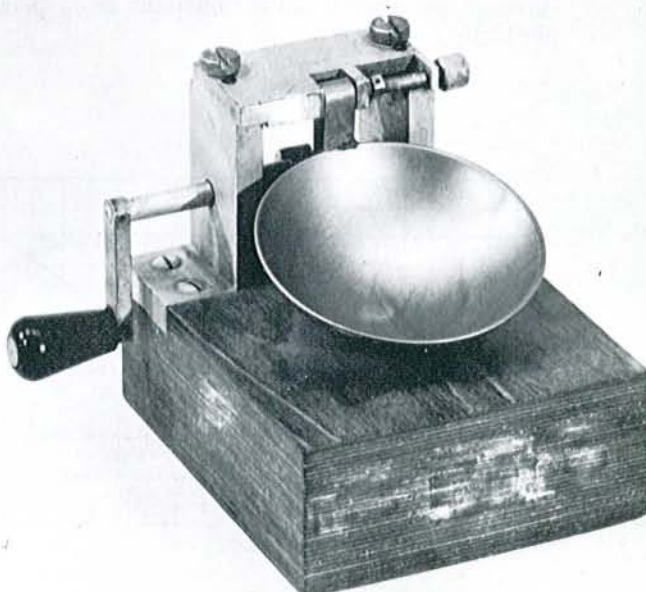
1.4. Limites d'Atterberg

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer quatre états : liquide, plastique, solide avec retrait et solide sans retrait. En réalité, le sol passe graduellement d'un état à l'autre et les frontières respectives ne sont définies que conventionnellement par les limites d'Atterberg.

Les limites d'Atterberg sont donc des teneurs en eau. Pour les obtenir, les essais sont effectués sur la fraction du matériau passant au tamis de 0,42 mm.

Limite de liquidité w_L entre l'état liquide et l'état plastique. Elle se détermine à l'aide de l'appareil de Casagrande (fig. 1).

Fig. 1 - Appareil de Casagrande pour mesurer la limite de liquidité.



Limite de plasticité w_p entre l'état plastique et l'état solide avec retrait. Par définition, la limite de plasticité est la teneur en eau au-dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner avec le sol des rouleaux de 3 mm de diamètre sans qu'ils se rompent.

Limite de retrait w_R est la teneur en eau juste suffisante pour remplir les vides du sol au moment où il atteint par séchage son volume minimal. La limite de retrait est peu utilisée en mécanique des sols.

Indice de plasticité I_p

Différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, il donne l'étendue, en teneur en eau, de la plage de plasticité du sol.

$$I_p = w_L - w_p$$

L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité d'un sol :

Indice de plasticité I_p	Degré de plasticité
0 - 5	non plastique
5-15	peu plastique
15-40	plastique
>40	très plastique

Bien que leur définition soit arbitraire, les limites d'Atterberg ont une importance essentielle en mécanique des sols. Elles permettent en particulier de classer les sols suivant un diagramme de plasticité (fig. 2).

Indice de consistance I_c

L'indice de consistance I_c est défini par la relation suivante qui situe le sol à l'intérieur de la plage de plasticité :

$$I_c = \frac{w_L - w}{I_p}$$

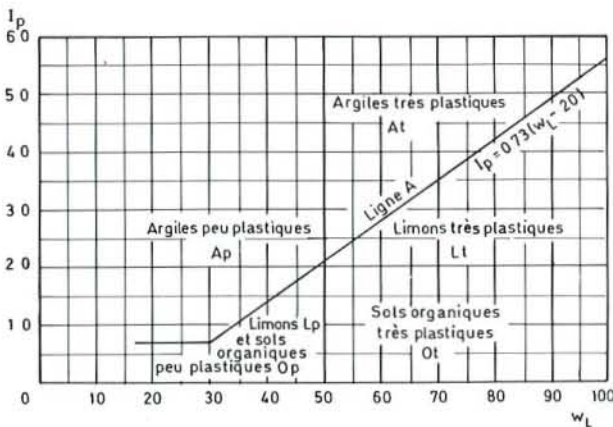


Fig. 2 - Diagramme de plasticité et classification des sols fins.

Il permet d'apprécier la consistance des sols plastiques :

I_c	0	0,25	0,50	0,75	1	>1
consistance	liquide	pâteuse	molle	ferme	très dure	ferme dure

1.5. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

Le tamisage, pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension supérieure ou égale à 80 microns.

La sédimentométrie, pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension inférieure à 80 microns. La sédimentométrie est basée sur la loi de Stokes qui donne la vitesse limite d'une particule tombant sous l'action de la pesanteur dans un liquide visqueux.

L'analyse granulométrique se traduit par la courbe granulométrique (fig. 3). Cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés.

1.6. Teneur en carbonate de calcium $CaCO_3$

L'essai consiste à mesurer le volume de gaz carbonique dégagé, après attaque par l'acide chlorhydrique d'une certaine quantité de matériau sec. Suivant la teneur en $CaCO_3$, on peut distinguer pour les sols fins :

- 0 — 10 % de $CaCO_3$: argile ou limon
- 10 — 30 % de $CaCO_3$: argile marneuse ou limon marneux
- 30 — 70 % de $CaCO_3$: marne
- 70 — 90 % de $CaCO_3$: calcaire marneux
- 90 — 100 % de $CaCO_3$: calcaire

La dénomination « argile » ou « limon » dépend aussi de la plasticité et de l'analyse granulométrique.

1.7. Classification des sols

Apparentée à la classification américaine USCS (Unified Soil Classification System), la classification des Laboratoires des Ponts et Chaussées (LPC) s'appuie essentiellement sur l'analyse granulométrique et sur les caractéristiques de plasticité de la fraction fine, complétées par des essais très simples (couleur, odeur, effets de l'eau, etc.).

Elle comporte huit classes pour les sols grenus et sept classes (dont la tourbe) pour les sols fins (tableau et fig. 2).

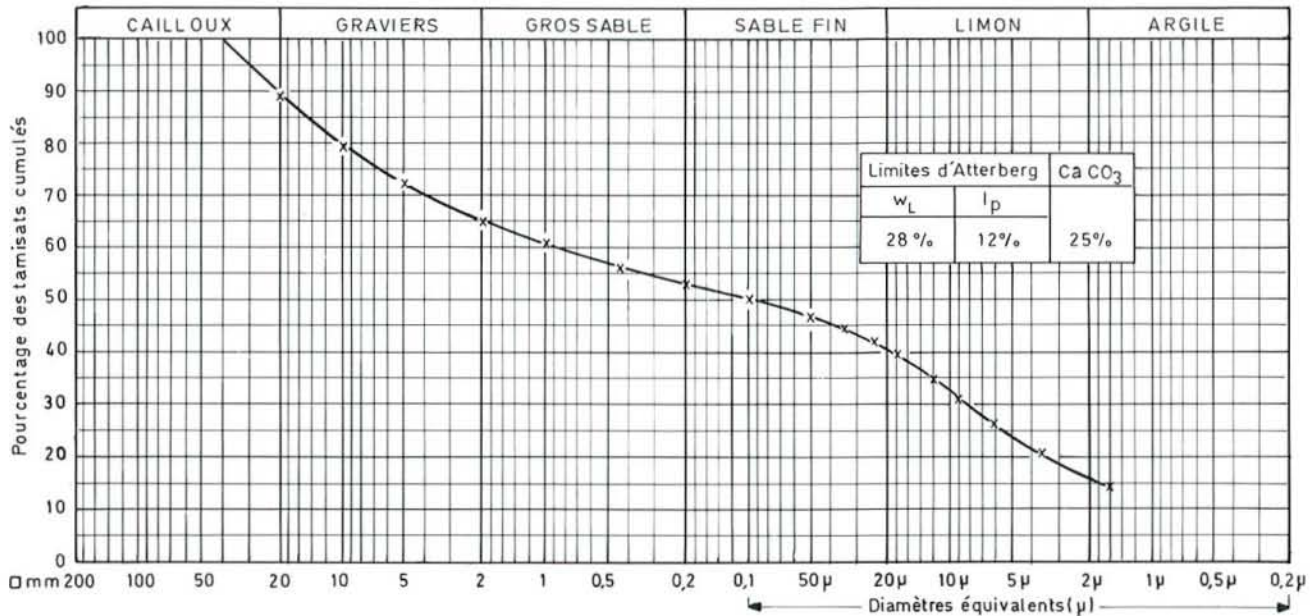


Fig. 3 - Analyse granulométrique d'une grave argileuse.

1.8. Analyse minéralogique

Celle-ci a pour but de déterminer la nature et la quantité des minéraux constituant un sol argileux. La connaissance de la composition minéralogique du sol constitue un élément de jugement intéressant sur son comportement. Mais l'analyse minéralogique doit être effectuée à bon escient, suivant l'importance de l'étude et la nature du problème posé.

L'analyse diffractométrique est, de toutes les méthodes utilisées, celle qui fournit le plus d'indications; elle peut être parfois complétée par :

l'analyse thermopondérale (ATP),
l'analyse thermique différentielle (ATD),
l'analyse chimique centésimale,
l'analyse granulométrique,
la mesure de la capacité d'échange de cations,
l'électrodialyse.

La simple énumération des techniques montre l'importance du travail à accomplir, tant en moyens qu'en durée, pour obtenir la composition minéralogique d'un sol.

Pour autant qu'une analyse minéralogique est nécessaire, une étude basée sur les rayons X et l'analyse granulométrique donnant une composition minéralogique semi-quantitative est suffisante, dans la plupart des cas.

1.9. Dosage des matières organiques

La présence dans les sols de matières organiques qui sont à l'origine de textures lâches et d'une importante rétention d'eau, confèrent à ceux-ci une grande

plasticité et une grande compressibilité. Pour des études d'ouvrages importants où le critère de compressibilité est prépondérant (remblai sur sol compressible par exemple), le dosage des matières organiques des sols appelés à supporter de tels ouvrages est prescrit.

Les matières organiques sont très variées, et il est de ce fait quasiment impossible de déterminer par des essais simples chacune des variétés.

On se contente dans la pratique d'un dosage global, suffisant pour les études de génie civil.

Plusieurs méthodes de dosage sont possibles :

Méthode classique

Les matières organiques sont oxydées par un mélange de bichromate de potassium et d'acide sulfurique concentré.

Méthode thermique

Celle-ci fait appel à l'analyse thermique différentielle (ATD), méthode plus longue mais plus précise que la méthode classique.

2 - ESSAIS DE RÉSISTANCE

La résistance des sols mesurée expérimentalement et les théories de rupture permettent d'étudier la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, des remblais, des talus naturels ou de déblais, des barrages en terre, etc.

Tableau

CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS (plus de 50 % des éléments > 0,08 mm)					
Définitions		Symboles	Conditions	Désignation géotechnique	
GRAVES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Gb $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ (*) et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée	
		Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée	
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	GL	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A (fig. 2)	grave limoneuse
		GA	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	grave argileuse	
SABLES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	Sb $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué	
		Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué	
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	SL	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A	sable limoneux
		SA	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	sable argileux	
Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % → on utilise un double symbole.					
<p>(*) - C_u : coefficient d'uniformité. - C_c : coefficient de courbure. - D_{10}, D_{30}, D_{60} : dimensions auxquelles sont inférieurs respectivement 10 %, 30 %, 60 % en poids des grains.</p>					

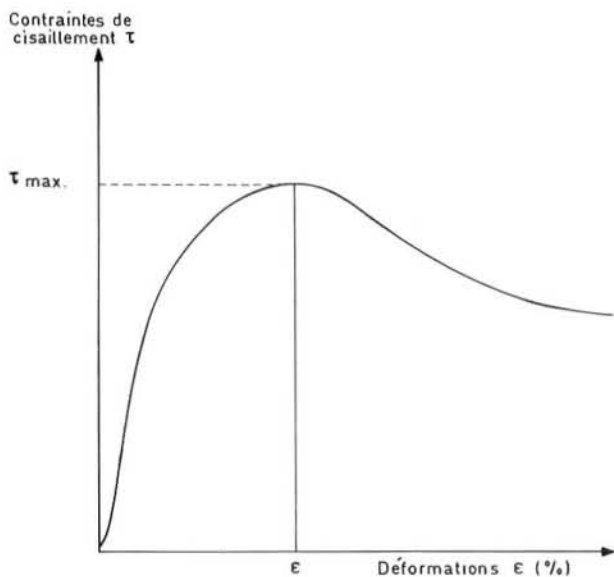


Fig. 4 - Courbe de résistance au cisaillement.

Il existe plusieurs essais plus ou moins complexes, pour déterminer la résistance au cisaillement des sols : compression simple, cisaillement à la boîte, compression triaxiale, etc.

Les deux essais : cisaillement direct et compression triaxiale sont les plus utilisés. Chaque essai comporte deux phases : la première est l'application des contraintes normales, la deuxième le cisaillement proprement dit. Suivant que pendant l'une ou l'autre de ces deux phases, on empêche tout drainage ou au contraire on laisse l'eau s'évacuer sans aucune pression, on distingue plusieurs types d'essais.

Essais de cisaillement non drainés UU *

Essais pendant lesquels aucun drainage de l'eau n'est possible durant les deux phases. La première phase constitue alors ce que l'on pourrait appeler « la remise sous contraintes ».

Essais de cisaillement consolidés non drainés CU **

Essais dans lesquels il n'y a drainage que pendant la première phase : l'application des contraintes normales destinées à assurer la consolidation primaire totale de l'échantillon. Aucun drainage ne se produit pendant la phase de cisaillement.

Essais de cisaillement drainés CD ***

Essais dans lesquels il y a drainage, aussi bien pendant l'application de la contrainte normale que pendant l'application de la contrainte de cisaillement. La pression interstitielle doit être toujours nulle au cours du cisaillement.

* UU = unconsolidated undrained

** CU = consolidated undrained

*** CD = consolidated drained

Critère de rupture

Lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en général des contraintes de cisaillement qui entraînent des déformations du sol. Celles-ci peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle surfaces de glissement ou surfaces de rupture.

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture.

Sauf dans des cas particuliers on prendra comme résistance au cisaillement, le maximum de la contrainte de cisaillement (fig. 4).

2.1. Essai de cisaillement à la boîte

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement, l'une par rapport à l'autre.

Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte σ donnée (fig. 5a). La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse de déplacement constante.

L'échantillon est donc cisailé suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une contrainte normale et une contrainte tangentielle déterminées. On mesure à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure la force totale de cisaillement. En répétant plusieurs fois l'essai avec des valeurs différentes de la contrainte normale (généralement trois ou quatre), on peut définir la cohésion C et l'angle de frottement φ du sol (fig. 5b).

Pour les sols *cohérents*, les valeurs de C et φ obtenues dépendent essentiellement de la vitesse de l'essai et de la perméabilité du sol : car l'un des paramètres est la pression interstitielle de l'eau qui, commandant la résistance au cisaillement d'un sol, est elle-même directement liée aux conditions de drainage de l'essai.

Dans la pratique, les contraintes σ appliquées sur l'échantillon sont des contraintes totales, mais les caractéristiques de cisaillement du sol cohérent dépendent essentiellement des contraintes intergranulaires ou effectives σ' supportées par le squelette solide du sol.

Les composantes normales des contraintes totales σ et intergranulaires σ' et la pression interstitielle u de l'eau sont liées par la relation :

$$\sigma = \sigma' + u$$

2.2. Essai triaxial

L'essai triaxial, comme l'essai de cisaillement à la boîte, permet de déterminer la résistance au cisaillement du sol.

L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol, d'éclatement voisin de deux, à un

boîte de cisaillement

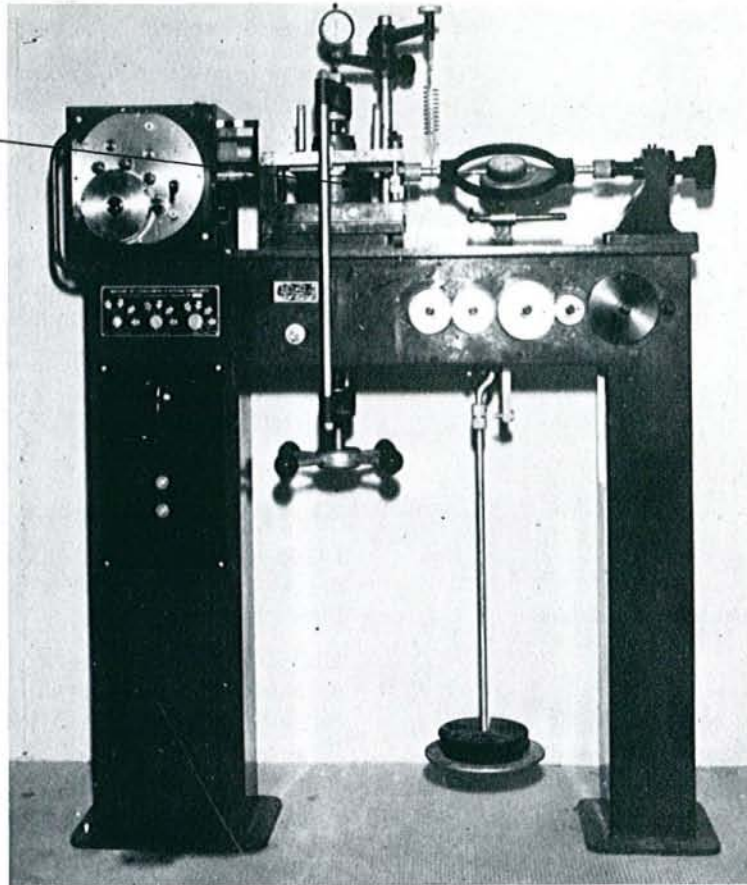
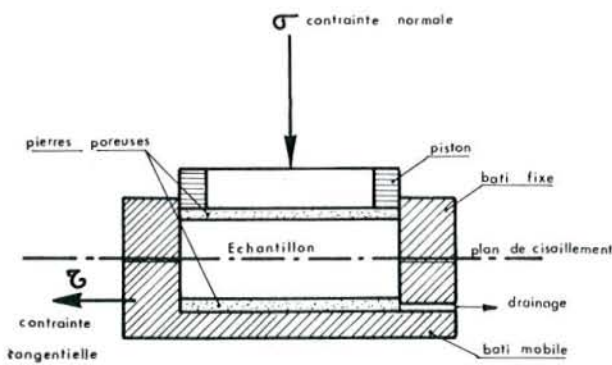
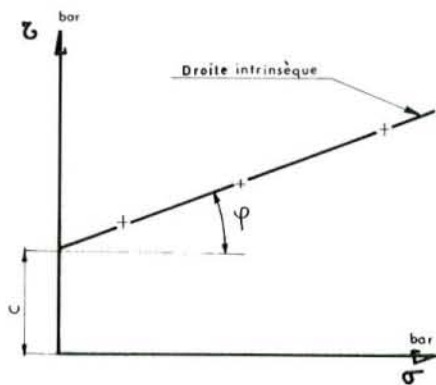


Fig. 5 - Essai de cisaillement à la boîte



a) Schéma de la boîte de cisaillement.



b) Détermination de la cohésion C et de l'angle φ .

champ de contraintes uniforme qui a pour composantes :

- une pression hydrostatique σ_3 , appliquée par l'intermédiaire d'un fluide (généralement de l'eau) remplissant la cellule (fig. 6) ;
- une contrainte axiale ou déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$), appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

L'essai classique consiste à faire croître le déviateur jusqu'à rupture de l'éprouvette, la pression hydrostatique restant constante. On détermine les valeurs du déviateur à la rupture de trois ou quatre éprouvettes identiques pour des pressions hydrostatiques différentes et on trace les cercles de Mohr correspondants.

Leur enveloppe est généralement une droite appelée droite intrinsèque, que l'on caractérise par les paramètres C (ordonnée à l'origine) et φ (angle avec l'horizontale).

Comme dans l'essai de cisaillement à la boîte, la pression de l'eau dans l'espace intergranulaire ou pression interstitielle u , a une influence déterminante sur les paramètres C et φ , la résistance au cisaillement d'un sol dépendant essentiellement de la contrainte intergranulaire.

L'appareil triaxial permet de mesurer la pression interstitielle u au cours de l'essai et par suite de

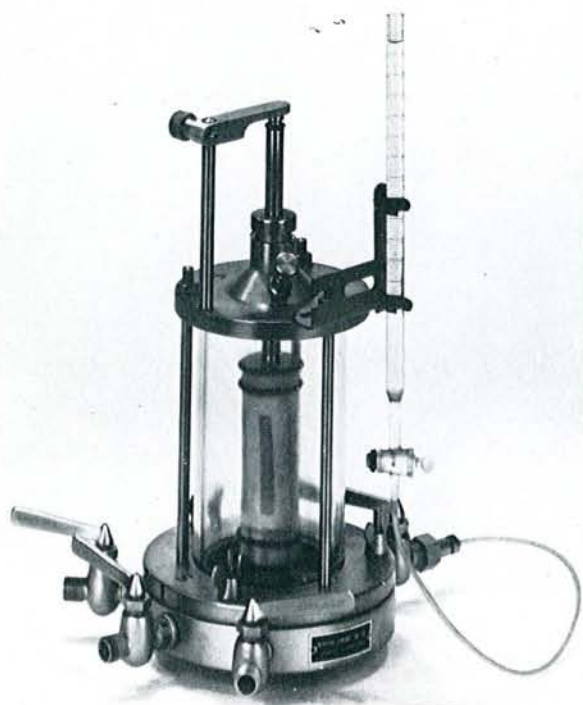
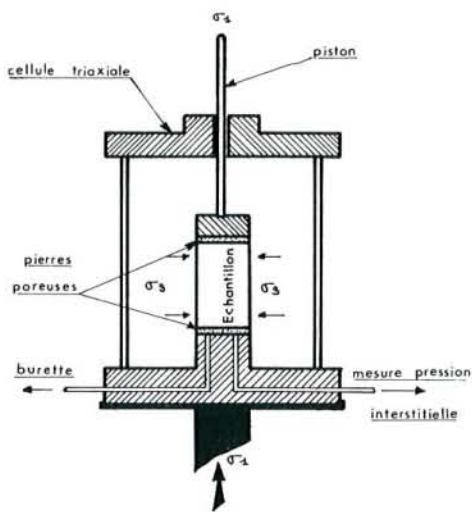
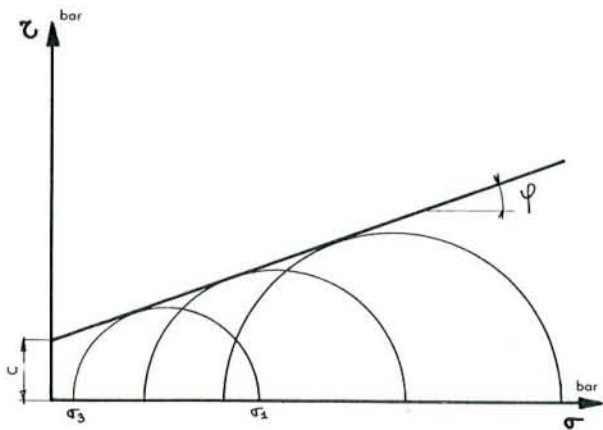


Fig. 6 - Essai triaxial.



a) Schéma de la cellule triaxiale.



b) Droite intrinsèque.

connaître, grâce à la relation $\sigma' = \sigma - u$, la pression intergranulaire à chaque instant.

Les trois types d'essais sont effectués au triaxial.

Essai non consolidé non drainé UU

L'essai non consolidé non drainé UU correspond au comportement à court terme du sol. L'application de la pression hydrostatique σ_3 et le cisaillement sont effectués à drainage fermé.

La résistance au cisaillement du sol est généralement constante ($\varphi = 0$). Elle est appelée « cohésion non drainée » et notée C_u . Elle traduit la résistance du sol dans son état actuel et permet de déterminer la capacité portante immédiate d'une fondation, d'étudier la stabilité immédiate d'un talus, d'un mur de soutènement, etc.

Essai consolidé non drainé CU

Chaque éprouvette est consolidée, donc à drainage ouvert, sous une pression hydrostatique σ_3 , puis cisailée à volume constant, donc à drainage fermé sous cette même pression.

L'essai permet d'étudier la variation de la résistance au cisaillement non drainé du sol, en fonction de la pression de consolidation à partir des caractéristiques C_{cu} et φ_{cu} . En outre, en mesurant la pression interstitielle, on détermine en cours de cisaillement les caractéristiques intergranulaires ou effectives C' et φ' des sols saturés, sans avoir recours à l'essai CD ci-après, toujours très long lorsque le sol est peu perméable.

Essai consolidé drainé CD

Chaque éprouvette est consolidée, donc à drainage ouvert sous une pression hydrostatique σ_3 et cisailée à drainage ouvert sous cette même pression. Le déviateur doit toutefois être appliqué de manière à obtenir une vitesse de déformation suffisamment lente pour que la pression interstitielle soit nulle à chaque instant.

L'essai donne donc les caractéristiques intergranulaires du sol. Les paramètres C_d et φ_d permettent d'effectuer les études de stabilité à long terme (talus, murs de soutènement, barrage en terre, etc.).

2.3. Essai de compression simple

L'essai permet de mesurer la résistance à la rupture en compression simple R_c du sol.

L'éprouvette généralement cylindrique, d'élanement 2 ($H = 2D$) est placée entre les deux plateaux d'une presse et soumise à des charges croissantes jusqu'à rupture (fig. 7). La vitesse d'écrasement doit être suffisamment rapide (1,5 à 2 mm/mn) pour qu'aucun drainage ne puisse se produire pendant l'essai.

La relation $R_c = \frac{4P}{\pi D^2}$ donne en fonction de la charge appliquée P à la rupture, la valeur de la résistance à la compression simple R_c .

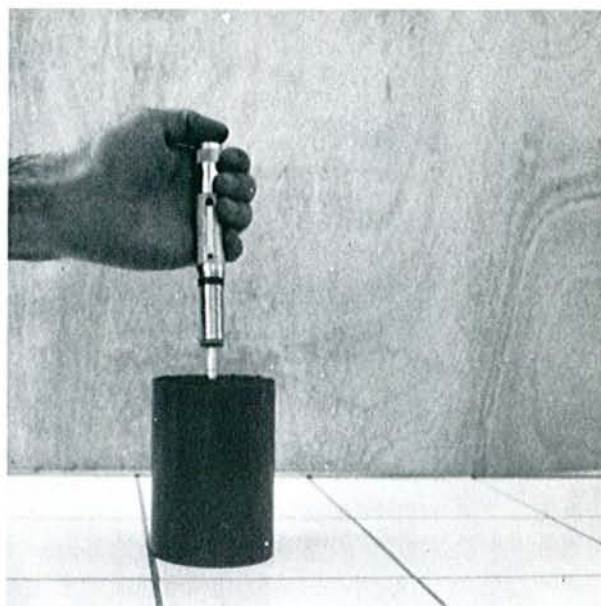
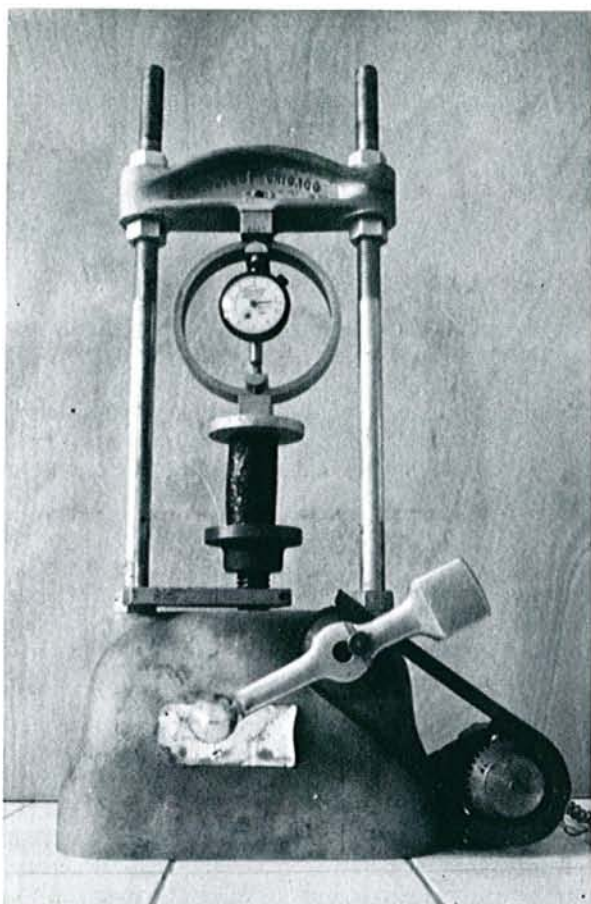


Fig. 8 - Pénétrömètre de poche $C_u = \frac{R_c}{2}$

Fig. 7 - Essai de compression simple $R_c = \frac{4P}{\pi D^2}$

La cohésion non drainée des argiles saturées s'en déduit immédiatement, φ_u étant nul.

$$C_u = \frac{R_c}{2} \text{ en bars}$$

Terzaghi donne à partir de R_c une échelle de consistance du sol :

très molle	$R_c < 0,25$ bar
molle.....	$0,25 < R_c < 0,50$ bar
mi-consistante	$0,50 < R_c < 1$ bar
consistante	$1 < R_c < 2$
très consistante	$2 < R_c < 4$ bars
extrêmement consistante ...	$R_c > 4$ bars

2.4. Pénétrömètre de poche

Cet appareil très simple permet d'obtenir très rapidement un ordre de grandeur de la valeur de la résistance à la compression simple non drainée R_c d'un sol cohérent non remanié.

L'index mobile d'un ressort travaillant en compression indique directement en résistance à la compression simple, la résistance du sol à la pénétration (fig. 8).

L'appareil permet d'évaluer des résistances à la compression simple allant jusqu'à 4,5 bars.

2.5. Scissomètre de laboratoire

L'essai consiste à enfoncer dans un échantillon de sol une tige munie à son extrémité de deux palettes verticales et de même largeur, puis de lui imprimer un mouvement de rotation à vitesse angulaire constante jusqu'au cisaillement du sol. Le couple nécessaire pour cisailier le sol est mesuré à l'aide d'un ressort étalonné fixé sur la tige de l'appareil (fig. 9).

L'essai est essentiellement utilisé pour la détermination de la cohésion non drainée C_u des sols purement cohérents (argiles, vases, tourbes). La cohésion C_u est donnée par la relation :

$$C_u = \frac{M}{2\pi R^2 \left[H + \frac{2R}{3} \right]}$$

M étant le moment de torsion maximal.

Une courbe d'étalonnage de l'appareil donne directement la valeur de la cohésion C_u en fonction de la valeur de l'angle de torsion à la rupture (fig. 9).

2.6. Pénétrömètre de consistance

Un cône, d'angle au sommet et de poids Q connus, est maintenu au-dessus de l'échantillon à étudier, sa

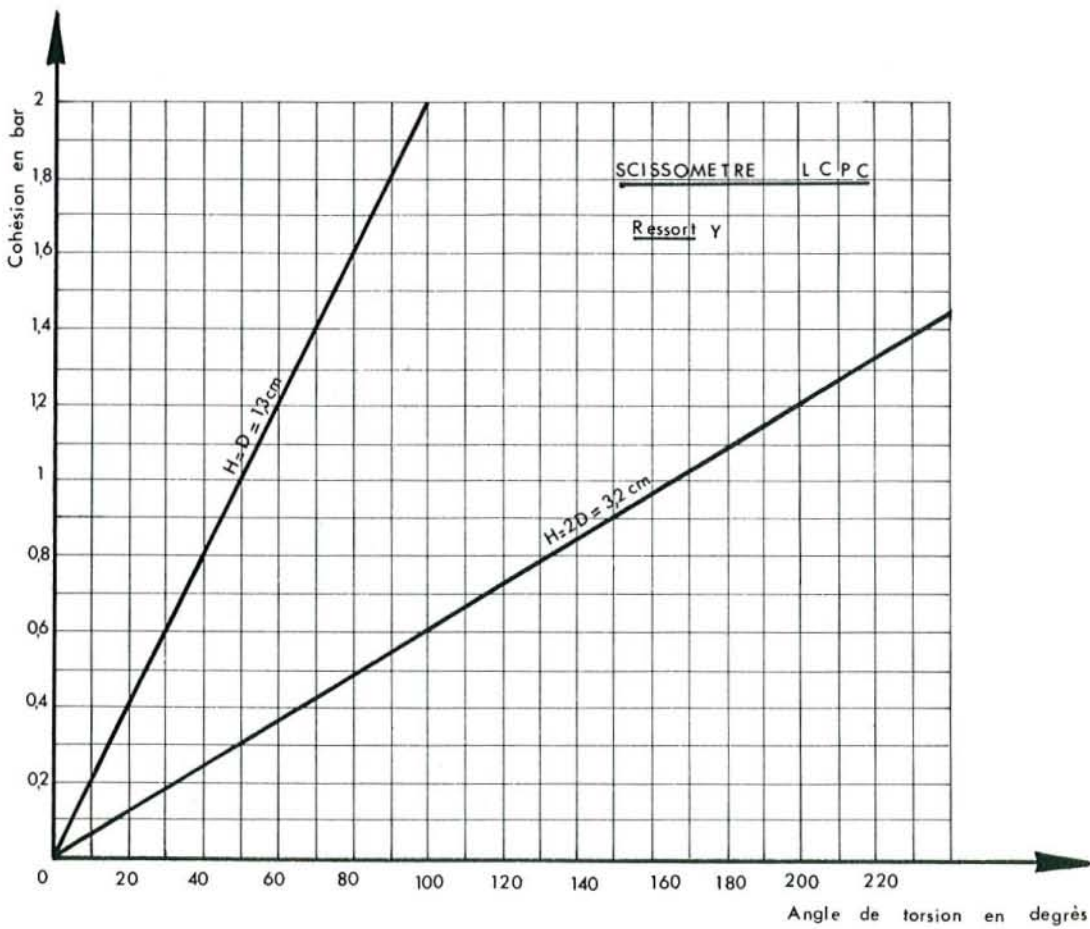
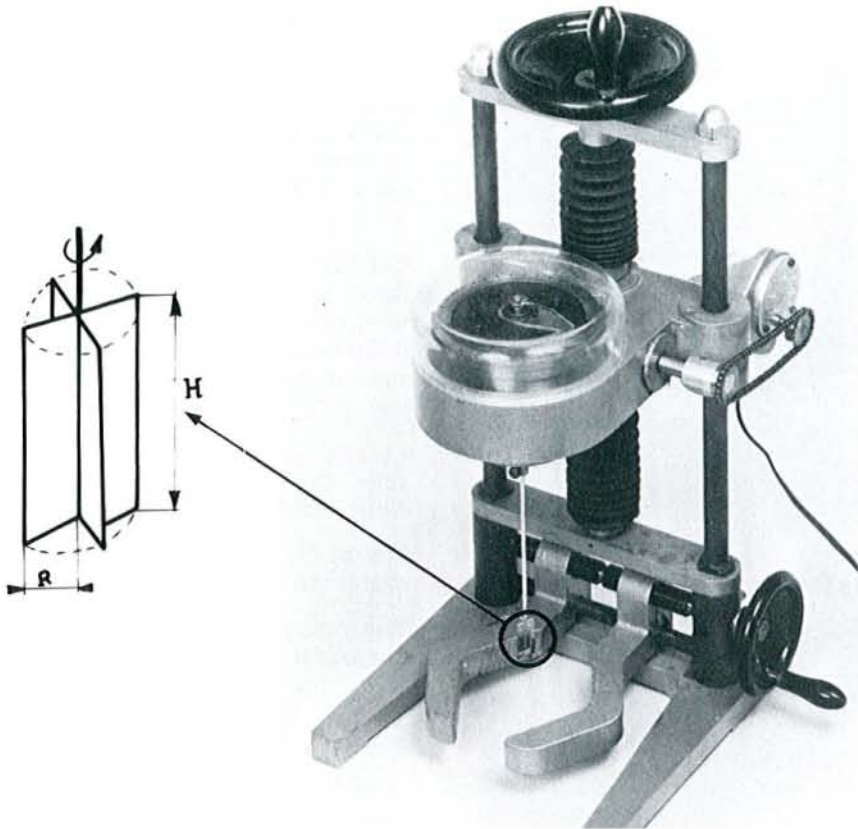


Fig. 9 - Scissomètre de laboratoire.



Fig. 10 - Pénétrömètre de consistance.

pointe affleurant à la surface de l'échantillon. On libère le cône et on mesure son enfoncement H dans le sol sous son propre poids (fig. 10). La cohésion non drainée C_u est donnée par la relation :

$$C_u = k \frac{Q}{H^2}$$

où k est une constante sans dimension qui dépend de l'angle au sommet du cône, de son poids et du degré de remaniement des échantillons dû au mode de prélèvement et au transport.

L'appareil est utilisé essentiellement pour la détermination de la cohésion non drainée C_u des sols purement cohérents, soit pour des valeurs de $C_u < 0,4$ ou $0,5$ bar.

3. ESSAIS DE COMPRESSIBILITÉ

Pour évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge (fondation, remblai, etc.), il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques du sol qui sont déterminées à l'aide de l'essai de compressibilité à l'œdomètre (fig. 11).

Cet essai a pour objet essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes saturées de sols intacts ou remaniés, soumises à des charges verticales uniformes, drainées sur les deux faces (inférieure et supérieure) suivant cette direction et maintenues latéralement par une paroi rigide (fig. 11a).

On applique d'abord une première charge sur l'éprouvette et on note le tassement obtenu à la fin de la consolidation sous cette charge (24 heures en général).

L'essai est répété pour les valeurs croissantes de la charge en progression géométrique.

Pour chaque charge, l'indice des vides e en fin de consolidation est calculé,

$$e = \frac{\text{volume des vides } V_v}{\text{volume des grains solides } V_s}$$

et on trace la courbe ($e - \lg \sigma'$) appelée courbe œdométrique (fig. 11 b).

De cette courbe, on déduit les valeurs de :

- l'indice de compression C_c du sol, qui est donné par la pente de la partie droite de la courbe,
- la pression de préconsolidation σ'_c qui est donnée par une construction géométrique et qui correspond à la plus grande pression verticale supportée par le sol en place au cours de son « histoire ».

Par ailleurs, on mesure l'indice des vides initial e_0 .

La connaissance de ces trois grandeurs C_c , σ'_c et e_0 permet de calculer le tassement ΔH à long terme (ou drainé) d'une couche d'épaisseur H produit par une charge déterminée :

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma}{\sigma'_c}$$

De plus, on trace pour chaque valeur de la charge les courbes donnant la déformation verticale, en fonction soit du logarithme du temps, soit de la racine carrée du temps. De ces courbes on déduit le coefficient de consolidation C_v du sol, qui servira à déterminer l'évolution des tassements en fonction du temps.

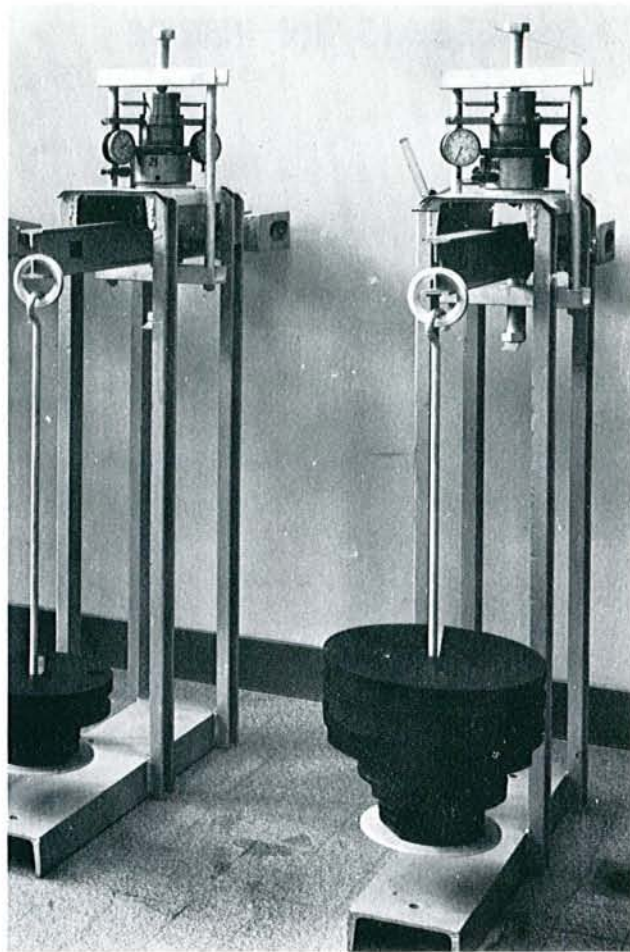
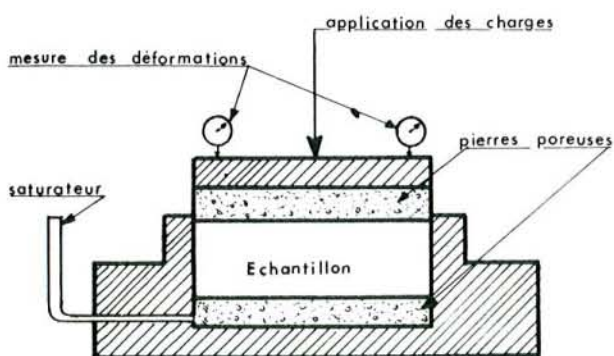
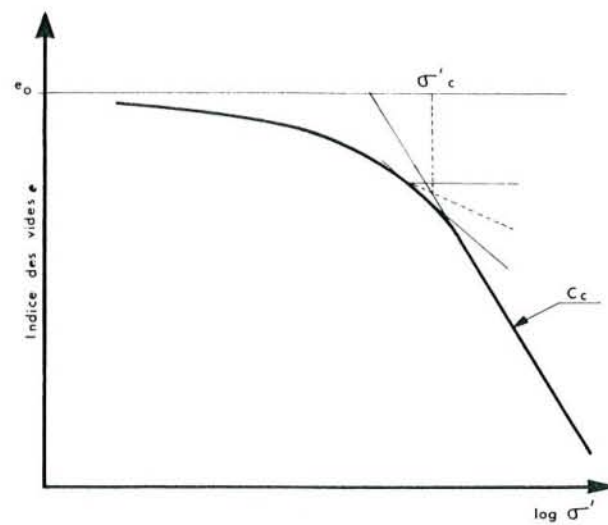


Fig. 11 - Essai de compressibilité à l'œdomètre.



a) Schéma du moule œdométrique.



b) Courbe œdométrique. Détermination de l'indice de compression C_c et de la pression de consolidation σ^1_c .

ESSAIS EN PLACE

1. LE PRESSIOMÈTRE NORMAL

1.1. Principe et réalisation de l'essai

L'essai pressiométrique normal est un essai de chargement rapide du sol en place obtenu par expansion d'une cellule cylindrique; l'uniformité du champ de déformation est assurée par deux cellules de garde (fig. 12).

L'appareil (fig. 13) est mis en œuvre dans un avant-trou ou foncé directement. La qualité de l'avant-trou (remaniement, calibrage) et celle du fonçage (refoulement, méthode de fonçage) ont une grande influence sur les résultats de l'essai.

L'identification du sol et les observations concernant le fonçage de la sonde ou le forage de l'avant-trou permettent d'estimer grossièrement la pression limite escomptée. Une fois la sonde tricellulaire mise en place, 10 paliers de pression de $\frac{P_l \text{ estimée}}{10}$ lui sont

appliquées pendant une durée de une minute. Généralement, on tolère de 7 à 14 paliers.

On note les variations de volume V constatées au contrôleur pression-volume (CPV) aux temps 15 s, 30 s 1 mn après la fin de la mise en pression.

L'essai est en principe terminé lorsque le volume d'eau injecté atteint 700 à 750 cm³.

1.2. Caractéristiques pressiométriques

Pour chaque essai, on trace la courbe pressiométrique (variation de volume en fonction de la pression appliquée) (fig. 14). Elle permet de déduire après corrections, les valeurs des paramètres pressiométriques.

Le module pressiométrique E

Le module traduit la compressibilité du sol pour un essai de ce type, dans l'hypothèse d'une distribution élastique des contraintes. Il est donné par,

$$E = 2(1 + \nu)(V_o + v_m) \frac{\Delta P}{\Delta v}$$

V_o : volume de la cellule centrale

v_m : volume moyen de sol déplacé par la cellule de mesure, il correspond au milieu de la partie linéaire de la courbe.

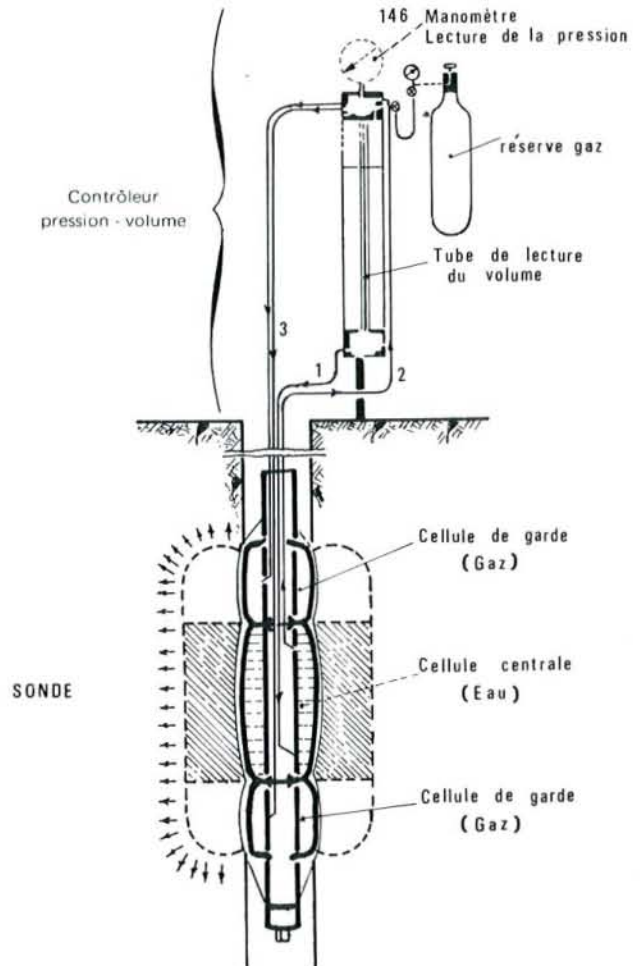


Fig. 12 - Coupe de la sonde pressiométrique normale - Type E.

ν : coefficient de Poisson.

$K = 2(1 + \nu)(V_o + v_m)$ étant le coefficient de compression de la sonde, on a :

$$E = K \frac{\Delta P}{\Delta v}$$

$\Delta P/\Delta v$ étant l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique qui représente une réaction approximativement élastique de sol sous la sollicitation pressiométrique.

La pression P_o

Elle correspond à la fin de la phase initiale de l'essai dite "phase de recompaction". L'expérience montre que cette pression ne correspond pas en général à la pression totale horizontale des terres au repos.

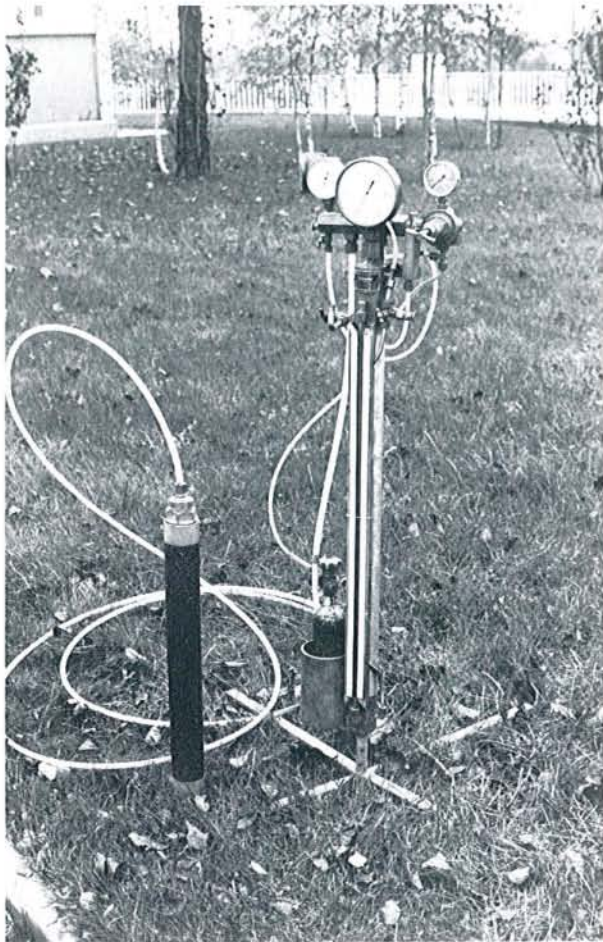


Fig. 13 - Essai pressiométrique.

La pression de fluage P_f

C'est la pression qui correspond à la fin de la partie linéaire de la courbe pressiométrique. C'est aussi la pression à partir de laquelle les déformations différées de la sonde deviennent importantes par rapport aux déformations instantanées.

La pression limite P_l

La pression limite brute est l'abscisse de l'asymptote parallèle à l'axe des ordonnées. Elle est définie conventionnellement, pour un essai normal effectué dans un forage préalable (10 paliers de pression maintenus chacun une minute), comme étant la pression correspondant au doublement de volume de la sonde par rapport à son volume initial.

1.3. Caractéristiques technologiques et domaines d'emploi

Les pressiomètres ont les caractéristiques suivantes :

- diamètre courant : 6 cm
- longueur totale : 44 cm
- longueur de la cellule centrale : 21 cm
- profondeur d'investigation courante : 20 à 30 m
- gammes de mesure : 0,5 à 20 bars pour l'appareil normal E et pouvant atteindre 100 bars pour l'appareil type G
- nombre d'essais par jour : 5 à 10.

L'essai pressiométrique est à conseiller pour tester des formations peu compressibles. Il permet de traiter des problèmes de stabilité de tous les types courants de fondations (semelles, pieux, radiers). On peut, en général, l'utiliser pour l'évaluation du tassement.

Cet appareil n'est pas approprié pour la détermination des tassements sur sols très compressibles et pour les problèmes de frottement négatif sur les pieux.

1.4. Présentation des résultats

Les valeurs du module pressiométrique E et de la pression limite P_l obtenues, sont systématiquement représentées en fonction de la profondeur sur des tableaux synoptiques (fig. 15).

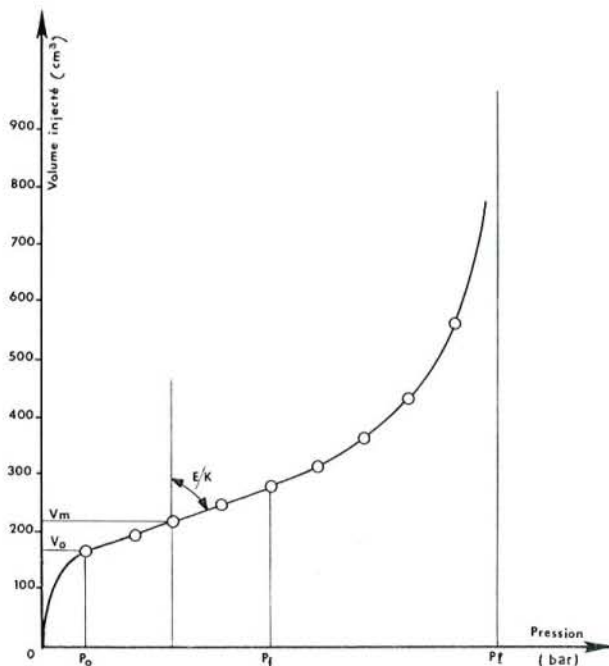


Fig. 14 - Courbe pressiométrique.

2. LES PÉNÉTROMÈTRES

LE PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE

Un train de tubes généralement lisses, de faible diamètre (3 à 6 cm), muni à son extrémité d'une pointe ou d'un carottier simple, est enfoncé par battage dans le sol. La masse frappante et la hauteur de chute varient selon le type d'appareil (fig. 16).

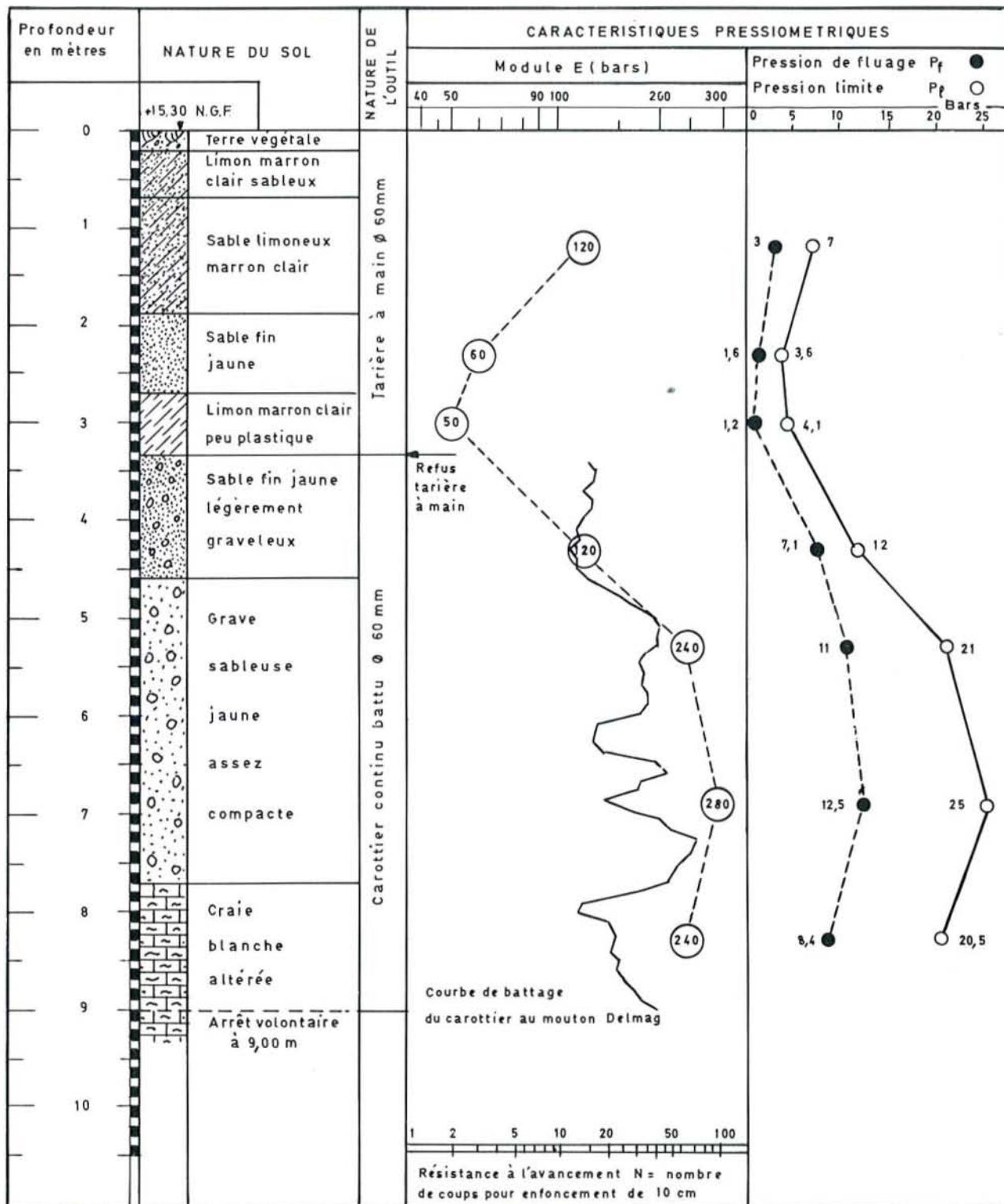


Fig. 15 - Exemple de profil géotechnique obtenu à partir de sondages pressiométriques.

La méthode de mesure la plus utilisée consiste à compter le nombre de coups pour obtenir un enfoncement du train de tubes de 10 cm. On obtient dans ce cas un diagramme de « pénétration dynamique » donnant en fonction de la profondeur, le nombre de coups pour 10 cm d'enfoncement (fig. 17).

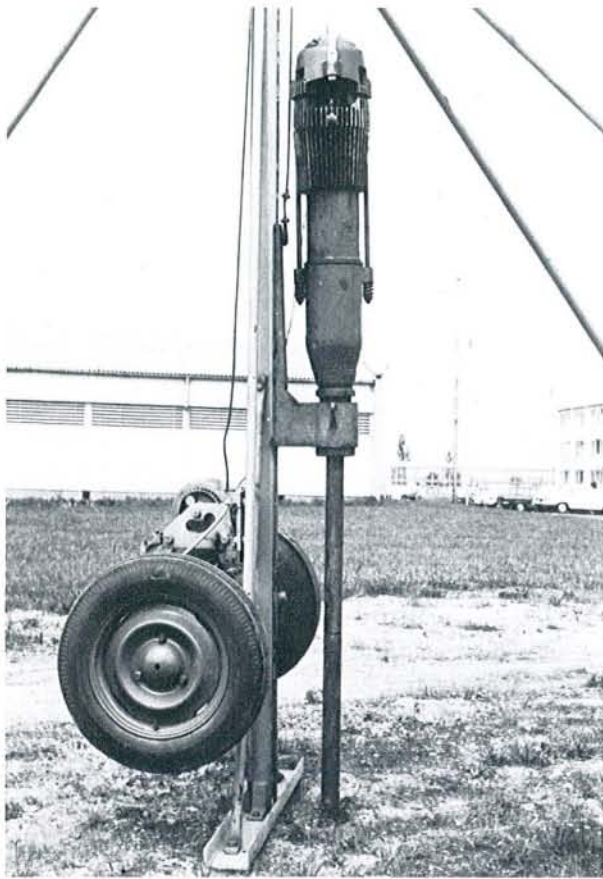


Fig. 16 - Mouton batteur Delmag H2.

L'interprétation quantitative des résultats est douteuse; l'utilisation de cet appareil relève beaucoup plus de la reconnaissance des sols que du choix des dimensions des fondations.

LE PÉNÉTROMÈTRE STATIQUE

2.1. Principe de l'appareil et caractéristiques principales

L'essai consiste à foncer dans le sol par vérinage lent et continu, une pointe conique placée à l'extrémité d'un train de tubes. Cet essai permet d'obtenir par mesure séparée (mais qui peut être simultanée) :

- l'effort total d'enfoncement,
- la résistance en pointe.

La technique utilisée, pour mesurer séparément ces deux paramètres, conduit au classement des pénétromètres statiques en deux familles, suivant que la pointe conique est mobile ou fixe par rapport au train de tiges :

- le pénétromètre à cône mobile : par exemple l'appareil hollandais Gouda (fig. 18),
- le pénétromètre à cône fixe : par exemple la pointe hydraulique Parez, la pointe électrique LPC.

Il existe de nombreux types d'appareils, qui diffèrent soit :

- par le dispositif de mesure (hydraulique, mécanique, ou électrique),
- par le diamètre de la pointe, compris entre 3,6 et 5 cm,
- par l'effort total d'enfoncement : 10 à 20 t, l'effort de pointe maximal étant de 300 bars.

2.2. Caractéristiques mesurées

L'essai au pénétromètre statique permet d'obtenir :

La résistance en pointe R_p qui représente la résistance unitaire limite du sol sous la pointe. En réalité on mesure un effort de pointe F_p lié à la conception de l'appareil et on admet :

$$R_p = \frac{F_p}{S}$$

S étant la section droite de la pointe.

L'effort de frottement latéral du sol F_l le long des tubes est déduit de l'effort total par la relation :

$$F_l = F_t - F_p$$

Sur certains appareils, le frottement latéral est mesuré directement sur un manchon de 20 cm de long environ, situé à l'arrière de la pointe.

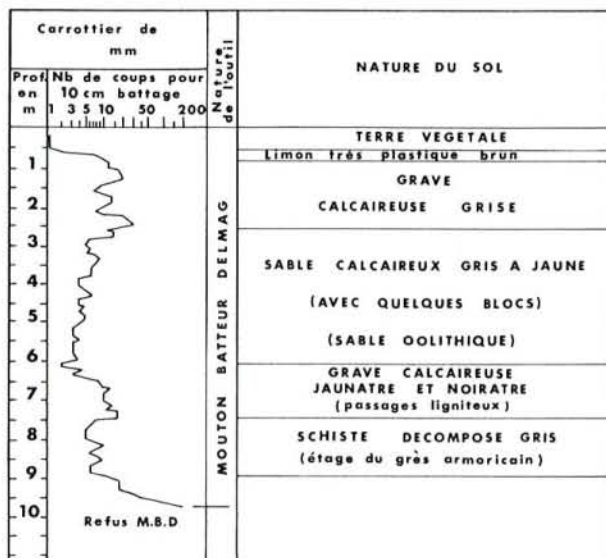
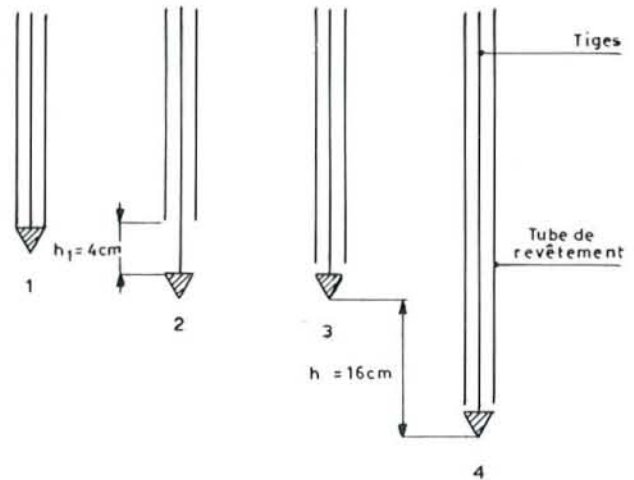


Fig. 17 - Diagramme de pénétration dynamique.



a) Pénétrromètre Gouda.



b) Principe du pénétrromètre Gouda.

Fig. 18 - Un exemple de pénétrromètre statique.

2.3. Interprétation de l'essai

Bien que de nombreuses recherches aient été entreprises en ce domaine, l'interprétation des essais au pénétrromètre statique demeure assez empirique. Néanmoins, dans les sols fins sans gros éléments, les résultats obtenus avec cet appareil permettent d'évaluer la force portante des pieux.

Les calculs de tassements ou de portance des fondations superficielles ne sont cependant pas conseillés avec la méthode pénétrrométrique.

L'utilisation de cet appareil est recommandée pour une reconnaissance générale quantitative du sol (coût faible des essais). L'examen rapide des diagrammes pénétrrométriques permet de connaître la nature des couches de sols traversées et l'homogénéité ou l'hétérogénéité d'un site.

2.4. Présentation des résultats

Les résultats obtenus R_p et F_t sont représentés en fonction de la profondeur par un diagramme pénétrrométrique (fig. 20).

3. LE SCISSOMÈTRE DE CHANTIER - TYPE LPC

Contrairement aux deux précédents essais, l'essai scissométrique ne déplace pas le sol.

3. 1. Principe de l'essai

Un moulinet cruciforme de hauteur H et de diamètre D (fig. 19) est introduit dans le sol jusqu'au niveau où l'on veut exécuter la mesure.

La rotation du moulinet (fig. 21), auquel on applique un moment de torsion, cisaille le sol suivant une surface cylindrique circonscrite au moulinet.

Le rapport des valeurs enregistrées permet de tracer un diagramme représentant les moments de torsion en fonction de l'angle de rotation θ du moulinet (fig. 22).

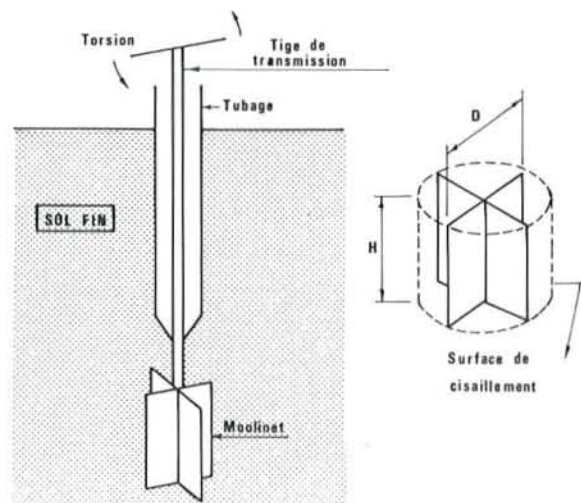


Fig. 19 - Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier.

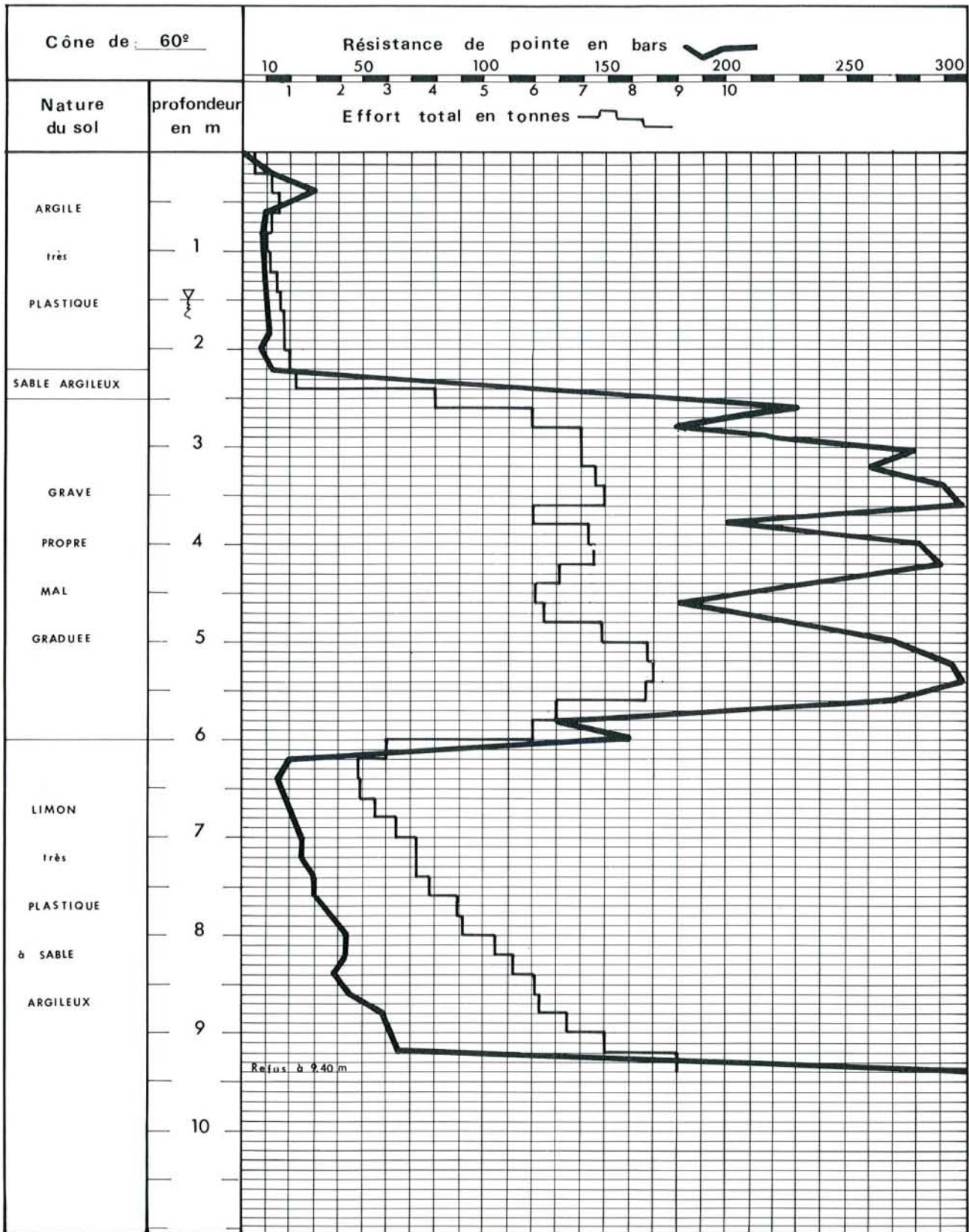


Fig. 20 - Exemple de diagramme pénétrométrique.

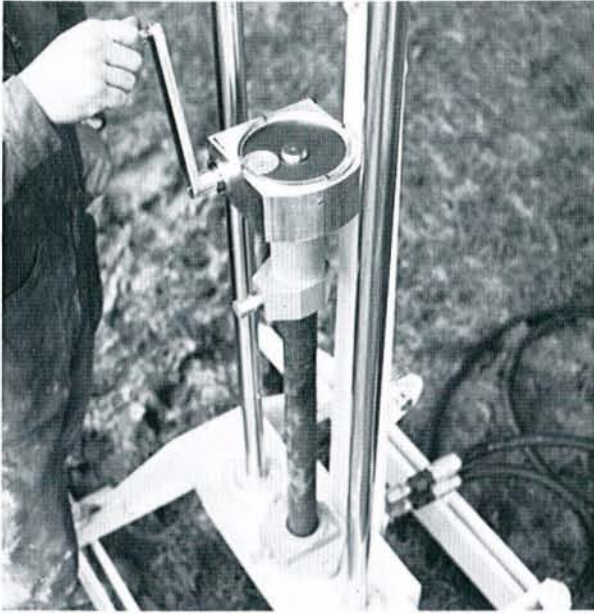


Fig. 21 - Essai en cours au scissomètre de chantier.

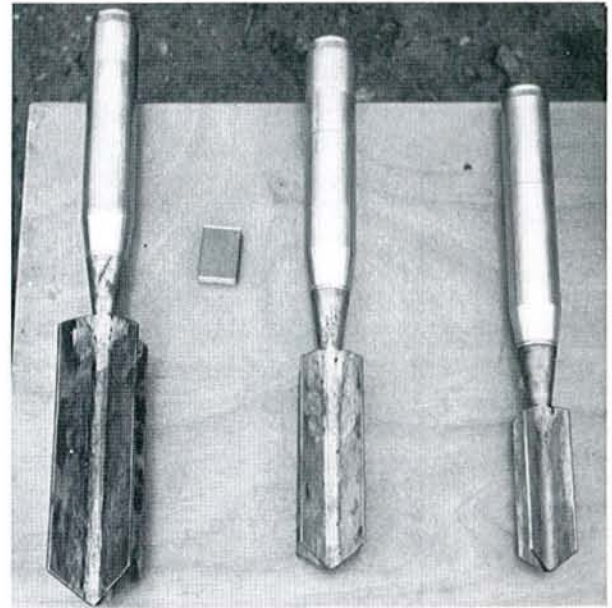


Fig. 23 - Différentes pales utilisées pour le scissomètre de chantier (diamètre de 100, 70 et 60 mm).

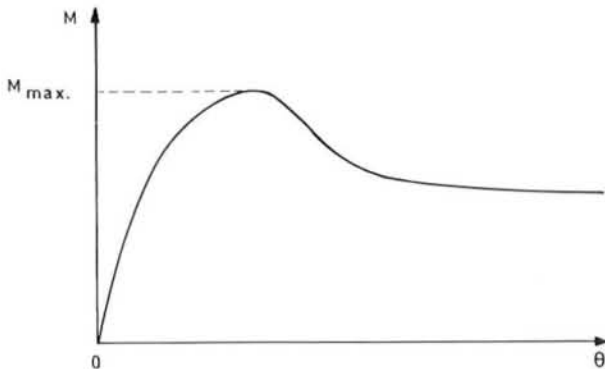


Fig. 22 - Courbe effort-déformation pour un essai au scissomètre de chantier.

On suppose qu'il y a rupture du sol lorsque le moment maximal M_{max} est atteint. A ce moment maximal correspond la résistance au cisaillement maximale τ_{max} . Dans le cas des sols argileux saturés, cette résistance correspond à la cohésion C_u .

Notons qu'il existe plusieurs types de scissomètres de chantier, qui diffèrent par la forme des pales et du moulinet (fig. 23).

3.2. Domaine d'utilisation

Pour des raisons technologiques (possibilités de mise en place de l'appareil et résistance des tiges à la torsion) et théoriques (connaissance de la surface de cisaillement), le domaine d'utilisation du scissomètre de chantier est limité aux sols fins, cohérents, peu

consistants; il donne donc la cohésion apparente C_u (approximativement pour des valeurs de $C_u = 0,6$ à $0,8$ bar).

Cet appareil permet d'autre part de connaître la cohésion remaniée du sol C_r , ainsi que sa sensibilité S_r , si celle-ci est définie comme le rapport de :

$$\frac{C_u}{C_r}$$

3.3. Présentation des résultats

Les résultats obtenus (C_u , C_r et pressions d'enfoncement des tiges) sont reportés sur un graphique (fig. 24), en fonction de la profondeur.

4. LES PIÉZOMÈTRES

Contrairement aux appareils précédemment décrits, le piézomètre n'est pas un appareil d'essai, mais un appareil destiné à mesurer, dans un sol, la pression interstitielle existante à un endroit donné.

Ces mesures interviennent le plus souvent au stade de l'étude préliminaire d'un ouvrage (remblai, barrage, talus de déblai), dans le cadre de l'étude des nappes et de leur variation. Elles sont aussi fréquemment faites pendant la construction de l'ouvrage

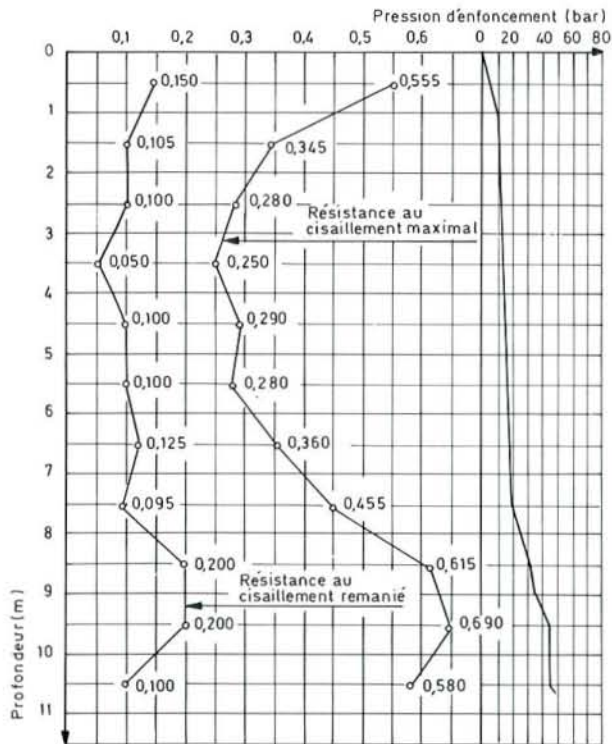


Fig. 24 - Exemple de profil scissométrique.

et poursuivies après la fin des travaux. Elles permettent ainsi de contrôler en permanence l'évolution de la pression interstitielle, qui joue un rôle très important dans le comportement du sol.

Les piézomètres existants, tout en étant très divers, présentent tous une caractéristique commune : une circulation d'eau s'établit entre le sol et l'appareil jusqu'à ce que la pression dans l'appareil (c'est-à-dire la pression mesurée) soit égale à la pression de l'eau dans le sol.

On distingue deux types d'appareils :

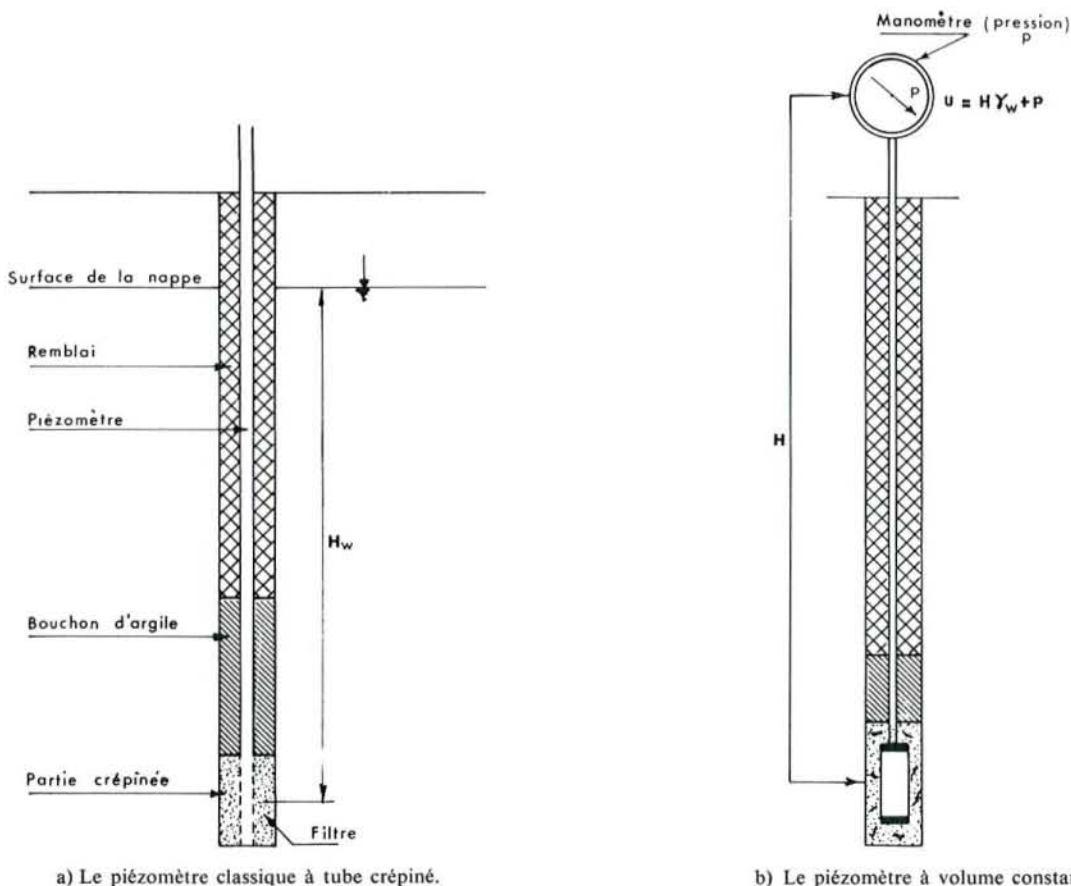
- le tube crépiné (fig. 25 a)
- le piézomètre à volume constant (fig. 25 b).

Dans le cas des sols perméables, l'équilibre de pression s'établit instantanément et les mesures sont faites avec l'appareil à tube crépiné. En revanche, lorsque la perméabilité du sol est faible, l'équilibre peut n'être atteint qu'au bout d'un temps très long, aussi utilise-t-on surtout des piézomètres à volume constant.

4.1. Le tube crépiné ou piézomètre classique

Celui-ci est constitué d'un tube métallique ou en matière plastique de plusieurs centimètres de diamètre, crépiné à sa base.

Fig. 25 - Les deux types de piézomètres.



a) Le piézomètre classique à tube crépiné.

b) Le piézomètre à volume constant.

Ce tube est mis en place dans un forage et la partie crépinée est remplie par un matériau perméable jouant le rôle de filtre. Un bouchon étanche (le plus souvent constitué d'un mélange bentonite-ciment) isole le filtre de la partie supérieure du forage. Le niveau de l'eau dans le tube piézométrique est relevé au moyen d'un flotteur ou d'une sonde électrique.

La pression interstitielle au voisinage du filtre est dans ces conditions :

$$u = \gamma_w H_w$$

Cet appareil simple permet de déterminer rapidement le toit de la nappe ou d'étudier correctement les écoulements dans les sols ayant une perméabilité d'ensemble élevée, mais il est inadapté aux mesures dans les sols de faibles perméabilités.

4.2. Le piézomètre à volume constant

Il est basé sur le même principe que l'appareil précédent, si ce n'est qu'il est muni d'un manomètre à son extrémité supérieure, et que la crépine est remplacée par un filtre solide en matériau poreux (céramique,

bronze fritté, etc.). Le tube piézométrique a, par contre, un diamètre très faible (7 à 15 mm).

Le tube est mis en place soit dans un forage préalable, soit par battage ou fonçage. Comme pour le tube crépiné, un bouchon étanche isole le filtre de la partie supérieure du forage. Le tube est ensuite rempli d'eau; quand l'équilibre s'établit, on lit une pression p au manomètre, et la pression interstitielle au niveau du filtre est dans ces conditions :

$$u = H\gamma_w + p$$

γ_w : poids spécifique de l'eau

p : pression lue sur le cadran du manomètre

H : distance verticale du filtre au manomètre

Parmi les piézomètres à volume constant, il en existe dont le système de mesure est électrique ou acoustique. Ces appareils sont basés sur le principe suivant : l'eau interstitielle pénètre dans le piézomètre à travers le filtre et vient au contact d'une membrane mince en acier qui se déforme sous l'action de la pression. C'est cette déformation qui est mesurée par des méthodes électriques ou acoustiques et d'où l'on déduit la pression interstitielle cherchée.

BIBLIOGRAPHIE

Documents généraux

CAQUOT A. et KÉRISEL J., *Traité de mécanique des sols*, Gauthier-Villars - 1956.

SCHLOSSER F., *Cours de Mécanique des sols*, Ecole spéciale des travaux publics du bâtiment et de l'industrie, Paris.

TERZAGHI K. et PECK R.B., *Mécanique des sols appliquée*, Dunod - 1965.

LEONARDS G.A., *Les fondations*, Dunod - 1968.

Etude des remblais sur sols compressibles, Recommandations des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Dunod - 1971.

Note d'information technique LCPC, La reconnaissance des sols, document disponible au service des Publications du LCPC, août 1969.

Essais de laboratoire

MODES OPÉRATOIRES DU LCPC, Dunod - 1970 :

- Analyse granulométrique par tamisage,
- Analyse granulométrique par sédimentométrie,
- Limites d'Atterberg,
- Essai de cisaillement à la boîte,
- Essai triaxial,
- Essai de compressibilité à l'œdomètre.

AMAR S. et DUPUY H., *Etude statistique sur la détermination de la cohésion non drainée des sols argileux*, rapport interne LCPC, non publié - 1970.

LEFLAIVE E., Les limites d'Atterberg et le pénétromètre à cône, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, **50**, janv.-févr. 1971, p. 123 à 131.

PAUTE J.L. et MACÉ Y., Le pénétromètre de consistance, *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch.*, **33**, août-sept. 1968, p. 105 à 116.

Essais en place

MODE OPÉRATOIRE DU LCPC, *Essai pressiométrique normal*, Dunod, 1971.

JÉZÉQUEL J., LEMASSON H. et TOUZÉ J., Le pressiomètre Louis Ménard, *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch.*, **32**, juin-juil. 1968, p. 97 à 120.

MÉNARD L., Calcul de la force portante des fondations sur la base des essais pressiométriques, *Sols - Soils*, **5**, 1963.

BRU J.P., BAGUELIN F., GOULET G., JAECK G. et JÉZÉQUEL J., Préviation du tassement au pressiomètre et constatations, communication présentée au VIII^e Congrès international de Mécanique des sols et de travaux de fondations, Moscou, 1973.

AMAR S. et JÉZÉQUEL J., Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents - Comparaison des résultats, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.*, **58**, mars-avril 1972, p. 97 à 108.

PAREZ L., Les pénétromètres et leur utilisation, *Journées des fondations LCPC*, 6-11 mai 1963 (épuisé).

Recommandations LCPC concernant le pénétromètre statique, à paraître en 1973.

JÉZÉQUEL J., Les pénétromètres statiques - Influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe, *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch.*, **36**, janv.-fév. 1969, p. 151 à 160.

LEMASSON H., Un exemple d'utilisation du scissomètre de chantier, *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch.*, **20**, août 1966, p. I-14 à I-24.

MODE OPÉRATOIRE DU LCPC, *Essai au scissomètre de chantier*, à paraître.

JOSSEAUME H., Facteurs intervenant dans les mesures de pression interstitielle, *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch.*, spécial N, *Hydraulique des sols*, avril 1970, p. 78 à 101.

PEIGNAUD M., Le piézomètre LPC, idem, p. 102 à 109.