

CANADA

MINISTÈRE DE L'ÉNERGIE, DES MINES ET DES RESSOURCES

Commission géologique du Canada



ESTIMATIONS DE QUELQUES PROPRIÉTÉS PHYSIQUES DES SOLS

Fernand J. Morin

OPEN FILE 273

Prix \$1.00

---

OTTAWA

This document was produced  
by scanning the original publication.

Ce document est le produit d'une  
numérisation par balayage  
de la publication originale.

## MATIERES

	Page
Introduction .....	1
Indice de plasticité .....	3
Estimation de la sensibilité d'une argile - ( $S_t$ ) .....	4
Estimation de l'indice de compression .....	9
Calcul de l'indice des vides (e) .....	15
Estimation des tassements (s) .....	17
Estimation du rapport de contrainte effective et de la résistance au cisaillement (sans drainage) .....	22
Estimation de la résistance au cisaillement .....	27
Estimation de la succion d'un sol .....	35
Une autre estimation de l'angle de frottement interne .....	40
Estimation du C.B.R. Saturé (California Bearing Ratio) .....	46
Conclusion .....	49
Bibliographie .....	54
 Appendice I .....	 57
Indice de liquidité ( $I_L$ ) .....	57
Degré de saturation ( $S_r$ ) .....	58
Estimation de la perméabilité (K) .....	60
Détermination approximative de la nature minéralogique d'une argile .....	62
Estimation de la densité relative et de l'angle de frottement interne selon l'essai standard de pénétration .....	62
 Tableau 1 .....	 4
2 .....	5
3 .....	30
4 .....	50
5 .....	51
6 .....	52
7 .....	59
8 .....	61
9 .....	65

LISTE DES FIGURES

	Page
1. Relation entre la sensibilité et l'indice de liquidité .....	6
2. Schéma représentant les résultats d'un test de consolidation sur un graphique .....	10
3. Relation entre l'indice de compression ( $C_C$ ) et le pourcentage de la fraction argileuse d'un sol .....	12
4. Section du sol sur lequel une surcharge de $2.5 \text{ kg/cm}^2$ est appliquée .....	20
5. Relation entre le rapport de contrainte effective ( $c/\bar{p}$ ) et l'indice de plasticité .....	23
6. Schéma des données de l'exemple pour le calcul du rapport de contrainte effective et de la résistance au cisaillement (sans drainage) .....	26
7. Relation entre l'angle de frottement interne drainé ( $\phi_\gamma$ ) et l'indice de plasticité .....	29
8. Données d'un problème hypothétique. Trouver la résistance au cisaillement à A .....	33
9. Relation entre la succion et la teneur en eau effective à différents indices de plasticité .....	36
10. Abaque de plasticité de Casagrande avec courbe représentant ( $I_p = 0.838 (L_w) - 14.2$ ) .....	37
11. Relation entre l'angle de frottement interne et l'indice de plasticité à différentes consistances relatives .....	42
12. Relation entre l'angle de frottement interne et la teneur en eau pour l'argile de talus de Zurich et l'argile de Londres .....	43
13. Relation entre le facteur de capacité portante ( $N_g/10$ ) et l'indice de plasticité à différentes consistances relatives .....	44
14. Relation entre l'angle de frottement interne et le facteur de capacité portante ( $N_g$ ) .....	45
15. Relation entre C.B.R. et l'indice de plasticité à différentes consistances relatives .....	48

16.	Relation entre la limite de liquidité et l'indice de plasticité pour l'illite et la kaolinite .....	63
17.	Relation entre la limite de liquidité et l'indice de plasticité pour l'attapulgite et les montmorillonites .	64



## INTRODUCTION

Différentes catastrophes naturelles, parfois coûteuses en vies humaines, démontrent que l'on doit tenir compte des propriétés physiques des sols\* d'une région lors de la planification de son aménagement.

On doit donc faire un inventaire assez complet des types de sols rencontrés dans cette région. Comme il s'agit toujours d'un programme d'échantillonnage à grande échelle (plusieurs centaines, voire plusieurs milliers d'échantillons de sols prélevés) il est inconcevable de vouloir exécuter toutes les analyses possibles en mécanique des sols, pour chaque échantillon. D'un autre côté, un inventaire purement descriptif du type "géomorphologie classique" ne donne qu'une très vague idée des propriétés physiques de ces sols; bien qu'une telle étude soit indispensable lorsqu'il s'agit de cartographier l'étendue d'un type de sol dont nous connaissons les propriétés.

Le compromis réside nécessairement en quelques analyses clés permettant d'extraire des estimations simples et significatives des autres propriétés physiques nécessitant une manipulation plus complexe. Ces analyses clés doivent donc être faciles et rapides à exécuter, afin de tenir compte du nombre d'échantillons à analyser, et refléter une propriété du sol ayant une relation mathématique, empirique ou non, avec un plus grand nombre possible d'autres paramètres géotechniques. Malgré leur nature empirique et approximative, ces estimations simples permettent de donner un biais géotechnique aux données géomorphologiques cartographiées. Si la carte du géomorphologue ne nécessite pas ce biais dans la plupart des cas, ce même biais devient très important lorsque cette cartographie doit servir à l'aménagement du territoire.

Le premier but de ce travail est d'identifier quelques unes de ces analyses clés et d'en donner quelques dérivations possibles.

Toutes informations déjà disponibles ayant trait aux sols d'une région que l'on s'appête à étudier sont évidemment très utiles. On s'efforce, à la Commission Géologique du Canada, de recueillir et d'emmagasiner ces informations sur bandes magnétiques pour constituer une banque de données. Ces données, ainsi accumulées, représentent souvent les résultats d'analyses fort différentes. Il devient alors pénible de produire, à partir de données disparates, un document ayant l'homogénéité nécessaire pour être utilisable d'en aménagement et en planification.

Cet ouvrage ne prétend pas considérer toutes les solutions possibles. Il tente seulement de mettre en évidence les analyses les plus utiles.

Dix (10) dérivations seront discutées en détail; cinq (5) autres seront présentées de façon abrégée dans l'Appendice I.

---

\*"Sols" désignent ici les dépôts non-consolidés. Il prend donc le sens que l'ingénieur donne habituellement à ce mot, et non celui du pédologue.

### Remarque

Notons que les chiffres résultant des calculs de corrélations présentés plus bas n'ont aucune signification par eux-même, servant tout au plus d'exemples didactiques aux modalités du calcul. Les corrélations peuvent servir de premières approximations lors de problèmes particuliers découlant des considérations conjointes de l'aménagiste et du géotechnicien. La signification des chiffres obtenus peut alors être interprétée dans l'optique d'un code de construction officiel comme au Canada - le Code National du Bâtiment.

Comment, en effet, interpréter une valeur de tassement, par exemple, sans savoir si l'on a l'intention de construire un logis unifamilial ou une cathédrale gothique. Cet ouvrage s'attache uniquement aux corrélations empiriques ou dérivations de paramètres de sol et non à leur significations pratiques.

### REMERCIEMENTS

J'aimerais remercier les professeurs D.A. St-Onge, D. Shield, P.J. Gélinas de l'Université d'Ottawa, ainsi que le professeur O.D. Keyser de l'école Polytechnique de Montréal pour leur révision technique de ce travail. J'aimerais, en plus, remercier le professeur M. Kugler-Gagnon pour sa révision syntaxique.

## INDICE DE PLASTICITÉ

### Définition

L'indice de plasticité est la différence entre la teneur en eau de la limite de liquidité et celle de la limite de plasticité\*. Cet indice représente donc les teneurs en eau pour lequel un sol se comporte comme un matériel plastique. Spangler (1960) considère cet indice comme une mesure des propriétés cohésives d'un sol indiquant le degré d'activité chimique à la surface des particules et les liens des argiles fines et des colloïdes de ce sol.

### Formule

$$I_p = L_w - P_w$$

$I_p$  = Indice de plasticité

$L_w$  = Limite de liquidité

$P_w$  = Limite de plasticité

### Exemple de calcul

Si  $L_w = 52.7\%$

$P_w = 25.1\%$

$$L_w - P_w = I_p$$

$$52.7\% - 25.1\% = 27.6\%$$

Indice de plasticité = 27.6%

### Utilité

L'indice de plasticité peut servir à l'estimation des propriétés physiques d'un sol. Cet indice sera employé plusieurs fois dans les estimations qui suivront.

Un exemple où l'indice de plasticité s'emploie directement pour estimer la plasticité et la résistance à sec d'un sol nous est donné par Sowers et Sowers (1961, p. 111).

Pour cette estimation on ne considère que la fraction passant à travers le tamis No. 40 (0.42 mm) (voir Tableau 1).

---

\*Pour la définition de limite de plasticité et limite de liquidité voir Morin (1973, p. 51 et 55).

Tableau 1

Estimation du degré de plasticité et de résistance à sec (d'après Sowers et Sowers, 1961, p. 111).

Plasticité	$I_p$	Résistance à sec	Test sur le terrain
Non-plastique	0-3	Très basse	S'émiette facilement
Légèrement plastique	4-8	Légère	Se bouge facilement entre les doigts.
Plasticité moyenne	9-30	Moyenne	Difficile à broyer entre les doigts.
Très plastique	31 et plus	Très grande	Impossible de broyer entre les doigts.

ESTIMATION DE LA SENSIBILITÉ D'UNE ARGILE - ( $S_t$ )

Définition

La sensibilité d'une argile exprime les effets du remaniement sur le comportement de cette argile ou sol argileux. Habituellement la sensibilité s'exprime par le rapport entre la résistance à la compression simple d'un échantillon non remanié et la résistance après trituration du même échantillon à la même teneur en eau (Terzaghi et Peck, 1961, p. 32).

Ceci s'exprime par la formule suivante:

$$S_t = \frac{\text{Résistance à la compression simple de l'argile non remaniée}}{\text{Résistance à la compression simple de l'argile remaniée}}$$

Première estimation

On peut estimer de façon empirique la sensibilité d'une argile. Par exemple:

1. si la limite de liquidité d'une argile dépasse 100.
2. si la limite de liquidité d'une argile est inférieure à la teneur en eau naturelle à une profondeur de plus de 20 ou 30 pieds sous la surface.
3. si l'argile contenant un haut pourcentage de matière organique.

Il est probable que la sensibilité sera plus grande que 4 (voir Tableau 2) donc une argile sensible (Terzaghi et Peck, 1961).

### Deuxième estimation

Skempton (1963) nous propose une relation entre la sensibilité d'une argile et son indice de liquidité ( $I_L$ ). L'indice de liquidité est le rapport de la différence entre la teneur en eau naturelle et la limite de plasticité avec l'indice de plasticité (Capper et Cassie, 1957, p. 57).

### Formule

$$I_L = \frac{W - P_w}{I_p}$$

$I_L$  = Indice de liquidité

$W$  = Teneur en eau naturelle

$P_w$  = Limite de plasticité

$I_p$  = Indice de plasticité

Il ne reste plus qu'à reporter l'indice de liquidité sur un graphique (voir figure 1) pour y lire la sensibilité de l'argile considérée.

### Utilité

La sensibilité peut servir à classifier une argile. Plusieurs auteurs dont Terzaghi et Peck (1961), proposent la classification du Tableau 2.

Tableau 2

Classification des argiles selon leur sensibilité

	Sensibilité
Argile ordinaire (non-sensible)	2 à 4
Argile sensible	4 à 8
Argile extensible (Quick)	Plus de 8

Il est à noter qu'une sensibilité élevée implique une résistance très basse de l'argile remaniée. La sensibilité peut donc servir d'indicateur permettant d'éviter l'utilisation peu sûre, voir dangereuse de tels sols.

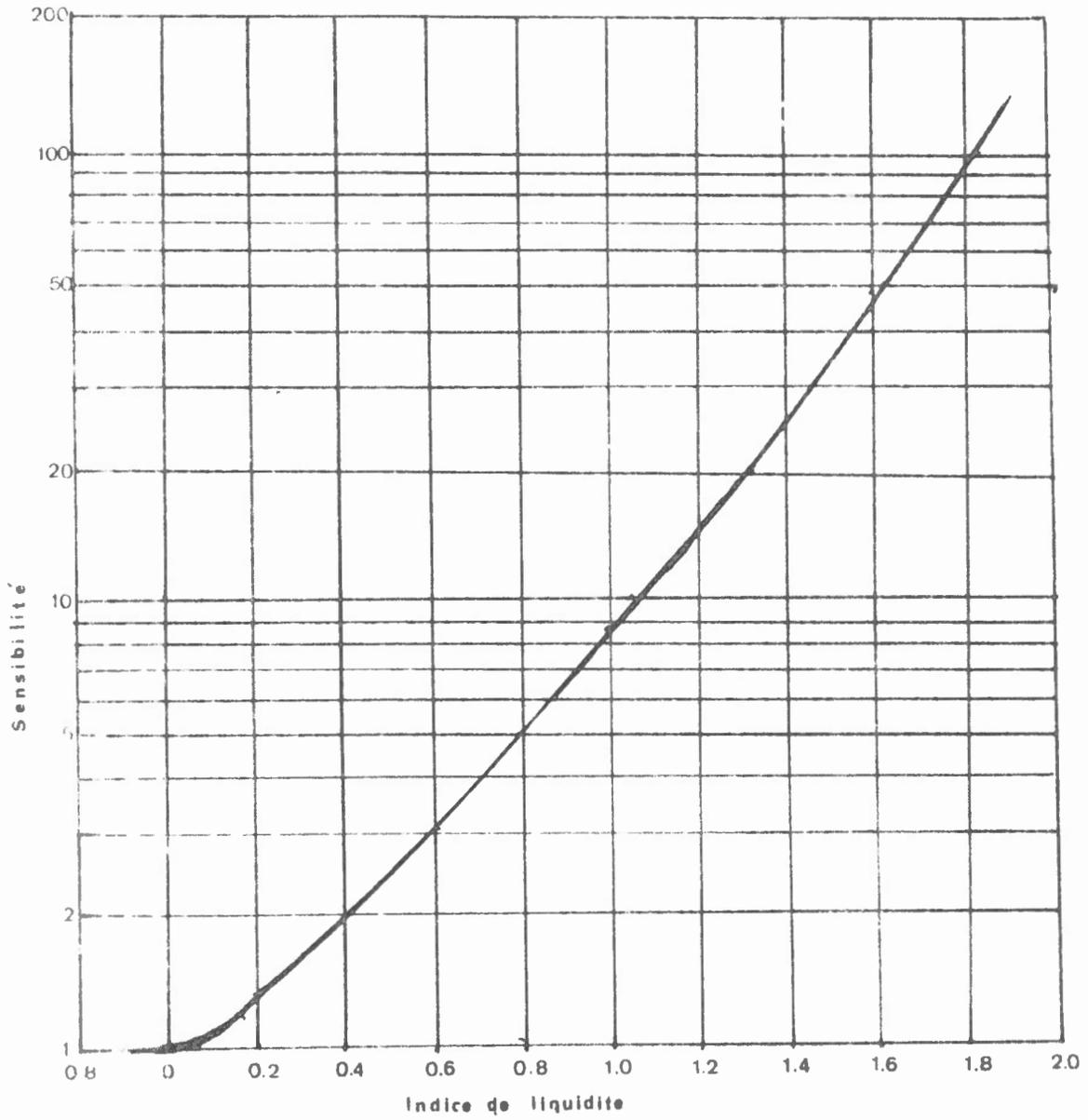


Figure 1. Relation entre la sensibilité et l'indice de liquidité (d'après Skempton, 1953, p. 60).

Pour tous genres de construction, le comportement des sols est forcément imprévu durant et après la construction (glissements, tassements, etc.). Il est donc très utile de connaître, même approximativement, la sensibilité d'un sol argileux et éviter les endroits où elle serait assez élevée pour causer des problèmes; ou, du moins, prévoir le comportement du matériel.

### Exemple de calcul

Ces exemples porteront sur la deuxième estimation. Disons tout de suite que Skempton et Northey (1952) font preuve de quelques réserves envers cette estimation pour les sols situés près de la surface topographique.

#### 1. Mesure de sensibilité tirée de Skempton et Northey (1952)

Argile de Shellhaven

Teneur en eau (W) 55%

Limite de liquidité ( $L_w$ ) 60%

Limite de plasticité ( $P_w$ ) 25%

$$\frac{W - P_w}{L_w - P_w} = \frac{W - P_w}{I_p} = I_L$$

$$\frac{55 - 25}{60 - 25} = 0.86$$

Indice de liquidité = 0.86

Si on reporte 0.86 sur le graphique de la figure 1, la courbe nous donne une sensibilité de 6.

Sensibilité estimée = 6

Sensibilité mesurée = 10

#### 2. Mesure de sensibilité tirée de Walker (1969)

Argile Leda de la région d'Ottawa -  
(30' sous la surface)

Teneur en eau (W) = 65%

Limite de liquidité ( $L_w$ ) = 55%

Limite de plasticité ( $P_w$ ) = 27%

$$\frac{W - P_w}{L_w - P_w} = I_L$$

$$\frac{65 - 27}{55 - 27} = \frac{38}{28} = 1.36$$

Indice de liquidité = 1.36

Si on reporte 1.36 sur la courbe du graphique de la figure 1, on obtient une sensibilité de 24.

Sensibilité estimée = 24

Sensibilité mesurée = 30

### 3. Mesure de sensibilité tirée de Walker (1969)

Argile Leda de la région d'Ottawa -  
(70' sous la surface)

Teneur en eau (W) = 55%

Limite de liquidité ( $L_w$ ) = 36%

Limite de plasticité ( $P_w$ ) = 23%

$$\frac{W - P_w}{L_w - P_w} = I_L$$

$$\frac{55 - 23}{36 - 23} = \frac{32}{13} = 2.46$$

Indice de liquidité = 2.46

Si on reporte 2.46 sur la courbe de la figure 1, on obtient une sensibilité de plus de 200.

Sensibilité estimée = plus de 200

Sensibilité mesurée = environ 900

## ESTIMATION DE L'INDICE DE COMPRESSION

### Définition

En effectuant un test de consolidation sur un sol, la variation de l'indice des vides ( $e$ ) est mesurée en même temps que la pression exercée. L'indice de compression est la pente de la courbe résultant du rapport entre l'indice des vides ( $e$ ) et l'expression logarithmique (base de 10) de la pression (figure 2).

### Formules

Il s'agit ici, évidemment, de la formule d'estimation de  $C_c$  (Indice de compression), sans avoir à faire le test de consolidation.

Avant de présenter les différentes formules, il faut diviser les sols en deux (2) catégories:

1. Les sols non-remaniés
2. Les sols remaniés

#### 1. Les sols non-remaniés

A) Première formule: (Bowles, 1968, p.27)

$$C_c = 0.009 (L_w - 10)$$

$C_c$  = Indice de compression

$L_w$  = Limite de liquidité

Cette formule s'applique si:

- a) L'argile est normalement consolidée
- b) L'argile a une sensibilité de moins de 4.
- c) L'argile a un indice de plasticité de moins de 30.

B) Deuxième formule: (Bowles, 1968, p. 27)

$$C_c = 0.030 (e_0 - 0.27)$$

$C_c$  = Indice de compression

$e_0$  = Indice des vides du sol en place

Cette formule s'applique pour les argiles ou argiles limoneuses non-organiques.

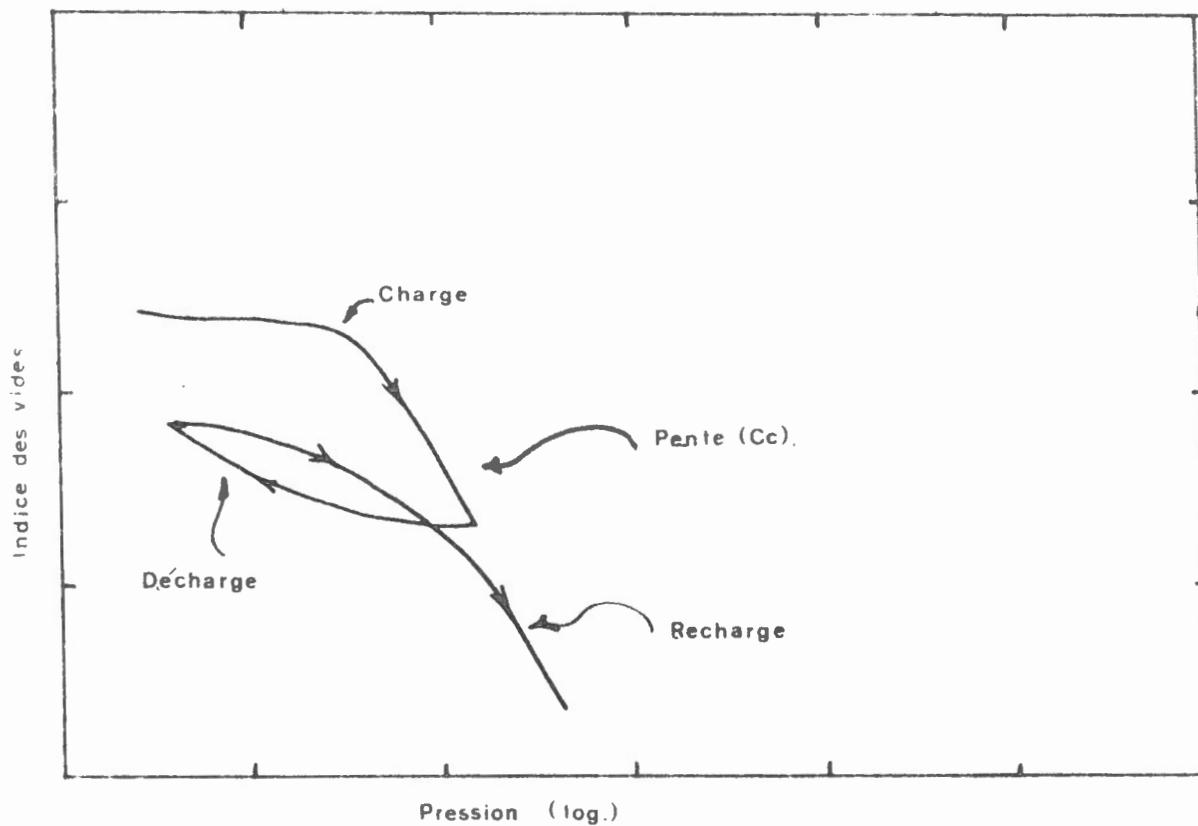


Figure 2. Schéma représentant les résultats d'un test de consolidation sur un graphique (d'après Yong et Warkentin, 1966, p. 200).

C) Troisième formule: (Sowers et Sowers, 1961, p. 43)

$$C_c = 0.75 (e_0 - a)$$

$C_c$  = Indice de compression

$e_0$  = Indice des vides du sol en place

$a$  = Constante variant de 0.2 pour roc poreux à 0.8 pour sol très micacé

Cette formule s'applique pour les sols dont la plasticité est très basse et pour les roches poreuses.

D) Quatrième formule: (Grim, 1962, p. 253)

Grim (1962) nous propose la corrélation présentée à la figure 3. Il met en rapport l'indice de compression et le pourcentage de la fraction argileuse du sol ( $2\mu$  et moins de diamètre). Cette corrélation présentée par Skempton (1944) s'applique si l'argile est normalement consolidée.

## 2. Les sols remaniés

A) Première formule: (Skempton, 1944)

$$C'_c = 0.007 (L_w - 10)$$

$C'_c$  = Indice de compression d'un sol remanié

$L_w$  = Limite de liquidité

B) Deuxième formule: (Skempton, 1944)

$$C_c \approx 1.30 \quad C'_c = 0.009 (L_w - 10)$$

$C_c$  = Indice de compression d'un sol non-remanié

$C'_c$  = Indice de compression d'un sol remanié

$L_w$  = Limite de liquidité

Cette deuxième formule n'est qu'une façon différente d'exprimer la première car:

$$\frac{C_c}{C'_c} = \frac{0.009 (L_w - 10)}{0.007 (L_w - 10)} = 1.30$$

Ces deux (2) formules s'appliquent si:

a) L'argile est normalement consolidée

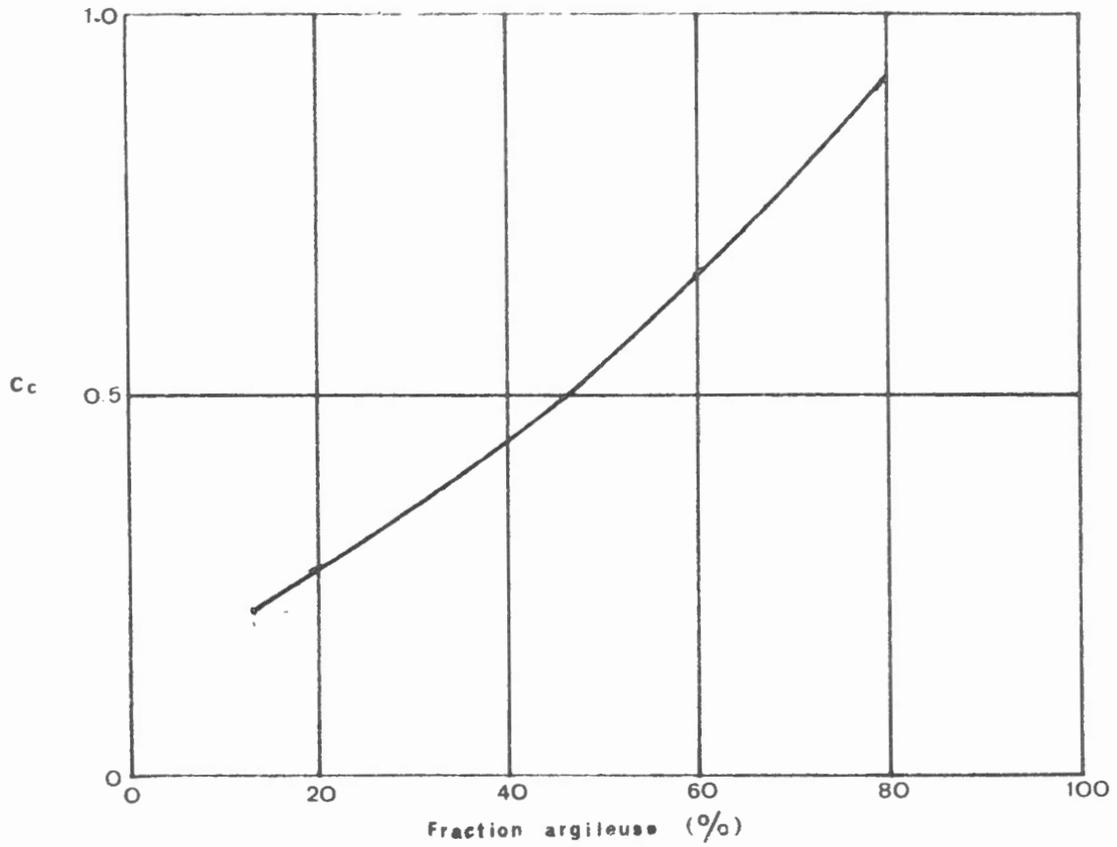


Figure 3. Relation entre l'indice de compression ( $C_c$ ) et le pourcentage de la fraction argileuse d'un sol (d'après Skempton, 1944).

- b) L'argile possède une sensibilité de moins de 4.
- c) L'argile a un indice de plasticité de moins de 30.

### Utilité

L'indice de compression nous permet de estimer le tassement d'un sol argileux sous le poids d'une structure (voir Estimation des tassements (s)).

L'estimation de l'indice de compression est toujours une valeur grossière. Par conséquent, tous calculs subséquents utilisant cette estimation seront aussi une approximation des valeurs recherchées.

### Exemple de calcul

#### 1. Les sols non-remaniés.

##### A) Première formule:

Si  $L_w = 58.3\%$  et si le sol se conforme aux conditions de consolidations de sensibilité (inférieure à 4), et de plasticité (indice de plasticité inférieur à 30) nous pouvons utiliser la première formule:

$$0.009 (L_w - 10) = C_c$$

$$0.009 (58.3 - 10) = 0.435$$

##### B) Deuxième formule:

Si  $e_0 = 0.870$  (en place) et si le sol argileux est non-organique, nous pouvons utiliser la deuxième formule.

$e_0 = 0.870$  Analyse de consolidation tirée de Lambe (1967, p. 84-87). Analyse sur une argile sableuse d'origine glaciaire composée principalement d'illite (Argile du Maine).

$$0.30 (e_0 - 0.27) = C_c$$

$$0.30 (0.870 - 0.27) = 0.18$$

$C_c$  d'après la courbe de consolidation de Lambe (1967, p. 87).

$$C_c = 0.27$$

$$\left. \begin{array}{l} C_c \text{ (estimé)} = 0.18 \\ C_c \text{ (mesuré)} = 0.27 \end{array} \right\} \text{ Argile du Maine (U.S.A.)}$$

Autre exemple tiré d'un test de consolidation effectué par l'auteur sur l'argile Leda de la région de Montréal (Québec).

$$e_0 = 0.930$$

$$0.30 (e_0 - 0.27) = C_c$$

$$0.30 (0.930 - 0.27) = 0.198$$

$$C_c \text{ mesuré lors de l'analyse} = 0.146$$

$$\left. \begin{array}{l} C_c \text{ (estimé)} = 0.198 \\ C_c \text{ (mesuré)} = 0.146 \end{array} \right\} \text{ Argile Leda de la région} \\ \text{de Montréal (Québec)}$$

C) Troisième formule:

Si  $e_0 = 0.80$  et si le matériel est limono-sablonneux ("a" estimé à environ 0.45) plasticité du matériel très basse.

$$0.75 (e_0 - a) = C_c$$

$$0.75 (0.80 - 0.45) = 0.263$$

$$C_c \text{ (estimé)} = 0.263 \text{ (Sol à très basse plasticité).}$$

D) Quatrième méthode:

Si nous avons un sol normalement consolidé dont la teneur d'argile est de 71.2%.

En reportant 71.2% d'argile sur la courbe de la figure 3, nous obtenons un indice de compression ( $C_c$ ) d'environ 0.80.

2. Les sols triturés.

A) Première formule:

Si  $L_w = 58.3\%$  et que le sol argileux est normalement consolidé, de sensibilité de moins de 4 et ayant un indice de plasticité de moins de 30. On peut utiliser la formule suivante:

$$0.007 (L_w - 10) = C'_c$$

$$0.007 (58.3 - 10) = 0.338$$

$$C'_c \text{ (estimé)} = 0.338$$

B) Deuxième formule:

Cette formule n'est qu'une dérivation de la première:

Donc,  $C_c/1.30 = C'_c$   
(car,  $0.009 = 0.007 \times 1.30$ )

Si  $C_c = 0.435$   
 $0.435/1.30 = 0.335$

L'inverse est aussi vrai,

$C'_c$  (estimé) = 0.335.

### CALCUL DE L'INDICE DES VIDES (e)

#### Définition

L'indice des vides est le rapport du volume des vides au volume de la substance solide (Terzaghi et Peck, 1961, p. 27).

Le symbole le plus souvent employé en littérature pour exprimer l'indice des vides est "e".

"Volume des vides" signifie en fait le volume occupé par l'air et l'eau dans un sol.

#### Formules

Selon la définition la formule de l'indice des vides est:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

e = indice des vides

$V_v$  = volume des vides (air et eau)

$V_s$  = volume des solides

La façon la plus simple de mesurer le volume des solides est la suivante:

$$\text{Si } G_s = \frac{P_s}{V_s} \text{ donc } V_s = \frac{P_s}{G_s}$$

$G_s$  = poids spécifique des solides (déterminé facilement avec un pycnomètre (Morin, 1973, p. 13)

$P_s$  = poids des constituants solides du sol.

Le poids spécifique des constituants solides ainsi que le poids des constituants solides d'un sol sont deux valeurs facilement déterminables même dans un laboratoire de terrain.

$$V_v = V_t - V_s$$

$V_t$  = volume total du sol (solides, air et eau non-remaniés)

$V_t$  (volume total) est une mesure un peu délicate à faire mais néanmoins possible avec un équipement rudimentaire (Morin, 1973, p. 69).

Toutes les variables de la première formule sont donc réunies.

### Utilité

L'indice des vides est utilisé dans plusieurs calculs exprimant différentes propriétés physiques des sols.

Dans ce texte "e" est utilisé dans le calcul de l'indice de compression (estimé ou mesuré); voir: Estimation de l'indice de compression dans les calculs de tassements; Estimation des tassements et de perméabilité; Estimation de la perméabilité (Appendice I).

L'indice des vides sert aussi dans le calcul de la porosité (n)

La relation étant:

$$n = \frac{e}{1+e}$$

e = indice des vides

n = porosité

### Exemple de calcul

Si nous avons un sol limono-sableux:

Le poids des solides ( $P_s$ ) = 64.31 g

Le poids spécifique des solides ( $G_s$ ) = 2.65 g/cm<sup>3</sup>

Le volume total ( $V_t$ ) = 52.54 cm

1. Le volume des solides ( $V_s$ ):

$$\frac{P_s}{G_s} = V_s$$

$$\frac{64.3 \text{ g}}{2.65 \text{ g/cm}^3} = 24.26 \text{ cm}^3$$

2. Le volume des vides ( $V_v$ ):

$$V_t - V_s = V_v$$
$$52.54 \text{ cm}^3 - 24.26 \text{ cm}^3 = 28.28 \text{ cm}^3$$

3. Indice des vides ( $e$ ):

$$\frac{V_v}{V_s} = e$$
$$\frac{28.28 \text{ cm}^3}{24.26 \text{ cm}^3} = 1.17$$

Indice des vides = 1.17.

### ESTIMATION DES TASSEMENTS (s)

#### Définition

"Le terme tassement désigne l'enfoncement d'une construction sous l'effet de la compression et de la déformation du sol qui la supporte" (Terzaghi et Peck, 1961, p. 206).

#### Formule

Les relations présentées ci-dessous ne sont que des approximations et ne doivent jamais remplacer les tests de consolidations ni les calculs qui en découlent, pour trouver le tassement, potentiel d'un sol. L'estimation qui suit n'est valable que si les conditions énumérées plus bas sont remplies.

Conditions générales (Bowles, 1968, p. 26):

1. La couche du sol doit être homogène.
2. Le sol doit être saturé à 100%.
3. La déformation doit être due à un changement de volume dans les sols et ne peut s'effectuer que par éjection de l'eau des pores du sol.
4. La déformation (tassement) doit être parallèle à l'application de la charge (verticale).
5. L'écoulement de l'eau doit être parallèle à l'application de la charge (verticale).
6. Le coefficient de consolidation doit être constant durant toute la consolidation.

Coefficient de consolidation ( $C_v$ )

$$C_v \text{ (cm}^2\text{/sec)} = \frac{k}{m_v \gamma_e}$$

$k$  = coefficient de perméabilité

$m_v$  = coefficient de compressibilité volumétrique (compression de l'argile pour une couche dont l'épaisseur initiale est égale à l'unité sous l'accroissement unitaire de la pression (test de consolidation)).

$\gamma_e$  = poids spécifique de l'eau

La plupart de ces conditions sont rarement remplies dans la réalité. L'exactitude du calcul des tassements est faussée dans la même proportion que les conditions réelles diffèrent du modèle idéal.

$$S = \frac{C_c H}{1 + e} \text{Log} \left( \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right) \quad (\text{Bowles, 1968, p. 27})$$

$S$  = tassement (estimé)

$C_c$  = indice de compression

$H$  = épaisseur de la couche

$e$  = indice des vides du sol en place

$P_0$  = pression actuelle du sol (poids des terres susjacentes ou pression effective)

$\Delta P$  = pression supplémentaire (poids de la charge à porter)

Nous avons déjà parlé de:

$e$  = Indice des vides (voir Calcul de l'indice des vides)

$C_c$  = Indice de compression (voir Estimation de l'indice de compression)

Il faut en plus, connaître l'épaisseur de la couche matérielle considérée ( $H$ ), et le poids de la charge qui sera ajoutée à la surface de cette couche (Pression supplémentaire  $\Delta P$ ).

Le poids des matériaux susjacentes ( $P_0$ ) sera calculé en connaissant le poids spécifique de l'agrégat. Ce paramètre est une mesure de routine dans un laboratoire de terrain (Morin, 1973, p. 5).

### Utilité

Cette première estimation des tassements peut servir lors d'études préliminaires d'aménagement d'une région. Connaissant les zones pouvant

subir des tassements importants sous le poids de constructions lourdes, il devient possible de planifier en conséquence.

La détermination du tassement ou de la déformation du sol sous une charge est de première importance. Elle délimitera la marche à suivre dans l'élaboration des fondations d'un édifice lourd ou d'installations industrielles à grande charge.

### Exemple de calcul

Si nous savons que:

L'indice de compression ( $C_c$ ) = 0.05 (estimé ou mesuré)

L'indice des vides ( $e$ ) = 0.45.

Si, en plus, nous avons la situation suivante:

1. Une surcharge uniforme de  $2.5 \text{ kg/cm}^2$  ( $\Delta P$ ) à la surface du sol (moyenne au centre de la charge).
2. Une couche de sable compacte de 21 m dont le poids spécifique de l'agrégat est de  $2.08 \text{ g/cm}^3$ .
3. Une couche de 6 mètres d'argile (entre 21 et 27 mètres sous la surface), dont le poids spécifique de l'agrégat est de  $1.77 \text{ g/cm}^3$ .
4. Une couche de sable compacte sous l'argile.
5. La nappe phréatique est affleurante.

Si toutes les conditions énumérées plus haut sont pleinement remplies, quel sera le tassement ( $S$ ) à la surcharge ( $P$ ) (voir Formule et figure 4)? Trouvons la pression exercée par le terrain susjacent ( $P_s$ ) poids du sable (colonne de 21 mètre de haut) sur une surface de  $1 \text{ cm}^2$ .

$$G_{s1} \text{ (poids spécifique de l'agrégat de sable)} = 2.08 \text{ g/cm}^3$$

$$G_{s1}' \text{ (poids spécifique de l'agrégat submergé)} = 2.08 \text{ g/cm}^3 - G_w$$

$$G_w \text{ (densité de l'eau)} = 1.00 \text{ g/cm}^3$$

$$G_{s1} - G_w = G_{s1}'$$

$$2.08 - 1.00 = 1.08 \text{ g/cm}^3$$

Poids total d'une colonne de sable de 21 m de haut et  $1 \text{ cm}^2$  de base:

$$21 \text{ m} = 2100 \text{ cm}$$

$$2100 \text{ cm} \times 1.08 \text{ g/cm}^3 \times 1 \text{ cm}^2 = 2268 \text{ g}$$

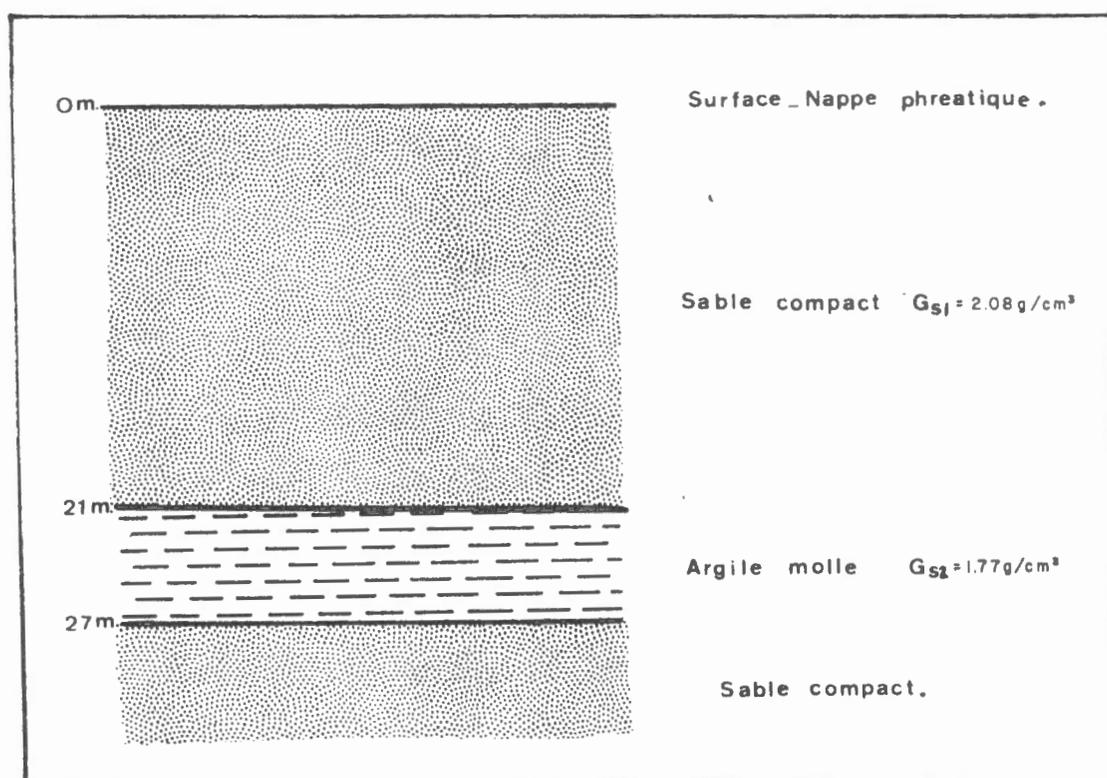


Figure 4. Section du sol sur lequel une surcharge de  $2.5 \text{ kg/cm}^2$  est appliquée.

Dans l'argile, le tassement s'effectue de 0 à 6 m (soit dans toute l'épaisseur de l'argile). A la surface de la couche, le poids de la colonne d'argile est zéro. A 6 m dans la couche de cette argile le poids de la colonne d'argile est celui de toute l'épaisseur de l'argile. Donc en moyenne, le poids sera celui à 3 m dans la couche d'argile.

$$G_{s2} \text{ (poids spécifique de l'agrégat d'argile) } = 1.77 \text{ g/cm}^3$$

$$G_{s2}' \text{ (poids spécifique de l'agrégat submergé) } = 1.77 \text{ g/cm}^3 - 1.00 \text{ g/cm}^3 = 0.77 \text{ g/cm}^3.$$

Poids moyen de la colonne d'argile (car la déformation se fait dans toute l'argile).

$$300 \text{ m} \times 0.77 \text{ g/cm}^3 \times 1 \text{ cm}^2 = 231 \text{ g}$$

Le poids total d'une colonne de matériel haute de 24 m et ayant  $1 \text{ cm}^2$  à la base:

$$P_{o1} + P_{o2} = P_o$$

$$2268 \text{ g} + 231 \text{ g} = 2499 \text{ g}$$

$$\text{Pression } P_o = 2499 \text{ g/cm}^2 \text{ ou } 2500 \text{ g}$$

Calcul du tassement (s)

$$\frac{C_c H}{1 + e} \text{ Log } \frac{(P_o + \Delta P)}{P_o} = S$$

$$\frac{0.05 \times 600}{1 + 0.45} \text{ Log } \frac{(2500 + 2500 \text{ g})}{2500 \text{ g}} = \text{soit environ } 6 \text{ cm}$$

Donc le tassement prévu au centre de cette charge zéro d'environ 6 cm. Note: Si  $C_c$  est estimé,  $C_c = 1.30 C_c'$  ou  $0.009 (I_L - 10)$ , car nous ne calculons pas le tassement d'une argile triturée, mais celui d'une argile non-remaniée.

Terzaghi et Peck (1961, p. 69) résument les mises en gardes: "Par contre, quand il s'agit d'argile extra-sensibles, la courbe de consolidation en place (k) (courbe de l'indice des vides (e) sur le logarithme de pression) n'est pas droite, et la pente de la partie supérieure de la couche peut être bien supérieures à celle de ( $K_v$ ) (pour les argiles triturées). Pour des argiles de ce type, la méthode approximative, ... , ne donne que les limites inférieures de la compression de l'argile. En réalité, la compression peut être plusieurs fois supérieures à cette valeur".

Les argiles extra-sensibles sont définies plus haut (voir Tableau 2). La valeur d'un tassement permissible dépendra du type de structure, de ces dimensions, du site géologique et de l'utilisation de la structure

une fois érigée. Le rythme, la cause et la source du tassement doivent être considérées. Un tassement total de 15 à 30 cm (6 à 12 po.) posera des problèmes d'accès à l'édifice et des problèmes avec les raccords de tuyaux (eau, égouts). Terzaghi et Peck (1967, p. 489) notent qu'un édifice à bureaux ou un édifice à appartements peuvent supporter un tassement différentiel de  $\frac{1}{8}$  de po. (1.9 cm) entre les piliers.

### ESTIMATION DU RAPPORT DE CONTRAINTE ÉFFECTIVE ET DE LA RÉSISTANCE AU CISSAILLEMENT (SANS DRAINAGE)

#### Définition de contrainte effective ( $\bar{P}$ )

La contrainte effective est la somme des pressions transmises, dans un sol, par les points de contacts entre les grains de ce sol (Terzaghi et Peck, 1961, p. 54).

La contrainte totale (ou normale), ( $P$ ), en un point quelconque d'un sol saturé, se divise en deux (2) parties:

1. Une contrainte neutre  $\mu_e = \gamma_e h_e$  (sans écoulement de l'eau)
2. Une contrainte effective ( $\bar{P}$ )

$$P + \bar{P} = \mu_e$$

$\mu_e$  = contrainte neutre

$\gamma_e$  = densité de l'eau

$h_e$  = hauteur de la colonne de sol saturé au dessus du point considéré dans ce sol.

$P$  = contrainte totale (normale)

$\bar{P}$  = contrainte effective

#### Définition de la résistance au cisaillement ( $c$ )

La résistance au cisaillement d'un sol est la pression maximum qu'un sol peut soutenir avant de se rompre.

#### Formule

Skempton (1954, 1957) discute de la relation qui semble exister entre l'indice de plasticité et ce qu'il nomme le rapport de contrainte effective (Effective Pressure Ratio).

Si on reporte sur un graphique (figure 5) l'indice de plasticité en fonction du rapport ( $c/\bar{P}$ ) pour différentes argiles nous obtenons une droite.

$c$  = résistance au cisaillement du sol (sans drainage) (voir Estimation de la résistance au cisaillement)

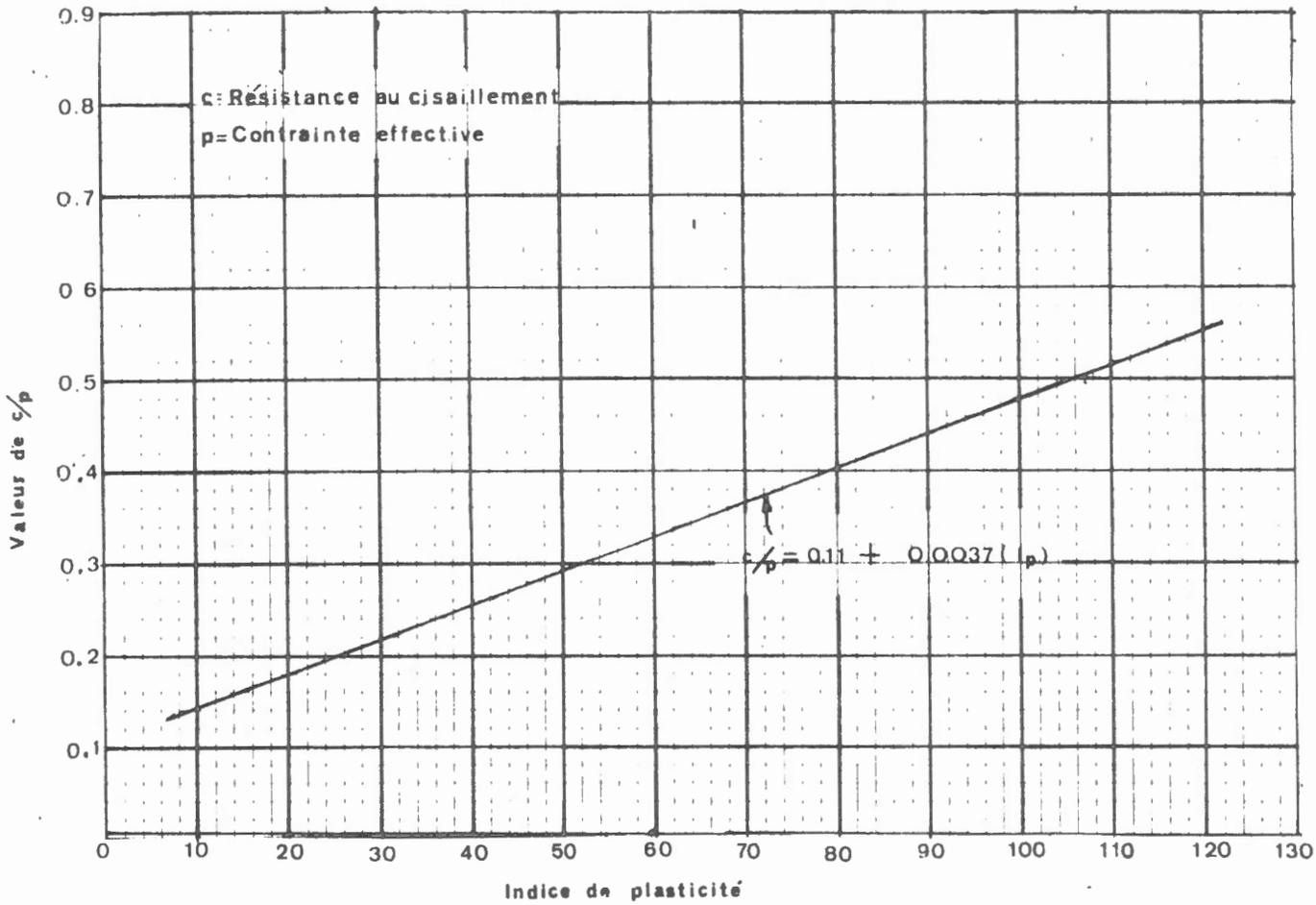


Figure 5. Relation entre le rapport de contrainte effective ( $c/\bar{p}$ ) et l'indice de plasticité (d'après Skempton 1957, p. 306).

$\bar{P}$  = contrainte effective du sol à la profondeur ou (c) est considérée; pour tests sans drainage  $\phi = 0$ .

$\phi$  = angle de frottement apparent (voir Estimation de la résistance aux cisaillement).

$$\frac{c}{\bar{P}} = 0.11 + 0.0037 I_p$$

$I_p$  = indice de plasticité.

### Utilité

Cette relation fort simple permet de calculer, de façon approximative, la résistance au cisaillement d'un sol dont nous connaissons, a priori, la contrainte effective et l'indice de plasticité. Il n'est pas question ici de remplacer un test triaxial mais de fournir une méthode rapide pour obtenir une première estimation.

Toutefois, cette relation n'est valable que si l'argile est normalement consolidée (argile n'ayant pas au cours de son histoire subit une pression autre que celle du poids des terres susjacentes présent). En plus elle doit être de composition uniforme (limites d'Atterberg constantes).

Le cycle répété d'assèchement et d'humidification des couches d'argiles près de la surface, provoque des effets de "surconsolidation" semblables à ceux produits par l'application d'une charge pendant un temps limité.

### Exemple de calcul

(Données tirées de Bjerrum, 1954, p. 58).

Si nous avons les données suivantes:

- hauteur de la nappe phréatique 2.55 m (h)
- profondeur (H): 10 m
- teneur en eau (W): 35.8% (moyenne)
- limite de liquidité ( $L_w$ ): 36.0%
- limite de plasticité ( $P_w$ ): 17.5%
- poids spécifique de l'agrégat:  $1.82 \text{ T/m}^3$  (G)

Il devient alors possible d'effectuer les calculs suivants:

1. Indice de plasticité: ( $I_p$ )

$$L_w - P_w = I_p$$

$$36.0 - 17.5 = 18.5\%$$

2. Rapport de contrainte effective (estimation) ( $\frac{c}{\bar{p}}$ )

$$0.11 + 0.0037 (I_p) = \frac{c}{\bar{p}}$$

$$0.11 + 0.0037 (18.5) = 0.178$$

$$\frac{c}{\bar{p}} \text{ (estimé)} = 0.178$$

$$\frac{c}{\bar{p}} \text{ (mesuré - Bjerrum, 1954)} = 0.186$$

3. La pression exercée par l'eau sur le poids du sol à 10 m de profondeur (pression neutre) ( $\mu_2$ ) (voir figure 6)

$$\gamma_e \times h = \mu_e$$

$$\gamma_e = \text{densité de l'eau } 1 \text{ g/cm}^3$$

$$\frac{1 \text{ g}}{\text{cm}^3} = \frac{1 \text{ T}}{\text{m}^3} \text{ (métrique)} = \gamma_e$$

$$\frac{1 \text{ T}}{\text{m}^3} \times (10 \text{ m} - 2.55 \text{ m}) = 7.45 \text{ T/m}^2$$

4. La pression (poids) d'une colonne de sol de 1 m<sup>2</sup> à 10 m sous la surface ( $P_t$ )

$$\gamma_s \times H = P_t$$

$$\gamma_s = \text{Poids spécifique de l'agrégat}$$

$$1.82 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} \times 10 \text{ m} = 18.20 \text{ T/m}^2$$

5. La contrainte effective ( $\bar{p}$ ): (Par définition)

$$P_t - \mu_e = \bar{p}$$

$$18.20 \text{ T/m}^2 - 7.45 \text{ T/m}^2 = 10.75 \text{ T/m}^2$$

6. Résistance au cisaillement (c):

Connaissant  $\frac{c}{\bar{p}}$  et  $\bar{p}$  on peut calculer c

$$\frac{c}{\bar{p}} = 0.178$$

$$\bar{p} = 10.75 \text{ T/m}^2$$

$$c = 0.178 \times 10.75 = 1.91 \text{ T/m}^2$$

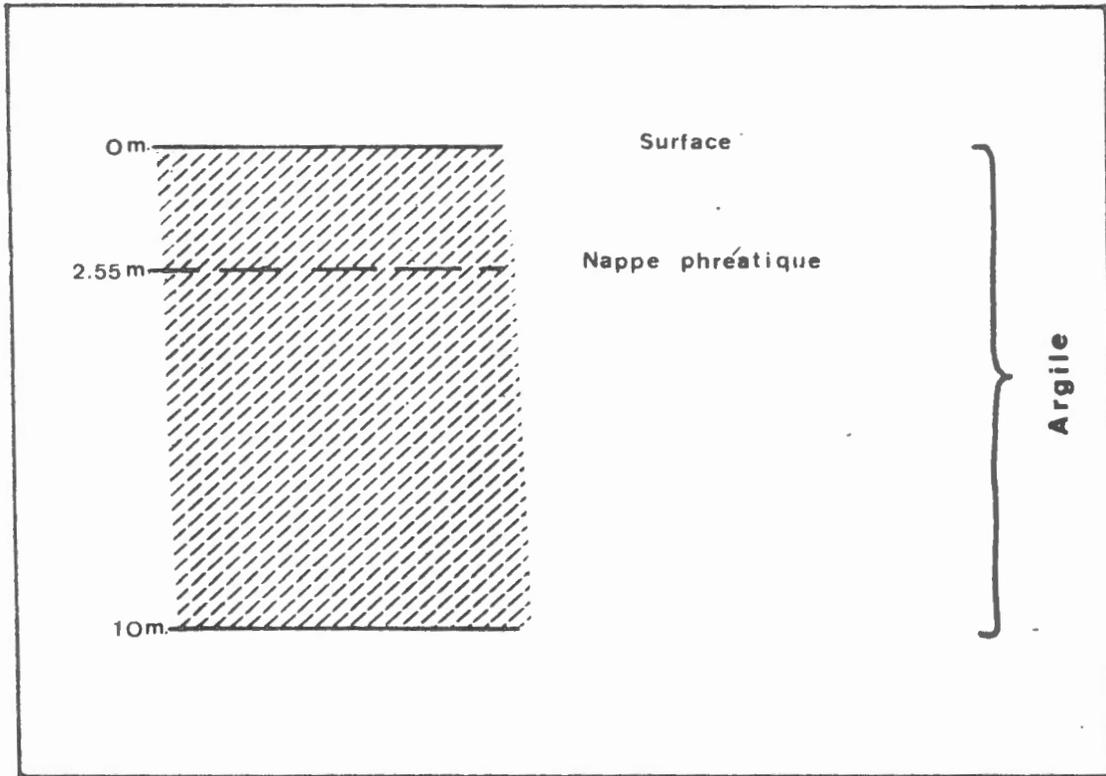


Figure 6. Schéma des données de l'exemple pour le calcul du rapport de contrainte effective et de la résistance au cisaillement (sans drainage).

Résistance au cisaillement (c)

$$c \text{ (estimé)} = 1.91 \text{ T/m}^2$$

$$c \text{ (mesuré)} = 2.0 \text{ T/m}^2 \text{ (Bjerrum, 1954).}$$

### ESTIMATION DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

#### Définition

"Quand, dans une masse de sol, la contrainte de cisaillement dépasse une certaine valeur critique, le sol cède et se rompt" (Terzaghi et Peck 1961, p. 80).

Terzaghi et Peck (1961) distinguent, entre autres, la teneur en eau du matériel comme un facteur important dans la résistance au cisaillement. Cette teneur en eau dépendra:

1. Du degré de consolidation acquis durant son histoire géologique
2. De la perméabilité du sol
3. Des autres conditions de drainage

Ceci permet de distinguer 3 types d'essais qui servent à définir les conditions de rupture d'un sol par cisaillement:

1. Les essais drainés
2. Les essais sans drainage consolidés
3. Les essais sans drainage

#### 1. Les essais drainés

"Dans un essai lent, (drainés) la pression verticale et la contrainte de cisaillement sont appliquées suffisamment lentement pour que la teneur en eau puisse s'adapter à peu près totalement à la variation de contrainte, même quand il s'agit d'un sol complètement saturé de faible perméabilité" (Terzaghi et Peck, 1961, p. 81-82).

#### 2. Les essais (sans drainage - consolidés)

"Dans un essai rapide consolidé, (sans drainage consolidés) la consolidation complète sous la charge verticale est suivie d'un cisaillement à teneur en eau constante" (Terzaghi et Peck, 1961, p. 82).

#### 3. Les essais (sans drainage)

"Dans un essai rapide (sans drainage), la teneur en eau reste pratiquement constante pendant la durée d'application de la pression verticale

et de la contrainte de cisaillement" (Terzaghi et Peck, 1961, p. 82).

Ces trois types d'essais permettent de reproduire plus fidèlement en laboratoire, les conditions réelles de rupture d'un sol. Par exemple: lors de l'abaissement rapide de la surface libre d'une nappe d'eau baignant un remblai, la variation de la teneur en eau de ce remblai accuse un certain retard sur la variation des contraintes. Si ce retard est négligeable (perméabilité du remblai permettant un écoulement rapide) les conditions de rupture de ce remblai se trouvent reproduites dans un essai drainé. Si ce retard est non-négligeable, les conditions de rupture correspondent à celles reproduites par un essai de résistance au cisaillement sans drainage - consolidé.

La procédure pour effectuer des essais de résistance au cisaillement est décrite dans tout manuel de mécanique des sols.

#### Formule

$$S = C + \bar{P} T_g \phi$$

S = résistance au cisaillement

C = cohésion

$\bar{P}$  = pression effective (voir Estimation du rapport de contrainte effective et de la résistance au cisaillement (sans drainage))

$\phi$  = angle de frottement interne

C = la cohésion. Elle est nulle si nous avons un sol granuleux sec et sans lien. Si nous considérons un sol ayant de la "cohésion", l'estimation de  $C = 0$  donnera souvent un résultat, de précision suffisante (Terzaghi et Peck, 1968, p. 112).

Donc la formule devient:

$$S = \bar{P} T_g \phi$$

La pression effective ( $\bar{P}$ ) se calcule directement (voir Exemples de calculs). Il reste à estimer l'angle de frottement interne  $\phi$ . Cette estimation peut se faire de différentes façons.

Il n'est pas toujours possible de faire des estimations qui s'appliquent à tous les types de matériaux. Il existe différentes méthodes d'estimation pour un même paramètre. Chaque méthode s'applique à un cas particulier ou à un type de matériel bien défini.

1. Méthode (Estimation de  $\phi$  réel ou résultant d'essai drainé).  
Type de sol: sol argileux de sensibilité basse à moyenne (moins de 8 voir Tableau 2). Il s'agit de  $\phi_r$  (drainé) résultant d'un essai lent (si l'essai avait été fait). Bjerrum et Simons (1960) proposent la relation présentée à la figure 7. Ils reportent sur un graphique l'angle de frottement interne ( $\phi_r$ ) et l'indice de plasticité.

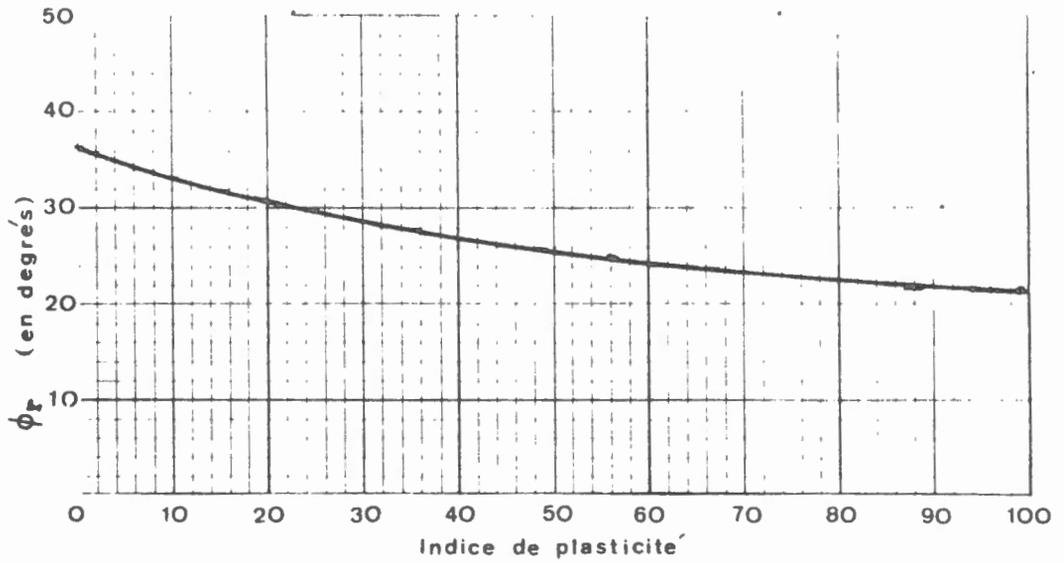


Figure 7. Relation entre l'angle de frottement interne drainé ( $\phi_r$ ) et l'indice de plasticité (d'après Bjerrum et Simons, 1960, p. 716).

2. Méthode (Estimation de  $\phi$  pour les sables).

Meyerhof (1956) propose les formules suivantes pour les sols sablonneux.

A) Si le sable contient plus de 5% de fines

$$\phi_r = 25 + 0.15 D_r$$

B) Si le sable contient moins de 5% de fines

$$\phi_r = 30 + 0.15 D_r$$

$D_r$  = densité relative d'un sol

$$D_r = \frac{e_c - e}{e_o - e \text{ min.}}$$

$e_o$  = indice des vides d'un sol dans son état le moins compact

$e$  = indice des vides d'un sol en place (naturel)

$e \text{ min}$  = indice des vides d'un sol dans son état le plus compact

3. Méthode - (Estimation de  $\phi$  pour un matériel sec sans cohésion).

La limite inférieure de l'angle de frottement interne pour un matériel sec, sans cohésion, peut s'obtenir en versant le matériel d'une faible hauteur pour former un tas conique et en mesurer l'angle que fait la surface du tas avec l'horizontale.

Quelques valeurs représentatives de différents sols de ce groupe sont données au Tableau 3.

Tableau 3

Valeurs représentatives de  $\phi_r$  (Essais (drainés) - tirées de Terzaghi et Peck (1967, p. 107)).

	Non-compact	Compact
Sable, grains ronds et uniformes	27.2°	34.0°
Sable, grains anguleux avec tri (graded)	38.0°	45.0°
Gravier sablonneux	35.0°	50.0°
Sable limoneux	27-33°	30-34°
Limon non-organique	27-30°	30-35°

Note: L'angle de frottement interne pour les sables résultent d'essais drainés peut servir à estimer l'angle de frottement interne d'essais sans drainage - consolidés.

"Les quelques résultats dont nous disposons à l'heure actuelle amènent à penser que la valeur moyenne de  $\phi_{RC}$  (sans drainage - consolidé) est approximativement égale à  $2/3 \phi_L$  (drainé) et il n'y a aucune raison de penser qu'elle puisse être inférieure à la moitié de  $\phi_L$ " (Terzaghi et Peck, 1961, p. 87).

$$\text{Donc} \quad \phi_{RC} \approx \frac{2}{3} \phi_L \text{ à } \frac{\phi_L}{2}$$

### Exemples de calculs

1. Estimation de la résistance au cisaillement d'un sol argileux.

$$S = C + \bar{P} T_g \phi$$

$C = 0$ , par convention (Terzaghi et Peck, 1967, p1 112)

$\bar{P}$  = pression effective calculée d'après les données du problème

$\gamma_1$  = poids spécifique du sol ayant moins de 100% de saturation (eau contribue à augmenter le poids du sédiment)

$\gamma_2$  = poids spécifique du sol dans la zone capillaire. L'eau n'est pas libre de se mouvoir, elle s'ajoute, alors, au poids du sol

$\gamma_3$  = poids spécifique du sol dans la zone saturée. Elevation maximum du piézomètre au-dessus du point A =  $h_3$

$h_1, h_2, \text{ et } h_3$  = épaisseurs des couches de sol

Calcul de la pression effective ( $\bar{P}$ ):

$$\bar{P} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 - \gamma_w h_3$$

$\gamma_w$  = densité de l'eau

$\gamma_w h_3$  = la pression hydrostatique ou contrainte neutre ( $\mu_e$ ) (voir Estimation du rapport de contrainte effective et de la résistance au cisaillement (sans drainage)- définition).

Ceci équivaut à:  $\bar{P} = P_t - \mu_e$

$P_t$  = pression totale

$$\text{Donc: } \bar{P} = (1.71 \times 300) + (1.83 \times 300) + (1.95 \times 500) - (1.00 \times 500) =$$

$$\frac{g}{cm^3} \times cm \quad \frac{g}{cm^3} \times cm \quad \frac{g}{cm^3} \times cm \quad \frac{g}{cm^3} \times cm$$

$$\bar{P} = 1537 \frac{g}{cm^2}$$

Estimation de ( $\phi$ ) angle de frottement interne:

- Le sol est argileux.
- Les limites de plasticité et de liquidité sont connues.

Il ne reste plus qu'à calculer l'indice de plasticité et à nous servir du graphique de Bjerrum et Simons (1960) (voir figure 7).

Ceci nous donnera  $\phi_r$  ou l'angle de frottement interne (résultant d'un essai drainé).

$$L_w - P_w = I_p$$
$$63 - 24 = 39\%$$

Ceci nous donne  $\phi_r$  de  $27^\circ$  environ. Sur le graphique de la figure 7.

$$\text{Donc } \phi = 27^\circ$$

Calcul de la résistance horizontale au cisaillement:

$$\bar{P} T_g \phi_r = S$$

$$1537 \frac{\text{g}}{\text{cm}^2} \times T_g 27^\circ = 783.0 \text{ g/cm}^2$$

Donc  $S = 738.0 \text{ g/cm}^2$  (ou  $1604 \frac{1b}{pi^2}$ ) - au point A de la figure 8.

2. Estimation de la résistance au cisaillement d'un limon non-organique.

Prenons la coupe hypothétique de la figure 8 pour poser le problème.

$h_1$ ,  $h_2$  et  $h_3$  restent semblables (300 cm, 300 cm, et 500 cm), la saturation reste la même.

$$\gamma_1 \text{ devient } 1.95 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_2 \text{ devient } 1.98 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_3 \text{ devient } 2.01 \text{ g/cm}^3$$

$h_3$  égale aussi la hauteur de la surface de la nappe phréatique au-dessus de A (donc hauteur piézométrique).

Calcul de la pression effective ( $\bar{P}$ )

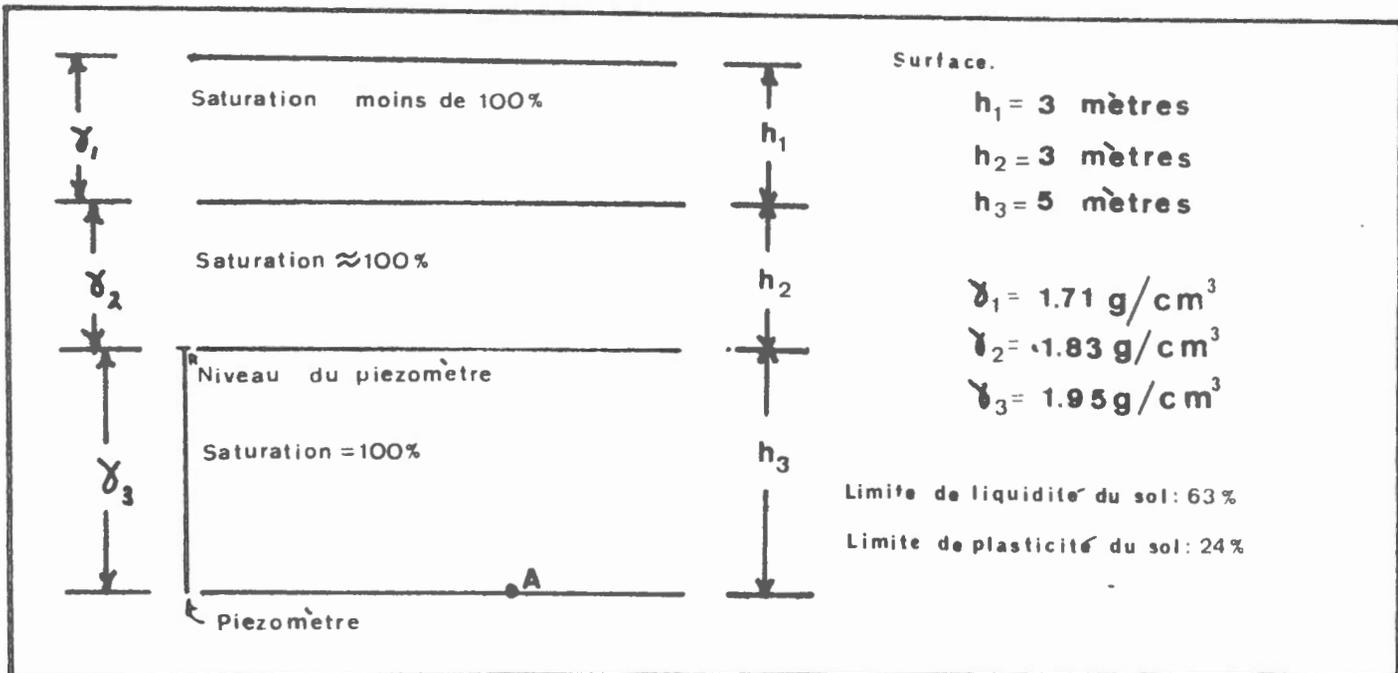


Figure 8. Données d'un problème hypothétique. Trouver la résistance au cisaillement à A.

$$\begin{aligned}\bar{P} &= \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 - \gamma_w h_3 \\ \bar{P} &= (1.95 \times 300) + (1.98 \times 300) + (2.01 \times 500) - (1.00 \times 500) \\ &\quad \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \text{ cm} \quad \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \text{ cm} \quad \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \text{ cm} \quad \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \text{ cm} \\ \bar{P} &= 1684 \frac{\text{g}}{\text{cm}^2}\end{aligned}$$

Estimation de  $(\phi_r)$  angle de frottement interne.

L'examen de l'échantillon nous révèle qu'il est constitué d'un limon non-organique. D'après le tableau 3, tiré de Terzaghi et Peck (1967, p. 107), nous pouvons estimer  $\phi_r$  à environ  $35^\circ$ .

Calcul de la résistance horizontale au cisaillement:

$$\begin{aligned}\bar{P} T_g \phi_r &= S \\ 1684 \frac{\text{g}}{\text{cm}^2} \times T_g 35^\circ &= 1179.15 \text{ g/cm}^2 \\ S &= 1179.15 \frac{\text{g}}{\text{cm}^2} \text{ (ou } 2415.0 \text{ lb/pi}^2\text{)} \text{ au point A de la figure 8.}\end{aligned}$$

3. Estimation de la résistance au cisaillement après un choc soudain (comme celui résultant d'un tremblement de terre ou de l'explosion d'une bombe). Dans de telles conditions, l'essai représentant le plus fidèlement les conditions de rupture d'un sol sera l'essai sans drainage - consolidé.

Selon Terzaghi et Peck (1961, p. 87):  $\phi_{RC} \approx 2/3 \phi_L$  à  $\frac{\phi_L}{2}$

$\phi_{RC}$  = angle de frottement interne d'un essai sand drainage-consolidé

$\phi_L$  = angle de frottement interne d'un essai drainé

Résistance horizontale au cisaillement au point A de la figure 8.

Nous avons calculé  $\bar{P}$

$$\bar{P} = 1537 \frac{\text{g}}{\text{cm}^2}$$

Nous avons estimé  $\phi_r$  (ou  $\phi_L$ ) à  $27^\circ$ .

$$\phi_{RC} \approx \text{de } \frac{\phi_L}{2} \text{ à } \frac{2\phi_L}{3}$$

$$\approx \frac{27^\circ}{2} \text{ à } \frac{27^\circ \times 2}{3}$$

$$\phi_{RC} \approx 13.5^\circ \text{ à } 18^\circ$$

$$\bar{P} T_g \phi_{RC} = S_{RC}$$

$$1537 \frac{\text{g}}{\text{cm}^2} \times T_g 13.5^\circ = 369 \text{ g/cm}^2$$

$$1537 \frac{\text{g}}{\text{cm}^2} \times T_g 18^\circ = 499 \text{ g/cm}^2$$

$S_{RC}$  sera donc entre  $369 \frac{\text{g}}{\text{cm}^2}$  et  $499 \text{ g/cm}^2$

soit  $(756 \text{ lb/pi}^2 \text{ et } 1023 \text{ lb/pi}^2)$

### ESTIMATION DE LA SUCCION D'UN SOL

#### Définition

La succion d'un sol est essentiellement la "force" exercée par ce sol pour y faire pénétrer de l'eau. Cette "force" résulte d'un déséquilibre entre la pression atmosphérique et la pression dans les pores du sol; cette dernière ayant pour origine la ligne de contact courbe air-eau dans les pores d'un sable, ou la force de gonflement dans les argiles (Yong et Warkentin, 1966, p. 144).

"On appelle succion "S" dans un sol la différence de pression mesurée entre la pression dans la phase liquide d'un élément de sol libre de toute contrainte extérieure et la pression atmosphérique" (Verdeyen et al., 1968, p. 157).

#### Formule

La démonstration de la relation entre la succion d'un sol remanié à partir de l'indice de plasticité remonte à Croney et Coleman (1954) et Croney, et al. (1958) pour différents sols en Angleterre. Ces auteurs proposent un graphique de corrélation entre l'indice de plasticité et la succion d'un sol remanié (voir figure 9). Ceci s'applique pour les sols dont les caractéristiques plastiques étant reportées sur l'abaque de plasticité de Casagrande (voir figure 10) suivront la ligne formée par l'équation [1]

$$I_p = 0.838 (L_w) - 14.2 \quad [1]$$

$I_p$  = indice de plasticité du sol

$L_w$  = limite de liquidité

Par contre, pour les sols qui ne satisfont pas cette équation (les sols à structure poreuse ou à particules recouvertes d'oxide de fer) il faut procéder autrement.

Croney et Coleman (1954) et Croney et al. (1958) proposent que pour une même "consistance relative" différents sols ayant différents

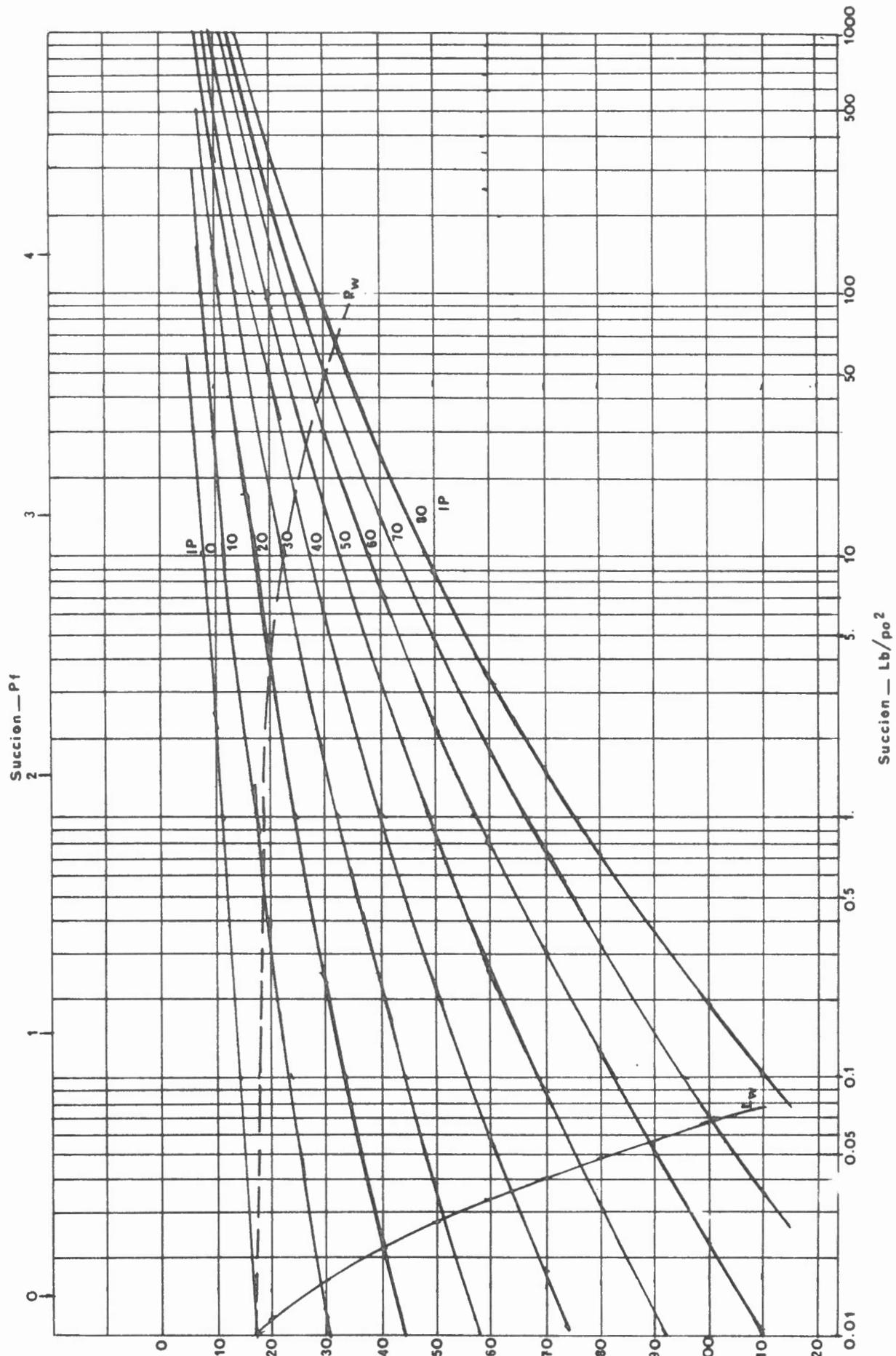


Figure 9. Relation entre la succion et la teneur en eau effective à différents indices de plasticité (d'après Black, 1962, p. 275).

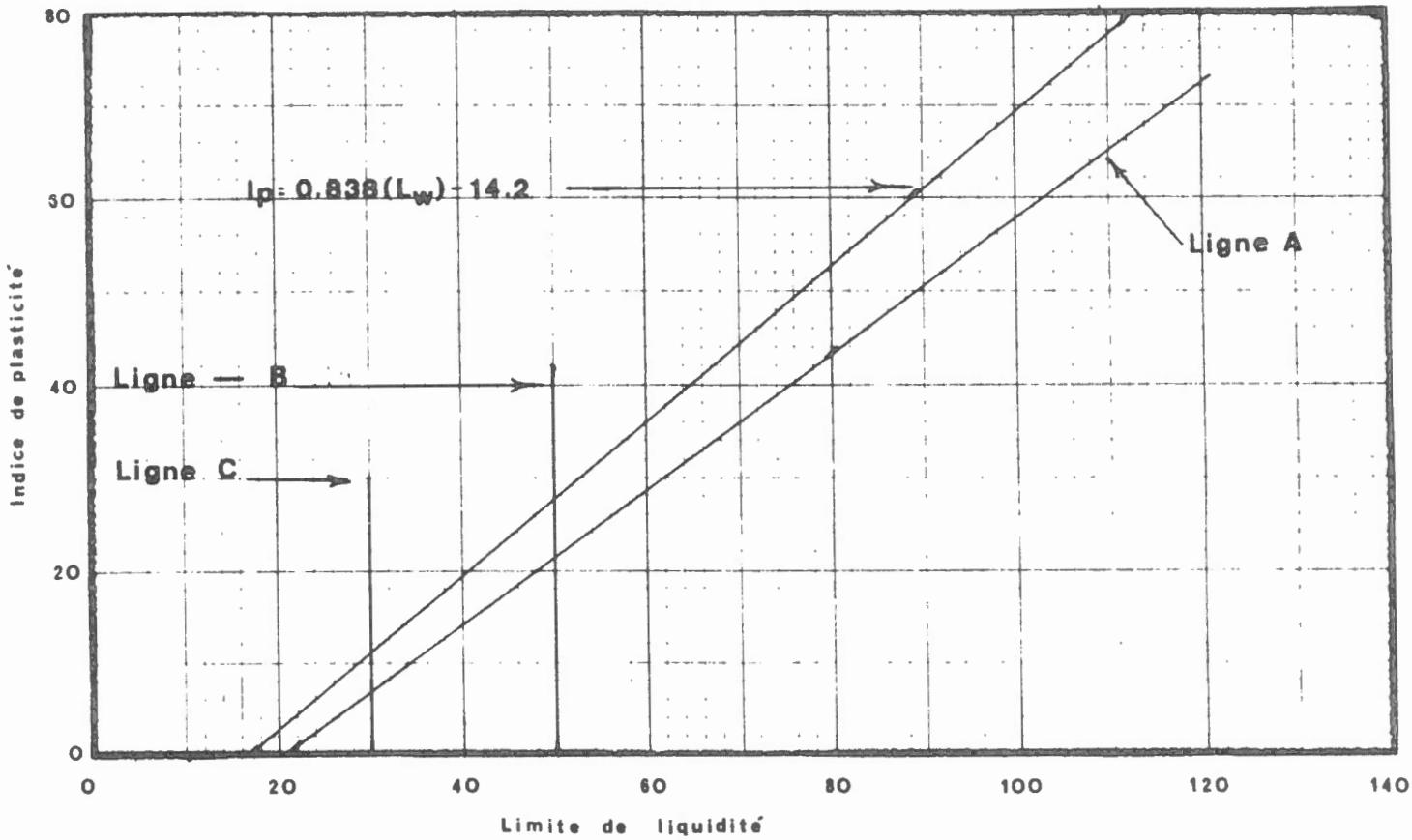


Figure 10. Abaque de plasticité de Casagrande avec courbe représentant ( $I_p = 0.838 (L_w) - 14.2$ ) (d'après Black, 1962, p. 273).

indices de plasticité on la même succion. Ces auteurs définissent la consistance relative comme suit:

$$CI = \frac{L_w - W}{I_p} \quad [2]$$

CI = consistance relative

$L_w$  = limite de liquidité

W = teneur en eau

$I_p$  = indice de plasticité

Ayant calculé la consistance relative d'un sol, on détermine, à partir de l'indice de plasticité connu et de la figure 10, une nouvelle limite de liquidité en projetant l'indice de plasticité sur la ligne représentée par la première équation [1].

A partir de cette consistance relative, de l'indice de plasticité réel, et de la limite de liquidité déterminée par la figure 10, on calcule une teneur en eau effective.

$$W_2 = L_{w2} - (CI)I_p \quad [3]$$

$W_2$  = teneur en eau effective

$L_{w2}$  = limite de liquidité déterminée à partir de la première équation [1] sur la figure 10

$I_p$  = indice de plasticité réel

CI = consistance relative (d'après l'équation [2]).

On utilise cette teneur en eau effective, dans la figure 9, pour estimer la succion d'un sol.

### Utilité

La détermination de la succion d'un sol peut servir dans l'estimation du C.B.R. (California Bearing Ratio) (voir Estimation du C.B.R.) pour les sols cohésifs et non-organiques.

Le concept de succion peut être utilisé pour expliquer le mouvement de l'eau dans un sol. L'eau s'écoulera vers le point où la succion est la plus forte (Yong et Warkentin, 1966, p. 144).

Ce concept est surtout important lors du choix du tracé d'une route.

### Exemple de Calcul

1. Sur un sol argileux:

$$\text{Si: } L_w = 76\% \text{ (limite de liquidité)}$$

$$P_w = 27\% \text{ (limite de plasticité)}$$

$$I_p = 49\% \text{ (indice de plasticité)}$$

$$W = 50\% \text{ (teneur en eau du sol)}$$

(De Croney et al., 1958, p. 238).

$$0.838 (L_w) - 14.2 = I_p$$

$$0.838 (76\%) - 14.2 = 49.5$$

L'indice de plasticité mesuré est égale (ou presque) à l'indice de plasticité calculé.

$$I_p \text{ (mesuré)} = 49\%$$

$$I_p \text{ (calculé)} = 49.5\%$$

Donc on peut dire que cette argile possède les caractéristiques plastiques correspondant à la ligne sur l'abaque de plasticité de Casa-grande (voir figure 10) et exprimée par l'équation [1].

On peut donc lire directement, sur la figure 9, la valeur de la succion de ce sol.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Succion (estimé)} 1.75 \text{ pF} \\ \text{Succion (mesuré)} 1.8 \text{ pF} \end{array} \right\} \text{ Pour un sol remanié}$$

Note: pF est le logarithme de la succion d'un sol exprimé en centimètres d'eau (pression d'une colonne d'eau).

2. Pour un autre sol argileux:

$$\text{Si: } L_{w1} = 65.0\% \text{ (limite de liquidité)}$$

$$P_w = 20.0\% \text{ (limite de plasticité)}$$

$$I_p = 45.0\% \text{ (indice de plasticité)}$$

$$W = 40.0\% \text{ (teneur en eau)}$$

Vérifions si  $I_p$  mesuré est le même que celui calculé par l'équation [1].

$$0.838 (L_w) - 14.2 = I_p \text{ (calculé - voir figure 10).}$$

$$0.838 (65.0) - 14.2 = 40.3\%$$

Cette argile ne possède pas exactement les caractéristiques plastiques correspondant à la ligne de l'abaque de plasticité de Casagrande (voir figure 10); ligne exprimée par l'équation [1].

Il faut donc calculer la consistance relative (CI).

$$\frac{L_w - W}{I_p} = CI$$
$$\frac{65.0\% - 40.0\%}{45.0\%} = 0.556$$

Déterminons maintenant une nouvelle limite de liquidité ( $L_{w2}$ ) en projetant l'indice de plasticité sur la ligne de l'abaque de plasticité (figure 10).

$$L_{w2} = 70.0\%$$

Calculons à partir de la consistance relative, de l'indice de plasticité réel ( $I_p$ ) et de la nouvelle limite de liquidité ( $L_{w2}$ ), la teneur en eau effective ( $W_2$ ).

$$L_w - (CI) I_p = W_2$$
$$70.0\% - (0.556) 45.0\% = 44.98 \text{ ou } 45.0\%$$
$$W_2 = 45.0\%$$

En reportant cette teneur en eau effective sur la figure 9, on peut déterminer la valeur de succion de ce sol.

Soit 1.8 pF.

### UNE AUTRE ESTIMATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE

#### Définition

Le frottement interne consiste essentiellement en la résistance au glissement de chaque particule d'un sol par rapport à ses voisines; ainsi que la résistance rencontrée par les particules d'un sol pour sortir d'une position imbriquée entre les particules voisines.

Cette résistance s'exprime en termes de la valeur angulaire requise pour mettre les particules en mouvement.

#### Formule

Black (1962) propose l'approximation de Gibson (1953) entre l'angle de frottement interne (pour argiles remaniées ou non) et l'indice de

plasticité (voir figure 11). La ligne brisée représente une relation moyenne entre ces deux paramètres déterminés pour différentes argiles remaniées et non-remaniées. Cette courbe est influencée par les conditions de consistance relative qui varient selon la teneur en eau à laquelle l'angle de frottement interne est déterminé.

Black utilise la relation entre l'angle de frottement interne et la teneur en eau (voir figure 12) pour l'argile de talus de Zurich ( $I_p = 27\%$ ) et l'argile de Londres ( $I_p = 49\%$ ) pour tirer plus d'informations de ces argiles. La courbe Supérieure, en traits pleins (figure 11) représente la relation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne pour une consistance relative (CI) de 1.3; la courbe inférieure, en traits pleins pour une consistance relative (CI) de 0.

### Méthode

1. Pour trouver l'angle de frottement interne d'une argile remaniée, il suffit de reporter l'indice de plasticité sur l'une des courbes de la figure 13 représentant la consistance relative pertinente à l'argile considérée.

$$CI = \frac{L_w - W}{I_p}$$

CI = consistance relative

$L_w$  = limite de liquidité

$I_p$  = indice de plasticité

W = teneur en eau du sol

L'abscisse de la figure 13 donnera  $N_q$  (un facteur de capacité portante). Ce  $N_q$  est alors reporté sur la figure 14. La figure 14 est un graphique de corrélation entre  $N_q$  et l'angle de frottement interne.

2. Si la teneur en eau n'est pas disponible pour calculer la consistance relative, une approximation de l'angle de frottement interne peut être obtenue directement de la figure 11, le long de la ligne brisée; à condition de connaître l'indice de plasticité.

### Exemple de calcul

Méthode 1. Connaissant pour un sol argileux:

$L_w$  (limite de liquidité) = 76.0%

$I_p$  (indice de plasticité) = 46.0%

W (teneur en eau) = 33%

Trouver l'angle de frottement interne ( $\phi_r$ )

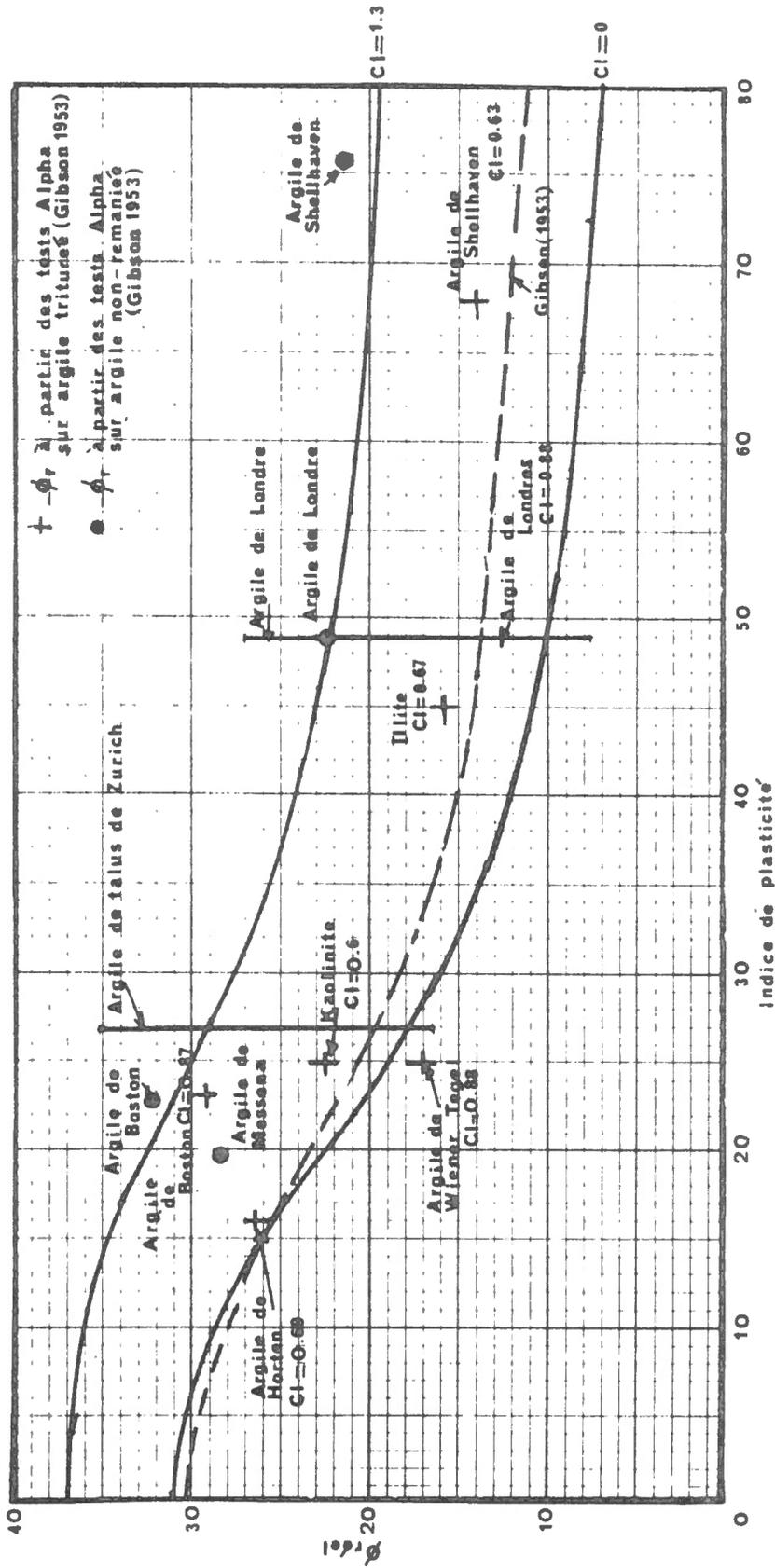


Figure 11. Relation entre l'angle de frottement interne et l'indice de plasticité à différentes consistances relatives (d'après Black, 1962, p. 275).

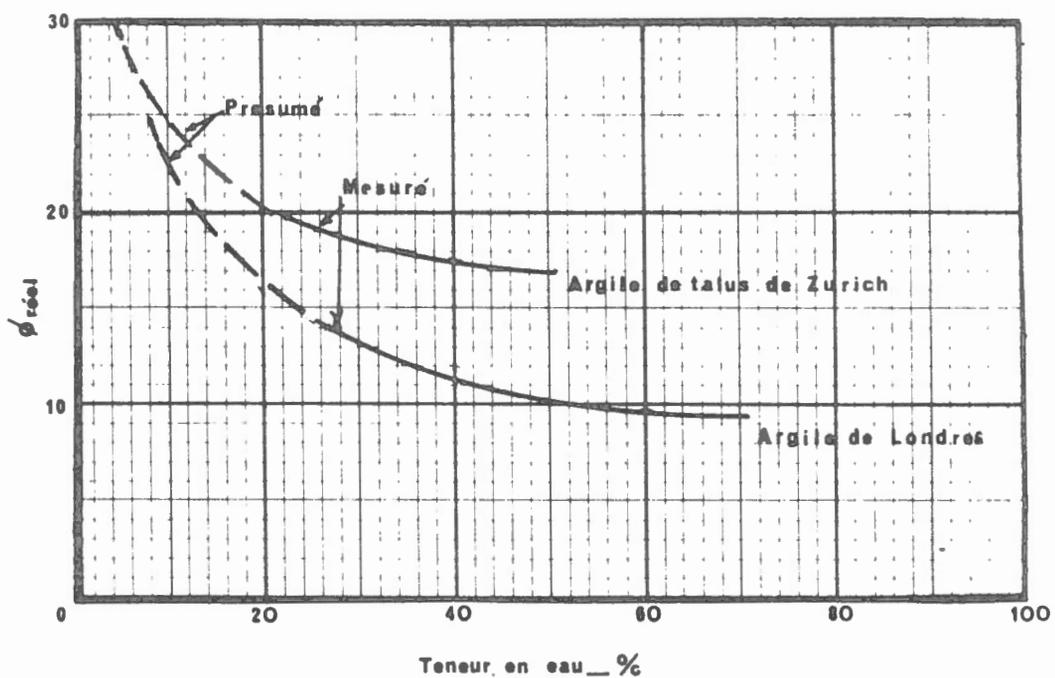


Figure 12. Relation entre l'angle de frottement interne et la teneur en eau pour l'argile de talus de Zurich et l'argile de Londres (d'après Black, 1962, p. 275).

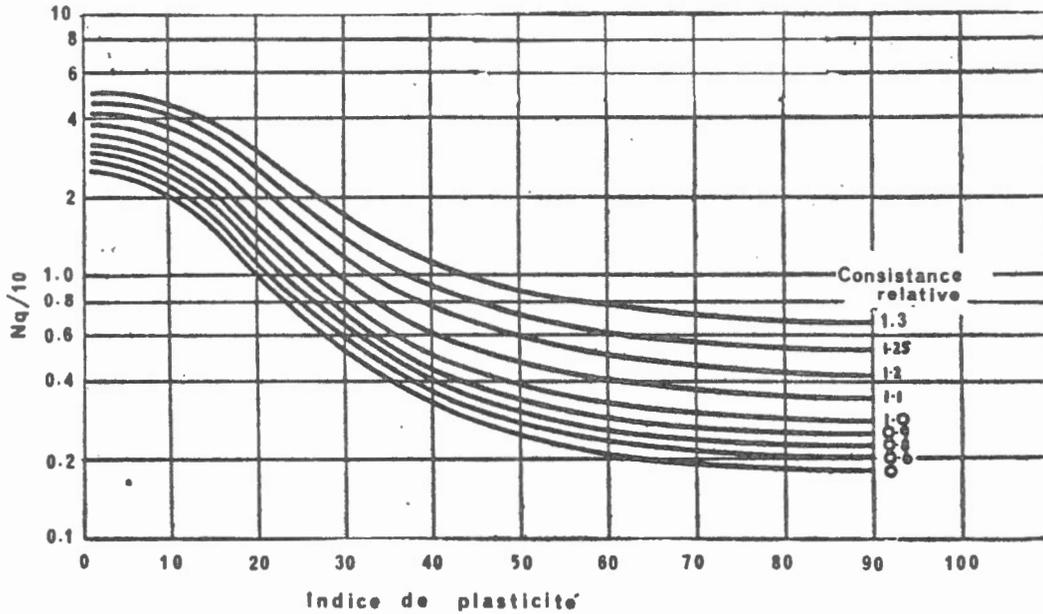


Figure 13. Relation entre le facteur de capacité portante ( $N_q/10$ ) et l'indice de plasticité à différentes consistances relatives (d'après Black, 1962, p. 273).

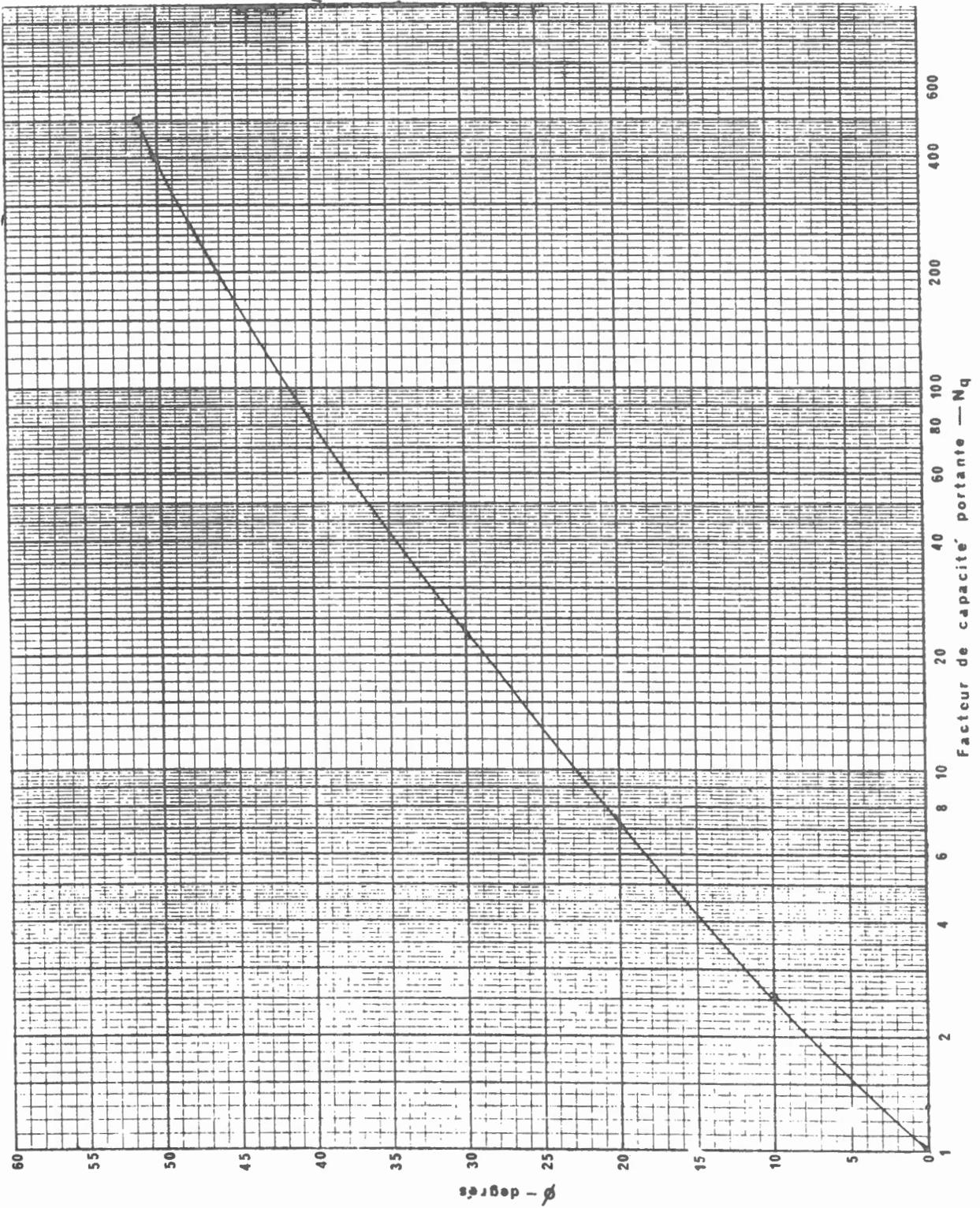


Figure 14. Relation entre l'angle de frottement interne et le facteur de capacité portante ( $N_q$ ) (d'après Black, 1962, p. 273).

$$\frac{L_w - W}{I_p} = CI$$

$$\frac{76.0\% - 33.0\%}{46.0\%} = 0.93$$

2. Reporter  $I_p = 46.0\%$  sur la courbe de  $CI = 0.93$  sur le graphique de la figure 13. Ceci donne approximativement,  $N_q = 4.0$
3. Reporter  $N_q = 4.0$  sur le graphique de la figure 14. On obtient ainsi un angle de frottement interne d'environ  $14^\circ$ .

Donc:  $\phi_r = 14^\circ$ .

Méthode 2. Ne connaissant que pour ce même sol:

$$L_w \text{ (limite de liquidité)} = 76.0\%$$

$$I_p \text{ (indice de plasticité)} = 46.0\%$$

Trouver l'angle de frottement interne ( $\phi_r$ ).

Sur le graphique de la figure 11 nous reportons l'indice de plasticité (46.0%) sur la ligne brisée. Ceci nous donne une approximation de la valeur de l'angle de frottement interne; soit  $15^\circ$ .

Donc:  $\phi_r = 15^\circ$ .

### ESTIMATION DU C.B.R. SATURÉ (CALIFORNIA BEARING RATIO)

#### Définition

Le "California Bearing Ratio" ou essai C.B.R. a pour but de mesurer la capacité portante d'une fondation de route.

"Cet essai donne une mesure de la portance relative des sols par rapport à un sol type, constitué par des pierrailles concassées et compactées extraites d'une carrière de Californie" (Verdeyen, et al., 1968, p. 210).

Brièvement, l'essai, dans sa version laboratoire, demande la compaction de huit (8) livres environ de sol à teneur en eau optimum (teneur en eau favorisant la plus grande compaction) dans un moule cylindrique de six (6) pouces de diamètre et de sept (7) pouces de haut. L'échantillon est trempé pendant quatre (4) jours, son expansion est mesurée ainsi que sa résistance à la pénétration par le piston de trois (3) pouces carrés de l'appareil C.B.R. Le poids (en livre par pouce carré) requis pour faire pénétrer le piston 0.1 et 0.2 pouce dans le sol est divisé par 1,000 et 1,500 respectivement. Le coefficient est exprimé en pourcentage. Celui exprimant la pénétration de 0.1 po. est généralement critique (plus grand des deux). Exceptionnellement, le coefficient exprimant la pénétration de 0.2 po. est plus grand que le premier. Il devient alors le coefficient critique (Krynine et Judd, 1957, p. 159)

Il existe aussi une version de l'essai CBR, pour le terrain (in situ) Verdeyen et al. (1968) donnent, en français une description plus détaillée de l'essai en ses deux versions.

L'estimation du CBR, se limitera, ici pour les argiles remaniées et non-organiques et saturées.

### Formule

Black (1962, p. 274) propose une dérivation de l'indice C.B.R. d'un sol saturé en tenant compte de la consistance relative (aussi appelée indice de consistance) et l'indice de plasticité. Sur un graphique semi-logarithmique (voir figure 15) le C.B.R. peut alors être déterminé de façon approximative.

Black (1962) démontre que l'on peut réduire la formule du C.B.R. à l'équation suivante:

$$CBR_s = \frac{SN_q}{10}$$

S = succion du sol

$N_q$  = facteur de capacité portante (voir Terzaghi (1943))

$SN_q$  =  $q_u$  (en lb/po<sup>2</sup>) = capacité par faute.

Or, ces valeurs peuvent être estimées si les limites de plasticité et de liquidité, ainsi que la teneur en eau d'un sol sont connues (voir Estimation de la succion d'un sol, et Une autre estimation de l'angle de frottement interne).

Mais Black (1962, p. 276), simplifie le travail en nous présentant un abaque d'estimation de l'indice C.B.R. (voir figure 15). Cet abaque est composé d'une série de courbes indiquant différentes consistances relative. L'abscisse représente le C.B.R. sur échelle logarithmique; l'ordonnée représente l'indice de plasticité sur échelle arithmétique.

### Exemples de calcul (Argiles saturées et remaniées)

Exemple 1. (Tiré de Black (1962, p. 282). Pour une argile saturée et remaniée.

Si nous connaissons:  $L_w$  (limite de liquidité) = 76.0%

$I_p$  (indice de plasticité) = 46.0%

W (teneur en eau) = 33.0%

Trouver l'indice C.B.R.

1. Trouver la consistance relative (CI)

$$\frac{L_w - W}{I_p} = CI$$

$$\frac{76.0\% - 33.0\%}{46.0\%} = 0.93$$

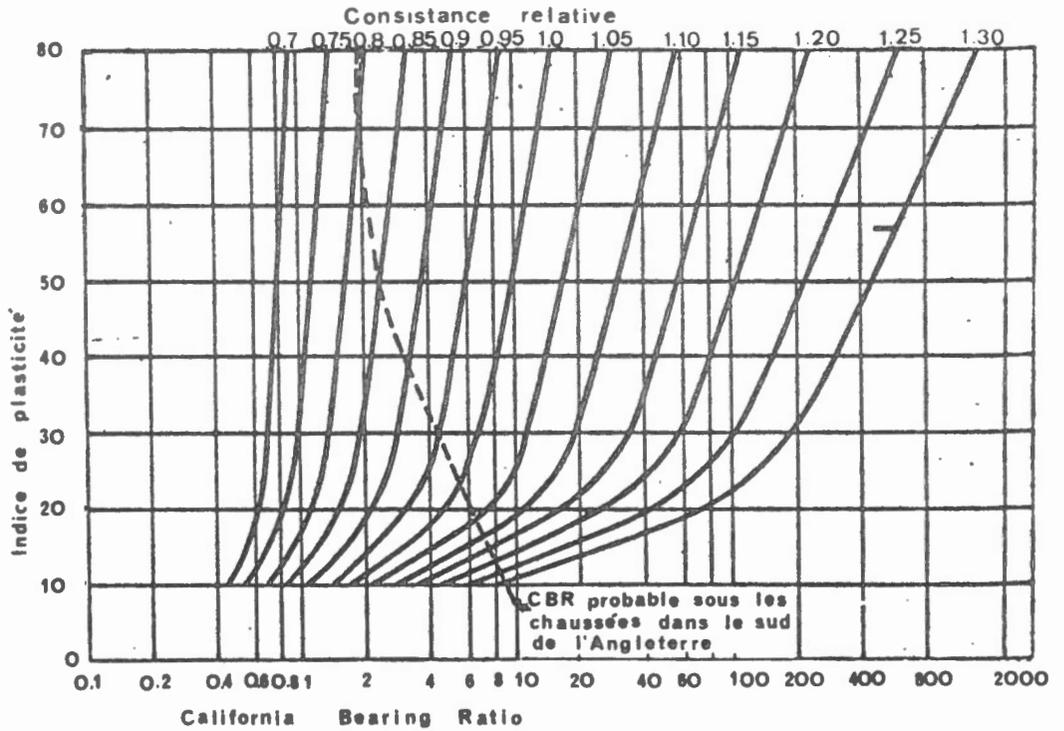


Figure 15. Relation entre C.B.R. et l'indice de plasticité à différentes consistances relatives (d'après Black, 1962, p. 276).

2. Avec l'aide de la figure 15,  $I_p$  (46.0%) et  $CI$  (0.93) on peut déterminer l'indice C.B.R. critique (estimé); soit 4.6%.

Donc C.B.R. d'un sol saturé critique (estimé = 4.6%).

Exemple 2. Si nous connaissons:  $S$  (succion du sol) =  $12 \text{ lb/po}^2$ \*

$N$  (facteur de capacité portante) = 4.0

Il devient possible d'employer directement la formule simplifiée du C.B.R. d'un sol saturé:

$$\frac{S (N_q)}{10} = \text{C.B.R.}$$

$$\frac{12 \text{ lb/po}^2 \times 4.0}{10} = 4.8\% \text{ (saturé)}$$

Note: Black (1962, p. 277) admet que la méthode qu'il propose ne peut que suggérer l'ordre de grandeur du C.B.R. et non en donner une valeur exacte. Notons que Black (1962) donne, dans le même article, une façon de calculer le C.B.R. non-saturé.

#### CONCLUSION

Les tableaux 4, 5 et 6 indiquent les analyses géotechniques élémentaires les plus utiles.

Les limites de plasticité et de liquidité ainsi que la teneur en eau occupent, pour les dérivations discutées, les places les plus importantes. Viennent ensuite, le poids spécifique de l'agrégat, celui des solides, le volume total, etc. Malgré le peu d'importance donné à l'essai standard de pénétration dans cet exposé (voir Appendice I - Estimation de la densité relative et de l'angle de frottement interne (pour un sable) selon l'essai standard de pénétration (Standard Penetration Test)); il reste que cet essai est à l'origine de plusieurs dérivations.

Si dans le cadre d'un projet d'étude géoscientifique régionale, on décide d'effectuer un très grand nombre de forages, de recueillir et d'analyser une grande quantité d'échantillons, il semble que les analyses les plus utiles soient les suivantes:

- Granulométrie complète (ou avec
  - % graviers
  - % sables
  - % limons
  - % d'argiles)

---

\*Succion est donnée en  $\text{lb/po}^2$  au lieu de pF.

Tableau 4

Données nécessaires pour dériver quelques paramètres (I) d'un sol.

Paramètres dérivés (I)	Données nécessaires pour dériver quelques paramètres (I) d'un sol.															
	Indice de plasticité	Sensibilité d'une argile	Indice des vides	Rapport contrainte (c/p) effective	Succon d'un sol	Angle de frottement interne ( $\phi^p$ ) pour argiles	Angle de frottement interne ( $\phi^p$ ) pour sables	C.B.R. (California Bearing Ratio)	Indice de liquidité	Degré de saturation	Minéralogie (approximative) d'une argile	Densité relative (sables)	Consistance relative	Perméabilité	Indice de compression ( $C_c$ ) I	Indice de compression ( $C_c$ ) II
Analyses																
Limite de plasticité	x	x		x	x	x	x	x	x							
Limite de liquidité	x	x		x	x	x	x	x	x						x	
Teneur en eau		x			x								x			
Poids sec (des solides)			x							x						
Volume total			x													
Poids spécifique des solides			x													
Poids spécifique de l'agrégat																
Courbe granulométrique																
Journal de forage																
Essai standard de pénétration																
Surface de nappe phréatique																
Elev. de l'échantillon																

Facultés





- Limite de liquidité
- Limite de plasticité
- Teneur en eau (naturelle)
- Poids spécifique des solides
- Poids spécifique de l'agrégat
- Poids des solides (pour un volume total donné)
- Volume total

Les informations qui sont utile de noter dans le journal de forage:

- Hauteur de la nappe phréatique (ou niveau piézométrique)
- Epaisseur des couches de dépôts meubles de nature différentes
- Profondeur d'échantillonnage
- Essai standard de pénétration

Le point de vue adopté ici est uniquement géotechnique. Il est évident que pour être complètes, les analyses de laboratoire doivent aussi tenir compte de la genèse des dépôts. L'auteur n'a pas l'intention de tenter de décrire un programme de laboratoire idéal, car ceci dépend d'une foule de facteurs variant selon la région à étudier, le budget et le temps disponible. Par contre, si le géomorphologue espère que sa carte et ses données servent aussi dans des project d'aménagement et de planification régionale, il doit nécessairement y introduire des mesures sur les propriétés géotechniques des différents matériaux pour permettre les estimations décrites dans cet ouvrage.

Bibliographie

Bjerrum, L.

1954: Geotechnical properties of Norwegian marine clays; Géotechnique, v. 4, p. 49-69.

Bjerrum, L. and Simons, N.E.

1960: Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays; Am. Soc. Civil Eng., Proc., Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, p. 711-726.

Black, W.P.M.

1962: A method of estimating the California Bearing Ratio of cohesive soils from plasticity data; Géotechnique, v. 12, p. 271-282.

Bowles, T.E.

1968: Foundation analysis and design; McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y., 659 p.

Capper, P.L. and Cassie, W.F.

1957: The mechanics of engineering soils; 2nd ed., E. & F.N. Spon, London, England.

Croney, D. and Coleman, J.D.

1954: Soil structure in relation to soil suction (PF); J. Soil Sci., v. 5, n. 1, p. 75-84.

Croney, D., Coleman, J.D., and Black, W.P.M.

1958: Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance; Highw. Res. Board, Sec. Rept. 40, p. 226-252.

Gibbs, H.J. and Holtz, W.G.

1957: Research on determining the density of sand by spoon penetration testing; Proc. Fourth Internl. Conf. Soil Mech. Foundation Eng., London, England, v. 1, p. 35-39.

Gibson, R.E.

1953: Experimental determination of the true cohesion and true angle of friction in clays; Proc. Third Internl. Conf. Soil Mech., v. 1, p. 126-130.

Grim, R.E.

1962: Applied clay mineralogy; McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y.

Krynine, D.P. and Judd, W.R.

1957: Principles of engineering geology and geotechniques; McGraw-Hill Book Co., New York, N.Y., 730 p.

Lambe, W.T.

1967: Soil testing for engineers; J. Wiley & Sons Inc., New York, N.Y., 165 p.

Meyerhof, G.G.

1956: Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils; J. Soil Mech., Foundation Div., ASCE, v. Sm 1-82, Proc. Paper 866.

Morin, F.

1973: Quelques analyses physiques des sols, méthodes de terrain; Comm. Géol. Can., Dossier public 172, 81 p.

Skempton, A.W.

1944: Notes on the compressibility of clays; Quart. J. Geol. Soc., London, p. 119-135.

Skempton, A.W. and Northey, R.D.

1952: The sensitivity of clays; Géotechnique, v. 3, p. 30-53.

Skempton, A.W.

1953: The colloidal "activity" of clay; Proc. Third Internl. Conf. Soil Mech., v. 1, p. 57-61.

Skempton, A.W.

1957: New Hong Kong Airport (comments by Skempton); Proc. Inst. Civil Eng., London, v. 7, p. 305-307.

Sowers, G.B. and Sowers, G.F.

1961: Introductory soil mechanics and foundations; 2nd ed., Macmillan Co., New York, N.Y.

Spangler, M.G.

1960: Soil engineering; International Textbook Co., Scranton, Penn.

Terzaghi, K.

1943: Theoretical soil mechanics; J. Wiley & Sons Inc., New York, N.Y.

Terzaghi, K. et Peck, R.B.

1961: Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment; Dunod, Paris, 565 p.

Terzaghi, K and Peck, R.B.

1967: Soil mechanics in engineering practice; J. Wiley & Sons Inc.,  
New York, N.Y., 729 p.

Verdeyen, J., Roisin, V., et Nuyen, J.

1968: Méchanique des sols; Presses universitaires de Bruxelles,  
Bruxelles, 509 p.

Walker, L.K.

1969: Undrained creep in a sensitive clay; Géotechnique, v. 19, n. 4,  
p. 515-529.

Yong, R.N. and Warkentin, B.P.

1966: Introduction to soil behavior; Macmillan Co., New York, N.Y.,  
451 p.

## APPENDICE I

Cet appendice contient quelques dérivations additionnelles qui dans certains cas, représentent des premières approximations très utiles.

### INDICE DE LIQUIDITÉ ( $I_L$ )

#### Définition

L'indice de liquidité est le rapport entre la teneur en eau naturelle moins la limite de plasticité, le tout divisé par l'indice de plasticité.

#### Formule

$$I_L = \frac{W - P_w}{I_p}$$

$I_L$  = indice de liquidité

$I_p$  = indice de plasticité

$P_w$  = limite de plasticité

$W$  = teneur en eau naturelle

#### Utilité

1. Donne une première approximation du comportement d'une argile.
  - a) Si l'indice de liquidité est égal ou plus grand que 1.0 ( $I_L \geq 1.0$ ), les argiles considérées seront habituellement, très sensibles (voir Estimation de la sensibilité d'une argile).
  - b) Si l'indice de liquidité approche zéro ( $I_L \approx 0$ ), les argiles considérées ont une teneur en eau naturelle voisine de celle de la limite de plasticité. Si les argiles ont une limite de liquidité de plus de 50% (argiles plastiques), elles auront une tendance à gonfler (Capper et Cassie, 1957, p. 57).
2. Permet de restreindre les possibilités dans l'identification des minéraux argileux composant l'argile considérée.
3. Donne un indice sur l'échange possible des cations des minéraux argileux.

Les cations qui sont échangeables dans les argiles comme les cations de sodium et de lithium, favorisent un indice de liquidité élevé (Grimm, 1962, p. 227).

4. Suggère une composition granulométrique ou une texture particulière.

Indépendamment de sa composition, une concentration de particules de limons, dont la variation du diamètre est très limitée, ou une argile à texture ouverte et non compacte (argile à structure floconneuse), donne un sol très poreux; ceci favorise un indice de liquidité élevé (Grim, 1962, p. 227).

5. Lorsque la teneur en eau naturelle est inférieure à la limite de plasticité, l'indice de liquidité devient négatif, l'argile ne peut être remaniée (Terzaghi et Peck, 1967 p. 33).
6. Donne une première approximation de la valeur de la compression simple d'un matériel argileux.

Terzaghi et Peck (1967, p. 33) suggèrent les rapports suivants:

a) Pour un indice de liquidité se rapprochant de 1.0, la valeur de la résistance de ce sol à la compression simple sera de l'ordre de 0.3 à 1.0 kg/cm<sup>2</sup> (614.5 à 2048.0 lb/pi<sup>2</sup>).

b) Pour un indice de liquidité se rapprochant de zéro (0), la valeur de la résistance de ce sol à la compression simple sera de l'ordre de 1.0 à 5.0 kg/cm<sup>2</sup> (2048.0 à 10,241.0 lb/pi<sup>2</sup>).

#### DEGRÉ DE SATURATION ( $S_r$ )

##### Définition

Le degré de saturation est le rapport entre le volume d'eau dans un échantillon de sol sur le volume total des vides (volume d'eau ( $V_w$ ) + volume d'air ( $V_a$ )) de ce même échantillon.

##### Formule

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

$V_v$  = volume des vides (air et eau)

$V_a$  = volume d'air

$V_w$  = volume de l'eau

Si dans un laboratoire de sol, nous mesurons:

1. Poids des solides (d'un volume déterminé) ( $P_s$ )
2. Poids spécifique des solides ( $G_s$ )
3. Volume total (solides + air + eau) ( $V_t$ ) du volume déterminé en 1)

4. Poids de l'eau dans l'échantillon (du volume déterminé en 1)  
( $P_w$ )

Comme:

$$V_s = \frac{P_s}{G_s}$$

Nous pouvons calculer:

$$V_v = V_t - V_s$$

Nous connaissons, le poids de l'eau ( $P_w$ ) que contient un volume ( $V_t$ ) de matériel. Si nous admettons que la densité de l'eau ( $G_w$ ) est égale à 1.0.

Nous trouvons le volume d'eau ainsi:

$$V_w = \frac{P_w}{G_w} \text{ ou } \frac{P_w}{1.0}$$

Nous pouvons maintenant calculer le degré de saturation de sol:

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

Utilité

Le calcul du degré de saturation permet de déterminer à quel niveau le matériel est saturé surtout dans le cas d'un matériel sableux.

Terzaghi et Peck (1961, p. 28) donnent le tableau suivant:

Tableau 7

Degré de saturation du sable dans différents états

Etat du sable	Degré de saturation (%)
Sec .....	0
Légèrement humide .....	1-25
Humide .....	25-50
Mouillé .....	50-75
Détrempé .....	75-99
Saturé .....	100

Par contre, une argile ayant un degré de saturation de 90% peut avoir une dureté telle qu'on la qualifiait, à tort, de sèche.

"Les argiles sont le plus souvent complètement ou presque complètement saturées sauf dans la couche de sol superficielle qui est soumise aux variations saisonnières de température et de teneur en eau" (Terzaghi et Peck, 1961, p. 28).

## ESTIMATION DE LA PERMÉABILITÉ (K)

### Définition

On peut définir la perméabilité comme étant la vitesse d'écoulement de l'eau qui, dans l'unité de temps, passe à travers un sol; ou, "la quantité d'eau qui, dans l'unité de temps, passe à travers l'unité de surface d'une section perpendiculaire aux lignes de courant" (Terzaghi et Peck, 1961, p. 44).

### Méthodes d'estimations

La détermination de la perméabilité d'un sol n'est pas un essai très difficile à exécuter, mais il est long et fastidieux. Il semble donc utile de présenter ici quelques méthodes d'estimations.

#### Première méthode:

Sowers et Sowers (1961, p. 37) croient que la perméabilité (K) est approximativement proportionnelle au carré de l'indice des vides ( $e^2$ ), pour un matériel non cohésif.

#### Deuxième méthode:

Terzaghi et Peck (1961) préfèrent présenter un tableau général (voir Tableau 8).

#### Troisième méthode:

Pour un sable propre, Sowers et Sowers (1961, p. 37) proposent la formule de Hazen:

$$K = C (D_{10})^2$$

K = Coefficient de perméabilité en cm/sec

C = Consistante dont la valeur varie entre 1 et 1.5

$D_{10}$  = Dans la courbe cumulative\*,  $D_{10}$  représente le diamètre des particules à 10 pourcent du volume total du sol.

\*Courbe granulométrique.

Tableau 8

Valeurs relatives de perméabilité

Perméabilité relative	Valeur de (K) en cm/sec *	Type de sol
Très perméable	Plus de $1 \times 10^{-1}$	Graviers grossiers
Perméabilité moyenne	$1 \times 10^{-1}$ - $1 \times 10^{-3}$	Sables à sables fins
Peu perméable	$1 \times 10^{-3}$ - $1 \times 10^{-5}$	Sables limoneux et sables avec fines
Très peu perméable	$1 \times 10^{-5}$ - $1 \times 10^{-7}$	Limons (Silt)
Imperméable	Moins de $1 \times 10^{-7}$	Argiles

\* Pour convertir cm/sec en pieds/min. on multiplie (K) par 2

\* Pour convertir cm/sec en pieds/jours on multiplie (K) par  $3 \times 10^3$

## Utilité

La perméabilité joue un rôle important dans les problèmes se rapportant à l'écoulement de l'eau dans un sol.

La perméabilité d'un sol permet de prévoir, par exemple, la quantité d'eau perdue par infiltration sous un barrage ou la vitesse d'évacuation de l'eau contenue dans un sol et sur lequel on exerce une pression (construction lourde, etc.) ou encore les différents problèmes de drainage de remblais.

Il est évident que les estimations suggérées plus haut, ne peuvent servir qu'à se former une idée très approximative de la perméabilité d'un sol.

### DÉTERMINATION APPROXIMATIVE DE LA NATURE MINÉRALOGIQUE D'UNE ARGILE

Grim (1962, p. 224-225) dans deux (2) abaques (figures 16 et 17) nous explique comment il est possible de déterminer approximativement la minéralogie d'une argile au moyen de l'indice de plasticité et de la limite de liquidité.

Ceci serait, sans doute, très utile si dans la nature il n'existait que des concentrations de minéraux d'argiles pures, ce qui n'est certes pas le cas. Le plus souvent, les sols argileux sont composés de minéraux d'argiles de différents types et de parcelles de minéraux non argileux (farine de roches) ayant le même diamètre qu'une particule argileuse.

Dans la mesure du possible, Grim tient compte de ce fait dans ses abaques: la présence de minéraux non argileux abaisse le rapport et le renvoie au bas de la courbe (voir figures 16 et 17).

Sans être précis, ces rapports permettent de déterminer approximativement le minéral argileux dominant dans la composition du matériel.

### ESTIMATION DE LA DENSITÉ RELATIVE ET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE SELON L'ESSAI STANDARD DE PÉNÉTRATION

## Définition

La densité relative et l'angle de frottement interne sont défini plus haut (voir Estimation de la Résistance au Cisaillement, ainsi qu'une autre estimation de l'angle de frottement interne).

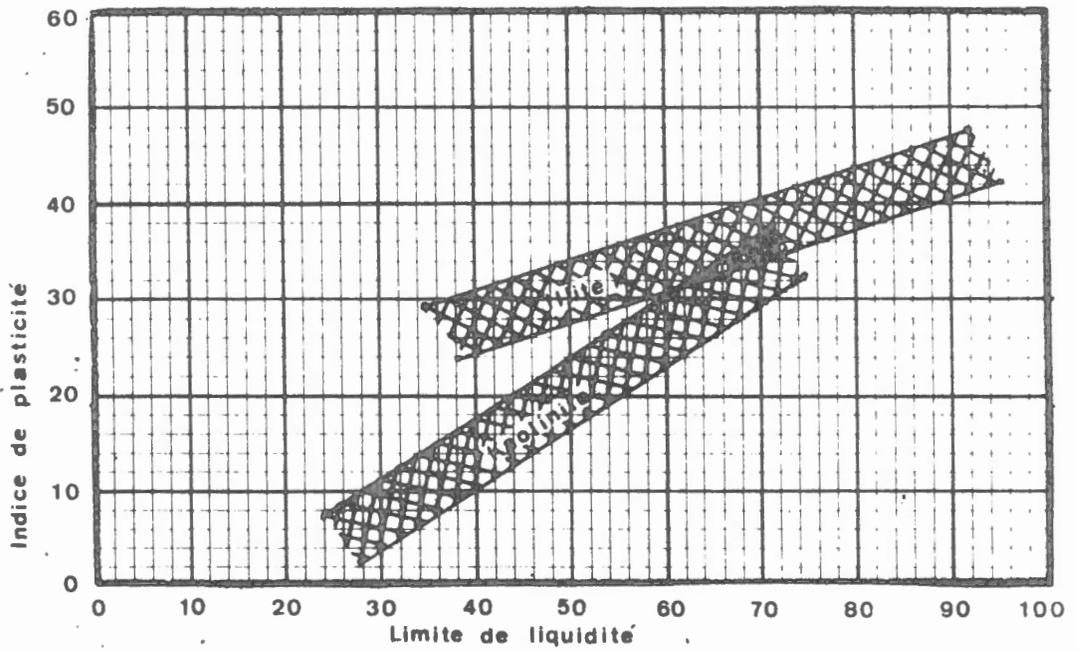


Figure 16. Relation entre la limite de liquidité et l'indice de plasticité pour l'illite et la kaolinite (d'après Grim, 1962, p. 225).

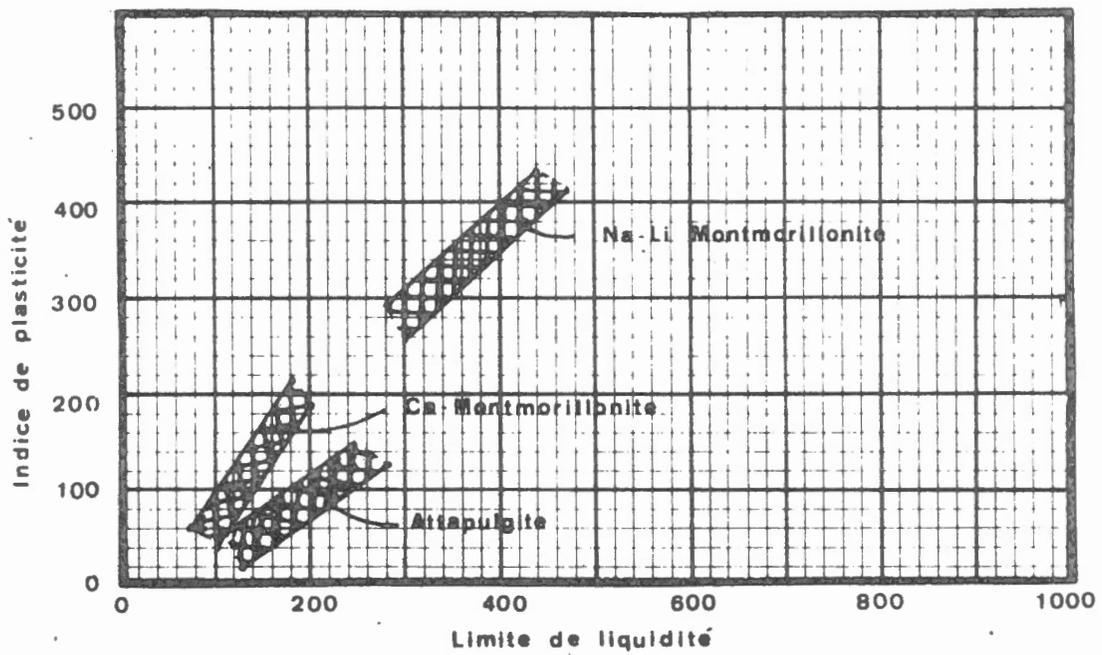


Figure 17. Relation entre la limite de liquidité et l'indice de plasticité pour l'attapulgite et les montmorillonites (d'après Grim, 1962, p. 225).

L'essai standard de pénétration des Américains consiste à faire pénétrer un tube fendu de prélèvement d'échantillon, de dimensions standards (2 po. de diamètre extérieur, 1 3/8 po. de diamètre intérieur, et environ 30 po. de long. - Standard Split Spoon sampler), 18 pouces dans le sol, tout en comptant le nombre de coups de bélier nécessaire pour faire pénétrer les derniers 12 pouces. Le bélier est un poids de 140 livres tombant d'une hauteur de 30 pouces sur les tiges de l'échantillonneur.

### Formule

Bowles (1968, p. 124-125) donne les différents facteurs pouvant influencer l'essai. La plupart de ces facteurs dépendent de la compétence de l'équipe de forage ainsi que de la qualité de l'équipement utilisé.

Gibbs et Holtz (1957) ont remarqué que dans le cas de deux matériaux sans cohésion et de même densité, il faut un plus grand nombre de coups pour faire pénétrer le tube fendu dans le matériel dont la charge susjacente est plus grande. Ils proposent, alors, une correction au nombre de coups de bélier nécessités pour tenir compte de cette charge.

$$N = N' \frac{50}{p + 10}$$

N = Nombre de coups (corrigé)

N' = Nombre de coups nécessités réellement

P = pression effective due à la charge susjacente (ne doit pas dépasser 40 lb/po<sup>2</sup>).

Cette correction n'est suggérée que pour les sols sans cohésion. Le tableau 9 indique les relations possibles entre N et les autres paramètres d'un sable.

Dans l'édition de 1967, Terzaghi et Peck montrent plus de réserves envers ces estimations qu'ils ne l'avaient fait dans l'édition de 1948 du même volume. Ces réserves concernent surtout les soins que doit prendre l'équipe de forage pour exécuter l'essai.

### Utilité

L'utilité de l'angle de frottement interne pour un sable fut démontré plus haut (voir Estimation de la résistance au cisaillement). La densité relative donne une idée de l'état de compaction du sol. De cette compaction dépend, en partie, le choix du type de fondation approprié aux conditions du sol.

Tableau 9

Valeurs estimées de la densité relative, de l'angle de frottement interne et du poids spécifique de l'agrégat pour les sables, basées sur l'essai standard de pénétration (Bowles, 1968, p. 125).

Etat de compacité du sol	Très peu compact	Peu compact	Moyennement compact	Assez compact	Très compact	
Densité relative ( $D_r$ )	0	0.15	0.35	0.65	0.85	1.00
Test standard de pénétration (N)		4	10	30	50	
Angle de frottement interne $\phi$	25-30°	27-32°	30-35°	35-40°	38-43°	
Poids spécifique de l'agrégat	70-100 lb/pi <sup>3</sup> (1.12-1.60 g/cm <sup>3</sup> )	90-115 lb/pi <sup>3</sup> (1.44-1.84 g/cm <sup>3</sup> )	110-130 lb/pi <sup>3</sup> (1.76-2.08 g/cm <sup>3</sup> )	110-130 lb/pi <sup>3</sup> (1.76-2.24 g/cm <sup>3</sup> )	130-150 lb/pi <sup>3</sup> (2.08-2.40 g/cm <sup>3</sup> )	