



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة باجي مختار عنابة
Université Badji Mokhtar Annaba



COUR MECANIQUE DES SOLS II
LICENCE GENIE CIVIL
SEMESTRE 5

PAR :

Dr. BOUKHATEM GHANIA

E - mail:gboukhatem3@yahoo.fr

2016 - 2017

Domaine	Filière	Spécialité
<i>Sciences et Technologies</i>	<i>Génie Civil</i>	<i>Licence Génie Civil</i>

Chapitre I Hydraulique des sols

1 Ecoulement d'eau dans le sol	1
2 Hypothèses de base	1
3 Propriétés de l'eau libre	
3.1 La vitesse de l'eau dans le sol	1
3.2 Charge hydraulique	2
3.3 Le gradient hydraulique	2
4 Loi de Darcy	3
5 Réseaux d'écoulements	4
5.1 Equipotentiels et lignes de courant	4
6 Coefficient de perméabilité	5
6.1 Détermination de la perméabilité au laboratoire	6
6.1.1 Perméabilité à une charge constante	6
6.1.2 Perméabilité à une charge variable	6
6.2 Mesure de la perméabilité in -situ	7
6.2.1 Coefficient de perméabilité moyenne verticale	7
6.2.2 Coefficient de perméabilité moyenne horizontale	9
7 Les équations de l'écoulement	9
8 Résolution de l'équation de Laplace par la méthode graphique	11
9 Formations de sables bouillants et des renards	11
9.1 Sable bouillant	11
9.2 Renards	13
9.2.1 Dispositions constructives pour prévenir les renards	14
Exercice	15

Chapitre II Tassement et consolidation

1 Généralité	17
2 Calcul des contraintes au sein d'un massif	17
2.1 Cas d'une charge ponctuelle	18
2.2 Cas d'une charge rectangulaire	18
2.3 Cas d'une charge circulaire	19

2.4 Charge en remblai	19
2.5 Diffusion simplifiée des contraintes cas des semelles continues	20
3 Le tassement	21
3.1 Calcul de tassement	21
4 Théorie de la consolidation	22
4.1 Analogie mécanique	22
4.2 Oedomètre de Terzaghi	23
4.3 Courbe de compressibilité	24
4.4 Indice de compression	24
4.5 Pression de préconsolidation	25
4.6 Estimation du coefficient de consolidation C_v	26
4.6.1 Démonstration de la formule de C_v	26
4.6.2 Méthodes de construction	28
4.6.3 Calcul du Coefficient de consolidation	29
Exercice	30
Chapitre III Résistance au cisaillement	
1 Comportement élastoplastique des sols	31
2 Représentation de Mohr	31
3 Courbe intrinsèque	32
4 Comportement à long terme et à court terme	32
5 Appareil de mesure de cisaillement dans le laboratoire	33
5.1 Boite de cisaillement rectiligne à la boite de Casagrande	33
5.1.1 Boite à déformation contrôlée	33
5.1.2 Boite à contrainte contrôlée	34
5.2 Essai Triaxial	35
5.2.1 Types d'essais triaxiaux	35
6 Résistance au cisaillement des sols pulvérulents sec	39
7. Essai de compression simple	39
Exercice	40

Chapitre IV Reconnaissances des sols

	42
1. Introduction	42
2. Essais de laboratoire	
2.1 Introduction	42
2.2 Essais physiques	43
a) Teneur en eau naturelle	43
b) Les limites d'Atterberg	43
c) La courbe granulométrique	44
d) Essai d'équivalent sable	45
e) Compactage des sols	46
2.3 Essais chimiques et minéralogiques	47
a) Valeur du bleu de méthylène : « VBS »	47
b) Teneur en carbonate : % de CaCo ₃	47
c) La teneur en matières organiques : « MO »	48
2.4 Essais hydrauliques	48
2.5 Essais mécaniques	48
2.5.1 Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande	48
2.5.2 L'essai Oedométrique	49
2.5.3 Essai triaxial	50
3 Essais sur place	52
3.1 Forages	52
3.1.1 Forage profonds	52
3.1.2 Prospection électrique	53
3.1.3 Sismique réfraction	54
3.1.4 Les sondages destructifs	54
3.2 Les essais à la plaque	55
3.3 Le pénétromètre dynamique	55
a) Pénétromètre dynamique A (Dynamic pénétration A)	56
b) Pénétromètre dynamique B (Dynamic pénétration B)	57
3.4 Le pénétromètre statique	58

3.5 Essai pressiométrique MENARD (Ménard pressumeter test) PMT	59
3.6 Essai de cisaillement (sur site) au phicomètre	59
3.7 Essai de pénétration au carottier (Standard pénétrations test) S.P.T.	60
3.8 Essai scissométrique	60
3.9 Essai au pressio-pénétrromètre	61
4 Récapitulatif des reconnaissances géophysique et géotechnique	63

Documentation disponible

**Fiches d'organisation semestrielle des enseignements
de la spécialité Licence Génie Civil(LGC)**

Semestre 5

Unité d'enseignement	Matières	Crédits	Coefficient	Volume horaire hebdomadaire			Volume Horaire Semestriel (15 semaines)	Travail Complémentaire en Consultation (15 semaines)	Mode d'évaluation	
	Intitulé			Cours	TD	TP			Contrôle Continu	Examen
UE Fondamentale Code : UEF 3.1.1 Crédits : 12 Coefficients : 6	Résistance des Matériaux 2	4	2	1h30	1h30		45h00	45h00	40%	60%
	Béton Armé 1	4	2	1h30	1h30		45h00	45h00	40%	60%
	Charpente Métallique	4	2	1h30	1h30		45h00	45h00	40%	60%
UE Fondamentale Code : UEF 3.1.2 Crédits : 6 Coefficients : 3	Mécanique des Sols 2	4	2	1h30	1h30		45h00	45h00	40%	60%
	Matériaux de Construction 2	2	1	1h30			22h30	27h30		100%
UE Méthodologique Code : UEM 3.1 Crédits : 9 Coefficients : 5	TP Topographie	2	1			1h30	22h30	27h30	100%	
	TP Mécanique des sols 2	2	1			1h30	22h30	27h30	100%	
	TP Matériaux de Construction 2	2	1			1h30	22h30	27h30	100%	
	Dessin du BTP	3	2			2h30	37h30	37h30	100%	
UE Découvert	Topographie 2	1	1	1h30			22h30	02h30		100%

e Code : UED 3.1 Crédits : 2 Coefficients : 2	Hydraulique générale	1	1	1h30			22h30	02h30		100%
UE Transversale Code : UET 3.1 Crédits : 1 Coefficients : 1	Procédés généraux de construction/ Normes et règlements	1	1	1h30			22h30	02h30		100%
Total semestre 5		30	17	12h00	6h00	7h00	375h00	375h00		

Les modes d'évaluation présentés dans ces tableaux, ne sont données qu'à titre indicatif, l'équipe de formation de l'établissement peut proposer d'autres pondérations.

Programme détaillé du module MDS2 semestre S5

Semestre 5 : Licence Génie Civil

Unité d'enseignement : UEF 5.1.2

Matière : Mécanique des sols II

VHS : 45h00(cours ; 1h30, TD : 1h30)

Crédit : 4

Coefficient : 2

Objectifs de l'enseignement

L'objectif est de permettre à l'étudiant de compléter les connaissances acquises dans le module de mécanique des sols I en S4. L'étudiant recevra un enseignement sur l'effet de l'eau et le calcul des tassements et la consolidation des sols. Il recevra, également les connaissances sur le comportement des sols sous l'effet de cisaillement.

Connaissances préalables recommandées

Mécanique des sols 1, RDM1.

Contenu de la matière :

Chapitre 1 : Hydraulique des sols (4 semaines)

Écoulement d'eau dans les sols : vitesse, gradient, débit, loi de Darcy, perméabilité, Réseaux d'écoulement : utilisation pour le calcul de la pression interstitielle et du débit-Forces d'écoulement : principe des contraintes effectives, Boussinesq, Renard

Chapitre 2 : Tassement et consolidation des sols (4 semaines)

Détermination des contraintes dues aux surcharges- Théorie de Boussinesq, Amplitude des tassements : Tassement instantané, tassement primaire et tassement secondaire, Compressibilité des sols- Caractéristiques de la courbe de compressibilité à partir d'essais de laboratoire, Théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi

Chapitre 3 : Résistance au cisaillement des sols (4 semaines)

Notion sur la plasticité des sols, courbe intrinsèque, Essais de cisaillement : essai cisaillement Direct à la boîte de Casagrande et essai triaxial et détermination de la cohésion et l'angle de frottement interne de sol, Comportement drainé et non drainé : distinction entre sols grenus et sols fins

Chapitre 4 : Reconnaissances de sols (4 semaines)

Contexte géologique ; Reconnaissance géophysique ; Reconnaissance géotechnique

Mode d'évaluation :

Contrôle continu: 40% ; Examen: 60%

Références bibliographiques

1. ALI BOUAFIA et MOUNA MIR ,2011, Introduction à la mécanique des sols ISBN ; 978-9947-850-71-8.
2. AMAR S., MAGNAN J.P., Essais de mécanique des sols en laboratoire et en place, Aide- mémoire, rapport LCPC.
3. Aide memoire de mecanique des sols : Publication de l'ENGREF
4. COSTET J.ET SANGLERAT G,1981, Cours pratique de Mécanique des sols, Dunod,Paris .
5. DTU 13.12
6. ENV 1997-3Eurocode 7 calcul géotechnique - Partie 3 : calcul sur la base d'essais en place
7. EUROCODE PR EN 1997-2 août 2001 calcul géotechnique - Partie 2 : calcul sur la base d'essais de laboratoire (P94-250-2PR août 2001).
8. Fascicule 62 titreV
9. FILLIATS G., 1981, La pratique des sols et des fondations, Editions du Moniteur
10. JEAN PIERRE MAGNAN, Essais oedometriques, Methodes d'essai LCPC N=°13, Laboratoire central des ponts et chaussées ,Paris, France.
11. J. COLLAS et M.HAVARD, 1983, Guide de géotechnique : Lexique et essais, Editions Eyrolles, 1983.
12. MUNIRAM BUDHU,2000,Soil mechanics and foundations, John Wiley&Sons
13. NOUREDDINE CHELGHOUM,2006, Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols, ISBN ; 9961-899-01-6
14. Philiponnat Gérard et Hubert Bertrand ,1998 ,Fondations et ouvrages en terre, éditions Eyrolles,Paris.
15. SCHLOSSER F., 1988, Éléments de mécanique des sols, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Chapitre I
Hydraulique des sols

1 Ecoulement d'eau dans les sols

L'eau dans le sol peut se présenter sous trois (03) formes différentes :

- ✓ L'eau de constitution
- ✓ L'eau lié ou eau adsorbée
- ✓ L'eau absorbée

2 Hypothèses de base

Pour étudier l'écoulement dans le sol nous admettons les hypothèses suivantes :

- L'eau interstitielle est incompressible
- La masse d'eau interstitielle est conservée
- Les contraintes totales σ et la contrainte effective σ' ainsi que la pression interstitielle U suit l'équation $\sigma = \sigma' + U$ (Terzaghi)

3 Propriétés de l'eau libre

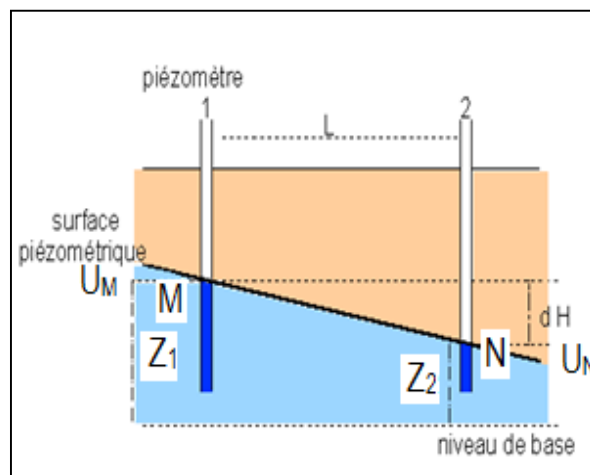


Figure 1. Ecoulement linéaire à travers un sol

Considérant un cylindre de sol de section S et supposant qu'il se produise un écoulement de M vers N .

U : la pression interstitielle du point

v : vitesse de l'eau

L : distance MN

Z : la cote altimétrique des points

3.1 La vitesse de l'eau dans le sol

Soit Q le débit s'écoulant à travers une section S . la vitesse apparente V de l'eau est par définition :

$$V = Q/S.$$

Cette définition bien que la plus utilisée, donne une vitesse fictive car en réalité l'eau ne

ne circule que dans les pores de surface $n.S$ (n étant la porosité du sol, d'une part et d'autre part, les trajectoires sont vraisemblablement tortueuses). On définit la vitesse moyenne V' par le rapport :

$$V' = Q/n.S.$$

3.2 Charge hydraulique

L'énergie totale d'un fluide en un point M est exprimée par sa charge hydraulique.

Energie totale (charge hydraulique) = Energie potentielle (hauteur d'eau et pression) + Energie cinétique (vitesse)

Comme en hydraulique, on utilise en mécanique des sols la notion de charge hydraulique h équivalente à l'énergie totale à une constante près.

En M, la charge hydraulique vaut :

$$h_M = Z_M + \frac{P_M}{\rho g} + \frac{V_M^2}{2g} \quad (1)$$

- V : Vitesse de l'eau.
- g : Accélération de la pesanteur
- u : Pression de l'eau
- z : Cote du point considéré par rapport à une surface de référence, peut être négatif ou positif

Pour les sols, « V » est très faible, on aura alors : $V^2/2g \rightarrow 0$

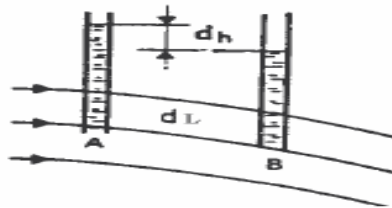
En M, la charge hydraulique, définie à une constante près, devient :

$$h_M = Z_M + \frac{u}{\gamma_w} \quad (2)$$

3.3 Le gradient hydraulique

$$i = \frac{dh}{dl} \quad (3)$$

$$i = \frac{h_A - h_B}{l} \quad (4)$$



Le gradient hydraulique représente la différence de niveaux piézométriques entre deux points :

$$\vec{i} = -\text{grad}(h) = \begin{pmatrix} -\frac{\partial h}{\partial x} \\ -\frac{\partial h}{\partial y} \\ -\frac{\partial h}{\partial z} \end{pmatrix} \quad (5)$$

Si \vec{i} est constant, l'écoulement est dit uniforme.

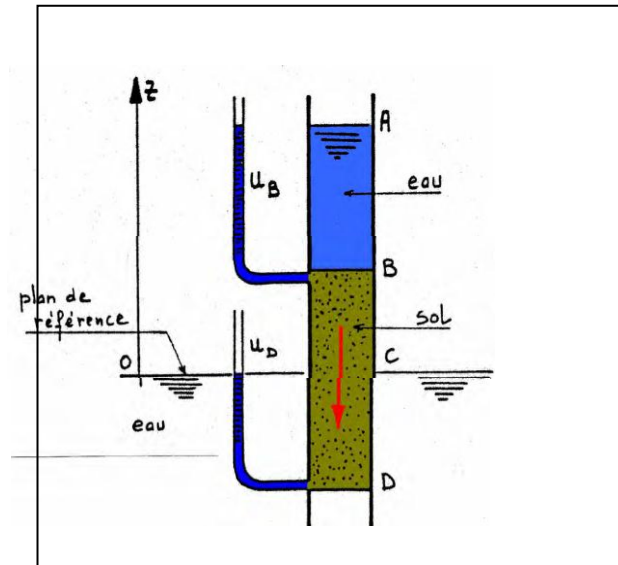


Figure 2 Exemple de calcul de gradient hydraulique

\vec{i} Représente la direction et l'intensité de l'écoulement (l'eau s'écoule des charges les plus élevées vers les charges les moins élevées).

Charge au point B
 $h_B = BC + AB = AC$

Charge au point D
 $h_D = -CD + CD = 0$

• Perte de charge

$\Delta h = h_B - h_D = AC$

• Gradient hydraulique

$i = \Delta h / \Delta L = AC / BD$

4 Loi de Darcy

Loi de **Darcy** est une loi fondamentale expérimentale

$$V = k \cdot i \quad (6)$$

- La loi de **Darcy** se vérifie en régime laminaire.
- Le **K** est appelé le coefficient de perméabilité de sol (m/s).
- L'équation de débit à travers une section **S** de sol :

$$V = \frac{Q}{S} = K \cdot i \quad (7)$$

$$Q = K \cdot i \cdot S \quad (8)$$

- La loi de **darcy** est valable si la vitesse de décharge n'est pas très grande donc :

$$1 < Re < 10 \quad Re = \frac{\rho \cdot V \cdot d}{\eta} \quad (9)$$

- ρ : masse volumique de liquide.
- V : vitesse d'écoulement.
- d : diamètre moyen des particules.
- η : viscosité du liquide.
- Re : nombre de Reynolds

5 Réseaux d'écoulement

5.1 Equipotentielles et lignes de courant

Les équipotentiels sont les lignes où la charge $h = \text{cte}$. Elles sont orthogonales aux lignes de courant.

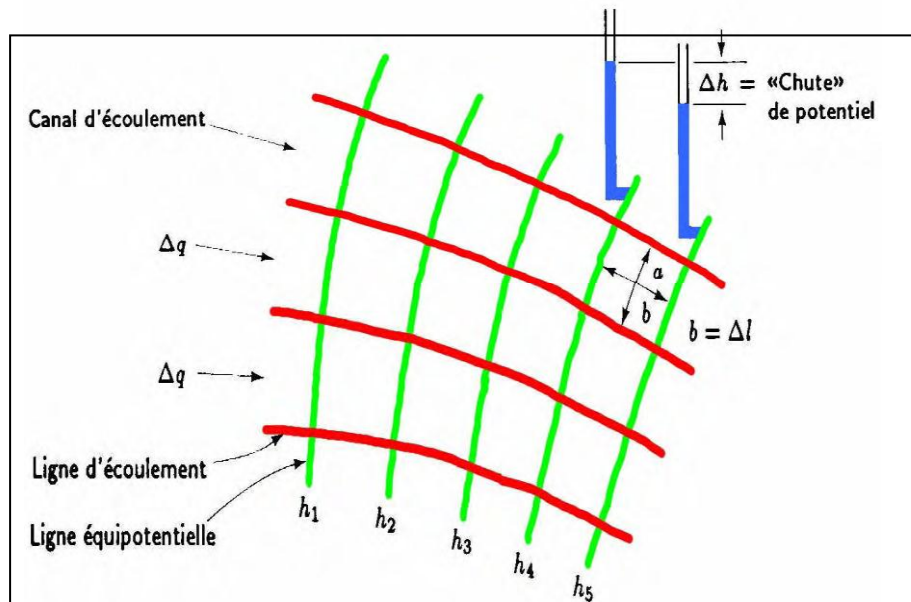


Figure 3 Lignes de courant et équipotentiels d'un écoulement

- **Lignes de courant** (ou d'écoulement) :

- Cheminement moyen d'une particule d'eau s'écoulant entre 2 points
- Vecteur vitesse tangent en chaque point de la ligne de courant.

- **Lignes équipotentiels**

- Ligne sur laquelle l'énergie disponible pour l'écoulement est la même → ligne où la charge est constante
- L'énergie perdue par l'eau est la même tout le long de cette ligne.
- Différence entre deux lignes → perte de charge Δh

Le réseau d'écoulement est formé par ces deux types de lignes :

- Orthogonal
- Quadrilatères curvilignes (formes aussi carrées que possible)

- **Deux lignes de courant : tube de courant**

- l'eau circule sans sortir
- débit constant et identique entre deux tubes

- **Deux lignes équipotentiellles**

- perte de charge constante

Chaque quadrilatère

- Subit la même perte de charge
- Est traversé par le même débit d'eau.

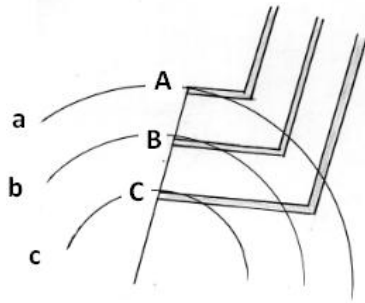


Figure 4 Plan de la même charge hydraulique

S'il y a un écoulement caractérisé par les lignes ou files d'eau, les points A, B et C perpendiculaire à ces lignes d'écoulements et sur le même plan en La même charge hydraulique.

*Ces surfaces portent le nom de surfaces **équipotentiellles**.

6 Coefficient de perméabilité

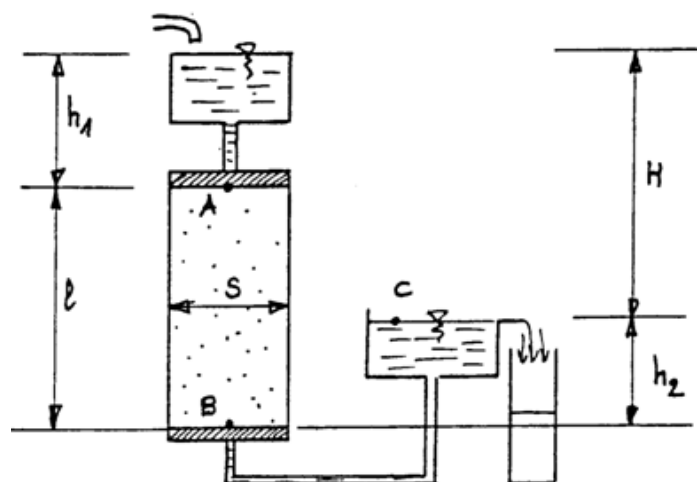


Figure 5 Le débit qui passe à travers un échantillon

L'expérience montre que le débit qui passe à travers un échantillon est donné

Par :
$$Q = K.S. \frac{h_1 - h_2}{L} \tag{10}$$

6.1 Détermination de la perméabilité au laboratoire

6.1.1 Perméabilité à une charge constante

Pour les sols de grande perméabilité : $k > 10^{-5}$ m/s sables

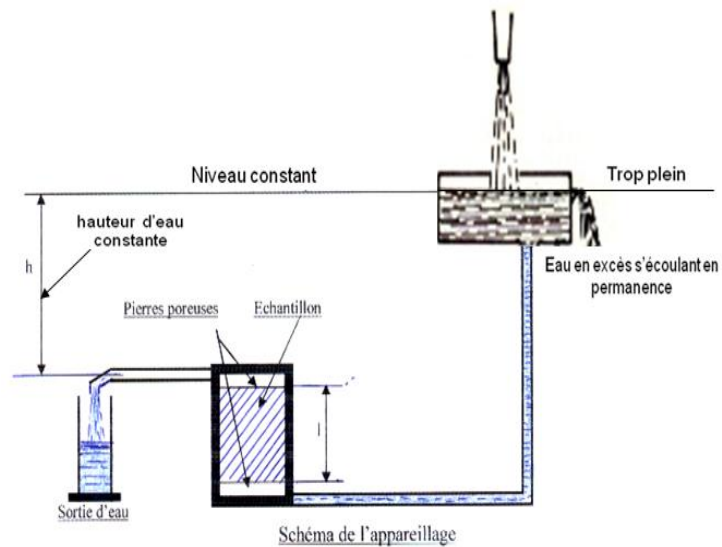


Figure 6 Perméabilité à une charge constante

$Q = K.S. \frac{\Delta h}{\Delta L}$ donc
$$K = \frac{L}{S.\Delta h} \times \frac{V}{T} \tag{11}$$

6.1.2 Perméabilité à une charge variable

pour les sols de faible perméabilité : $k < 10^{-5}$ m/s argiles

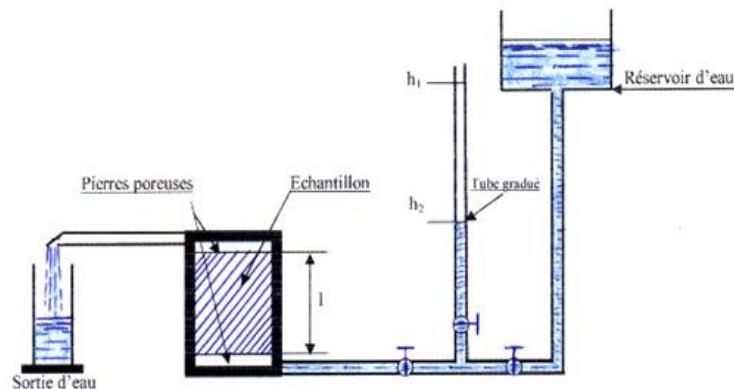


Figure 7 Perméabilité à une charge variable

$$K = 2,3 \cdot \frac{d^2}{D^2} \frac{L}{(t_2 - t_1)} \log\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (12)$$

d : diamètre de tube piézométrique.

D : diamètre de l'échantillon.

t₁ et t₂ : temps début et fin de l'essai.

1	Coefficient de perméabilité m/s (échelle logarithmique)											
	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹	
Propriétés relatives au drainage			Bon drainage				Faible drainage			Presque imperméable		
Types de sol	Graviers propres	Sables propres, mélanges de sables et de graviers propres			Sables très fins, silts organiques et inorganiques, mélanges de sables, de silt et d'argile, tills glaciaires, dépôts d'argile stratifiés, etc.			Sols « imperméables » comme les argiles homogènes sous la zone d'altération				

6.2 Mesure de la perméabilité in -situ

Plusieurs méthodes de mesure de perméabilité « in-situ ».

6.2.1 Coefficient de perméabilité moyenne verticale

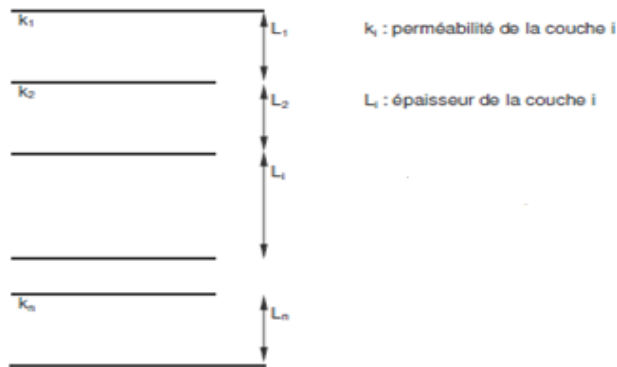
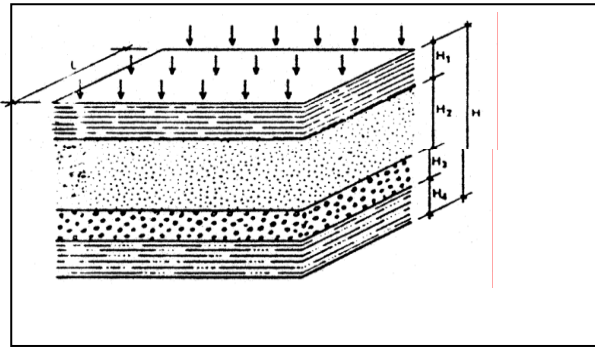


Figure 8 Perméabilité verticale moyenne des sols lités

$$Q_1 = K_1 \cdot i_1 \cdot l \quad ; \quad i_1 = \frac{h_1}{L_1} \quad \text{donc} \quad Q_1 = K_1 \cdot \frac{h_1}{L_1}$$

$$Q_2 = K_2 \cdot i_2 \cdot l \quad ; \quad i_2 = \frac{h_2}{L_2} \quad \text{donc} \quad Q_2 = K_2 \cdot \frac{h_2}{L_2}$$

Le principe de continuité exige que :

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q = K_V \left(\frac{h}{L_1 + L_2} \right)$$

Comme il n'existe pas de perte de charge

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$h_1 = \frac{L_1 \cdot Q_1}{K_1} \quad ; \quad h_2 = \frac{L_2 \cdot Q_2}{K_2} \quad ; \quad h = \frac{(L_1 + L_2) \cdot Q}{K_V} = h_1 + h_2$$

$$\text{D'où} \quad \frac{L_1 + L_2}{K_V} Q = \frac{L_1 \cdot Q_1}{K_1} + \frac{L_2 \cdot Q_2}{K_2} \quad (Q_1 = Q_2)$$

$$\frac{L_1 + L_2}{K_V} = \frac{L_1}{K_1} + \frac{L_2}{K_2}$$

$$K_V = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{K_i}} \quad (13)$$

6.2.2 Coefficient de perméabilité moyenne horizontale

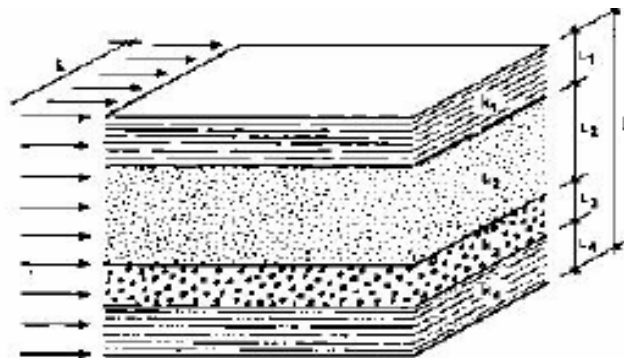


Figure 9 Perméabilité horizontale moyenne des sols lités

$$Q=Q_1+Q_2$$

$$Q_1=V.S= K_1.i_1.L_1.1$$

$$Q_2=K_2.i_2.L_2.1$$

Considérant un écoulement horizontal se produisant avec le même gradient hydraulique.

$$i_1=i_2$$

$$Q= K_1.i_1.L_1.1+ K_2.i_2.L_2.1$$

$$Q= i (K_1.L_1+ K_2.L_2)$$

Donc $Q= K_H.i (L_1+ L_2).1$

$$K_H.i (L_1+ L_2)=i (K_1.L_1+ K_2.L_2)$$

$$K_H= \frac{K_1.L_1+K_2.L_2}{L_1+ L_2}$$

D'où pour **n** couches

$$K_H = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot L_i}{\sum_{i=1}^n L_i} \tag{14}$$

7 Les équations de l'écoulement

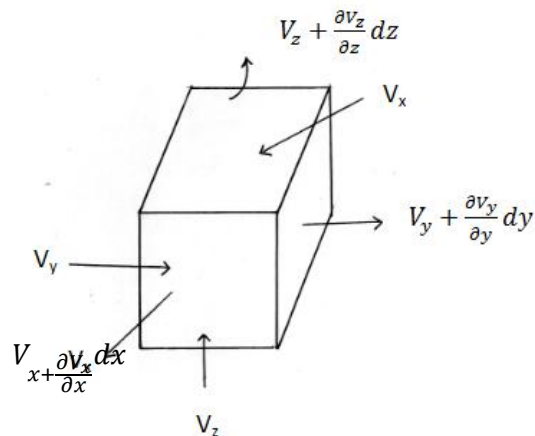


Figure 10 Le volume d'eau qui pénètre dans un cube

Le volume d'eau qui pénètre dans le cube est « le débit ».

$$V_x dy dz + V_y dx dz + V_z dx dy$$

Le volume qui sort est :

$$\left(V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx \right) dy dz + \left(V_y + \frac{\partial V_y}{\partial y} dy \right) dx dz + \left(V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz \right) dx dy$$

Comme l'écoulement est permanent on peut écrire la loi de conservation et on pourra dire que la variation du volume est nulle.

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (15)$$

On supposant : $K_x = K_y = K_z = K$ et on applique la loi de **darcy**

$$\begin{cases} V_x = K \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y = K \frac{\partial h}{\partial y} \\ V_z = K \frac{\partial h}{\partial z} \end{cases}$$

$$\implies \frac{\partial V_x}{\partial x} = \frac{K \partial^2 h}{\partial x^2} \quad ; \quad \frac{\partial V_y}{\partial y} = \frac{K \partial^2 h}{\partial y^2} \quad ; \quad \frac{\partial V_z}{\partial z} = \frac{K \partial^2 h}{\partial z^2}$$

Pour résoudre cette équation, on peut utiliser la méthode numérique, méthode analogique et la méthode graphique.

Rappel :

*On appelle lignes de courant le trajet de l'eau.

*On appelle lignes équipotentiels les courbes qui passent par les points de même potentiel « $h = \text{cte}$ ».

*Les lignes de courant et les lignes équipotentiels forment un réseau de courbe orthogonal.

8 Résolution de l'équation de Laplace par la méthode graphique

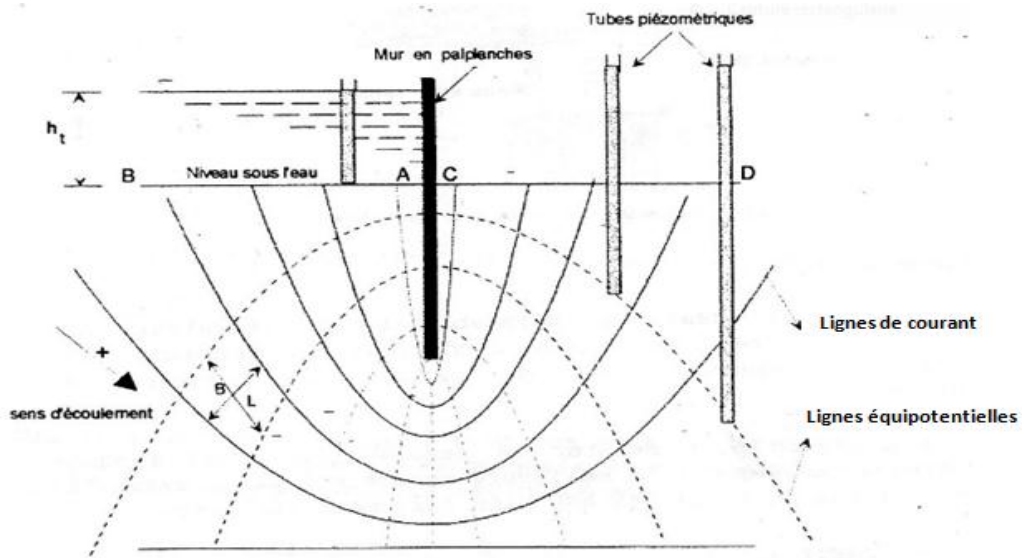


Figure 11 exemple de réseau d'écoulement

Soit une maille de l'échantillon de $a \times b$

Calcul de Q : $Q_A = K \cdot i_A \cdot a \cdot 1$

n_h : nombre d'intervalles séparent les lignes équipotentielles.

$$\Delta h = \frac{h}{n_h}$$

$$i = \frac{\Delta h}{b}$$

$$Q_A = K \cdot \frac{\Delta h}{b} \cdot a \cdot 1$$

$$Q_A = K \cdot \frac{h}{n_h \cdot b} \cdot a \cdot 1 \quad (a=b)$$

$$Q_A = K \cdot h \cdot \frac{n_c}{n_h} \tag{16}$$

K : coefficient de perméabilité.

h : charge totale.

n_h : nombre d'intervalles lignes équipotentielles.

n_c : nombre d'intervalles lignes de courant.

9 Formations de sables boullant et des renards

9.1 Sable boullant

Considérons deux récipients R_1 et R_2 reliés entre eux par un tube en caoutchouc

(voir la figure). Le premier R_1 est maintenu constamment plein d'eau et le

second R_2 est rempli de sable. Examinons l'écoulement de l'eau dans ce dispositif.

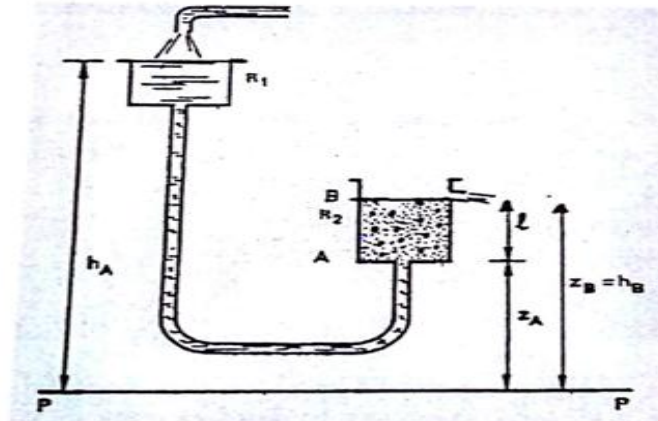


Figure 12 phénomène de boullance

Ramenons l'étude à un plan de référence horizontal PP. On a :

* Niveau piézométrique h_A en A : c'est le niveau de l'eau dans le récipient R_1 .

* Niveau piézométrique h_B en B : c'est le niveau de l'eau dans le récipient R_2 .

En désignant par Z_A et Z_B les cotes respectives de A et de B, on a comme niveau piézométrique :

$$\text{En A :} \quad h_A = Z_A + \frac{P_A}{\gamma_w}$$

$$\text{En B :} \quad h_B = Z_B + \frac{P_B}{\gamma_w}$$

Le gradient hydraulique i dans le récipient R_2 de longueur l est donc :

$$i = \frac{h_A - h_B}{l} = \frac{Z_A - Z_B}{l} + \frac{P_A - P_B}{l * \gamma_w} = -1 + \frac{P_A - P_B}{l * \gamma_w}$$

$$\text{D'où :} \quad P_A - P_B = l * \gamma_w (1 + i)$$

Supposons que l'on augmente le gradient i en soulevant progressivement le récipient R_1 . Il arrive un moment où la différence de pression ($P_A - P_B$) devient égale au poids du sable dans le récipient R_2 .

$$P_A - P_B = l * \gamma$$

Où γ est le poids volumique du sable saturé d'eau.

A partir de cet instant, le sable s'émulsionne dans l'eau qui entraîne dans son écoulement ascendant comme si tout l'ensemble avait une consistance liquide.

Cet état particulier est celui des sables boullants. Il se produit lorsque le gradient hydraulique prend une valeur critique i_c dite gradient de boullance qu'on peut évaluer à partir des relations précédentes :

$$P_A - P_B = l * \gamma_e (1 + i_c) = l * \gamma \quad G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

D'où :

$$i_c = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma}{\gamma_w} - \frac{G-1}{1+e} \quad (17)$$

Où $\frac{\gamma'}{\gamma}$ est la densité déjaugée du sable parfaitement saturé. Or, pour le sable $\gamma' \neq \gamma_w$; il en résulte que $i_c \neq 1$.

Ce même phénomène peut se produire dans la nature.

Imaginons un courant d'eau ascendant à travers une couche de sable fin. Si le courant est lent, autrement dit si le gradient hydraulique correspondant est faible, il n'y a pas entraînement d'éléments solides. Si le gradient hydraulique augmente pour une quelconque raison et atteint sa valeur critique, on voit que le courant d'eau soulève les grains de sable et le milieu perd toute consistance au chargement comme si il était liquéfié. On peut observer un tel phénomène le long des plages de sable soumises à de fortes marées. Il porte d'ailleurs, le nom de sable mouvant et est à l'origine de divers accidents d'enlèvement et de perte de portance des fondations. C'est le cas des sources côtières et de l'infiltration de l'eau à l'intérieur d'une enceinte étanche (rideau de palplanches, ...).

9.2 Renards

L'infiltration d'eau sous un ouvrage (barrage, construction, rideau de palplanches, ...). Peut provoquer un phénomène similaire au sable bouillant quand le gradient hydraulique observée atteint une certaine valeur critique. Au départ, on assiste à une augmentation de la vitesse d'écoulement avec un entraînement progressif des éléments fins du sol et très rapidement, un entraînement générale des divers matériaux constituant le milieu. Il se forme alors une voie de circulation d'eau privilégiée à travers laquelle la venue d'eau prend rapidement une allure catastrophique et qu'on désigne par renard. Celui-ci est donc caractérisé par la rapidité de sa formation qui peut être l'origine de désordres importants pour tous les ouvrages situés à proximité (rupture de barrages, fissurations de bâtiments, renversement ...).

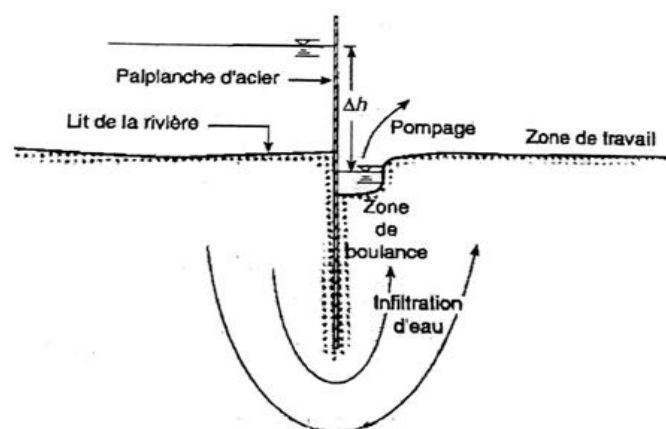


Figure 13 Renard d'eau de palplanche et bouillonnement de sol

A noter :

Il faut donc que le gradient observé (**i**) reste inférieur au gradient critique **i_c**. En pratique, on recommande d'appliquer un facteur de sécurité **F_s** au moins égale à 3 :

$$F_s = \frac{i_c}{i} \geq 3 \tag{18}$$

9.2.1 Dispositions constructives pour prévenir les renards :

On peut envisager diverses mesures pour réduire les risques de formation d'un renard. Notamment :

*Diminuer la valeur du gradient hydraulique (donner aux palplanches « voir la fig », une fiche suffisante dans le sol ; prévoir un tapis imperméable du côté amont d'un barrage en terre,...).

*Charger le sol ou Emerge l'infiltration derrière l'ouvrage avec un matériau pouvant jouer le rôle de filtre et en choisissant judicieusement sa granulométrie. On empêche ainsi l'entraînement des éléments fins de sol. Les deux conditions à remplir sont donc :

$$4,5.d_{15}(\text{terrain}) \leq d_{15}(\text{filtre}) \leq 4,5.d_{85}(\text{terrain})$$

Conditions de perméabilité
condition de filtre

*Enfoncer des piézomètres de décharge comportant des crépines à leur pointe dans le sol ou il y a risque d'apparition d'un renard.

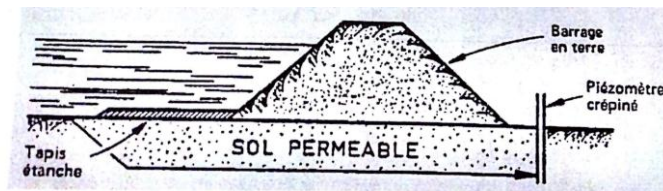


Fig. Exemple de dispositif anti-renard
Cas d'un barrage en terre.*

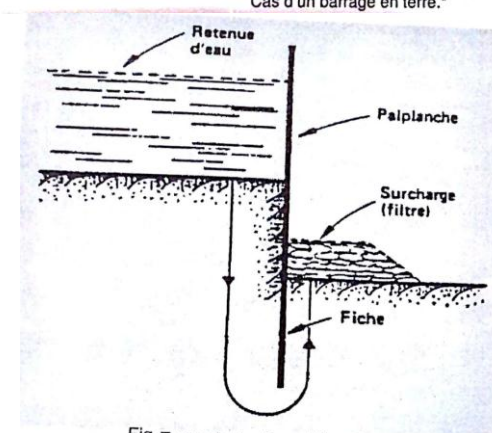
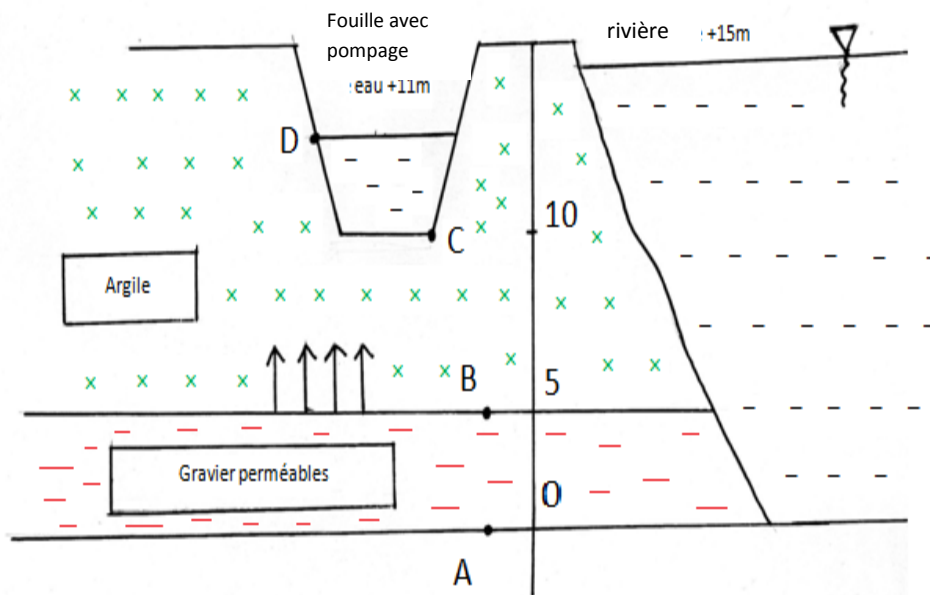


Fig. Exemple de dispositif anti-renard
Cas d'un rideau de palplanches.

Figure 14 Exemple de dispositif anti-renard cas d'un rideau de palplanches

Exercice d'application 1:

- Calculer la perte de charge à travers l'argile dans l'écoulement permanent ascendant.

**Solution exercice d'application :**

$$h_A = \frac{U_B}{\gamma_w} + Z_B \quad \text{avec } U = \gamma_w * h$$

$$h_A = \frac{10 * \gamma_w}{\gamma_w} + 5 = 15$$

$$h_C = \frac{U_C}{\gamma_w} + Z_C = (11 - 10) + 10 = 11 \text{ m}$$

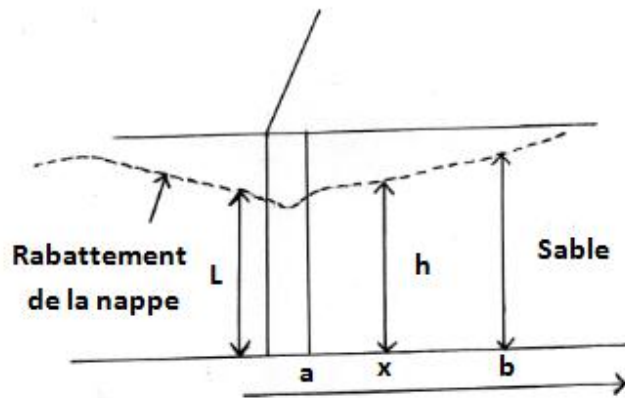
$$\Delta h = h_C - h_B = 11 - 15 = -4 \text{ m}$$

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L} = \frac{11 - 15}{10 - 5} = -0.8$$

Exercice d'application 2 :

On recherche le débit Q par mètre de longueur de tranchée pour descendre le niveau de la nappe à proximité de la tranchée à une cote L en régime permanent.

On supposera l'écoulement horizontal.



Le débit : $Q = V \cdot S = V (2h \cdot 1)$

$$= 2 \cdot V \cdot h$$

$$= 2(K \cdot i) \cdot h$$

$$= 2K \left(\frac{dh}{dx} \right) \cdot h$$

$$Q = k \cdot 2h \cdot \frac{dh}{dx}$$

$$Q = K \cdot \frac{h_1^2 - h_2^2}{x_1 - x_2}$$

Chapitre II
Tassement et consolidation

1 Généralité

Une fondation, un remblai, un barrage ou un mur de soutènement exerce sur le sol une charge qui produit des déplacements.

Un sol est dit compressible si son volume change. La compressibilité d'un sol peut résulter de trois (03) phénomènes :

- Compression de squelette solide.
- Compression de l'eau et de l'air qui remplis les vides.
- Evacuation de l'eau contenue dans les vides.

*On appelle tassement la déformation verticale d'un sol soumise à des charges extérieures.

*On appelle consolidation le phénomène de réduction du volume d'une couche de sol saturée par évacuation graduelle de l'eau sous l'effet d'une contrainte normale.

2 Calcul des contraintes au sein d'un massif

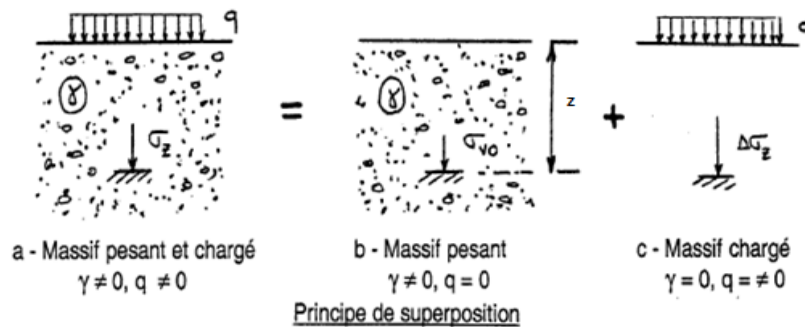


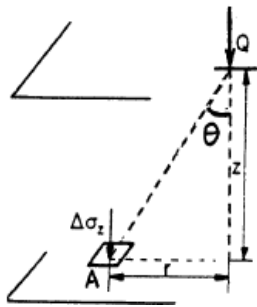
Figure1. Contraintes au sein d'un massif

$$\sigma_z = \gamma_z + \Delta\sigma_z \quad (1)$$

* γ_h ou γ_z est la contrainte due au poids propre de milieu à la profondeur Z .

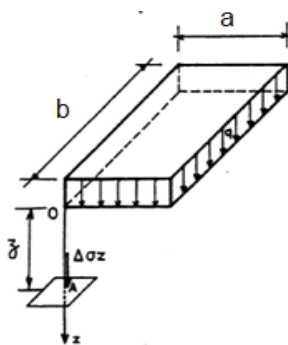
* $\Delta\sigma_z$: l'augmentation des contraintes due à la surcharge à la profondeur Z .

2.1 Cas d'une charge ponctuelle



$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \tag{2}$$

2.2 Cas d'une charge rectangulaire:



$$\Delta\sigma_z = K \cdot q \quad ; \quad q \text{ [KN/m}^2\text{]} \tag{3}$$

K (m,n) ⇒ abaque

$$\begin{cases} m = \frac{a}{z} \\ n = \frac{b}{z} \end{cases}$$

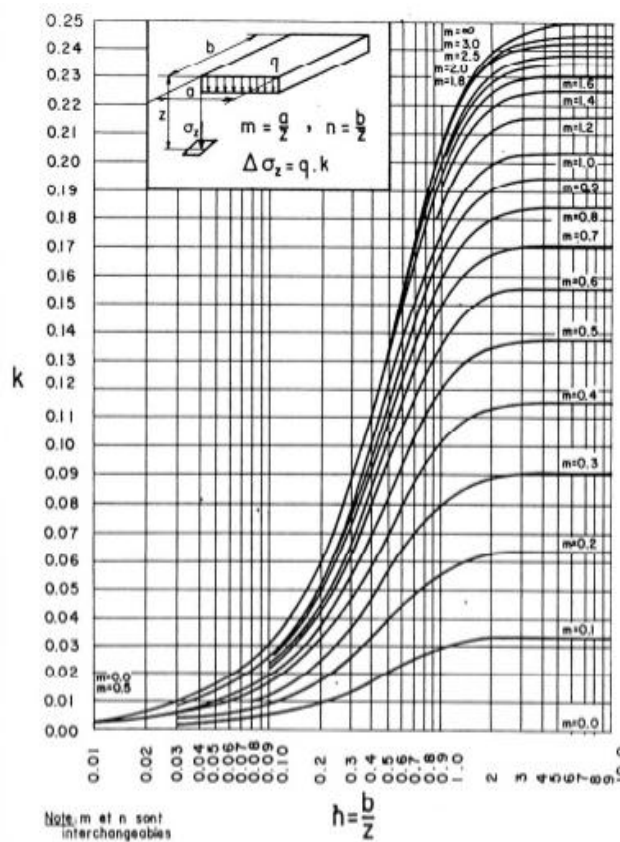
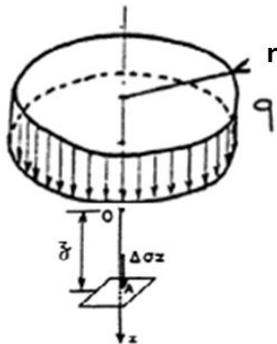


Figure2. Abaque Cas d'une charge rectangulaire

2.3 Cas d'une charge circulaire



$$\Delta\sigma_z = J \cdot q$$

$$J = 1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{3/2}} \tag{4}$$

Ou $J = f\left(\frac{r}{z}\right) \implies$ abaque

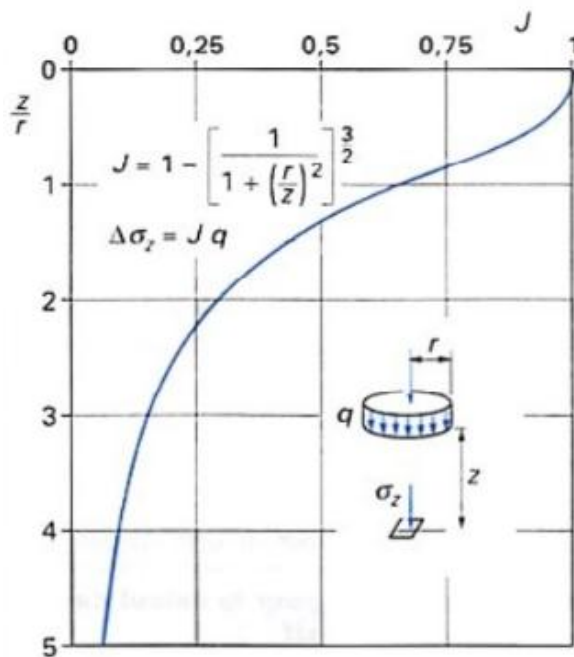
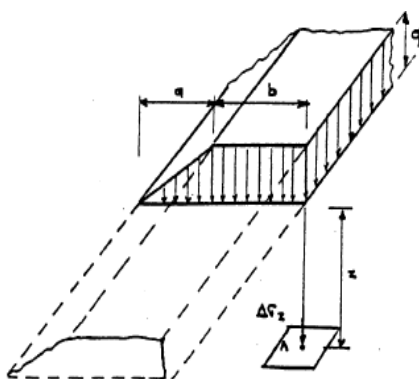


Figure3. Abaque Cas d'une charge circulaire

2.4 Charge en remblai



$$\Delta\sigma_z = I \cdot q \tag{5}$$

$$I = \left(\frac{a}{z}, \frac{b}{z}\right)$$

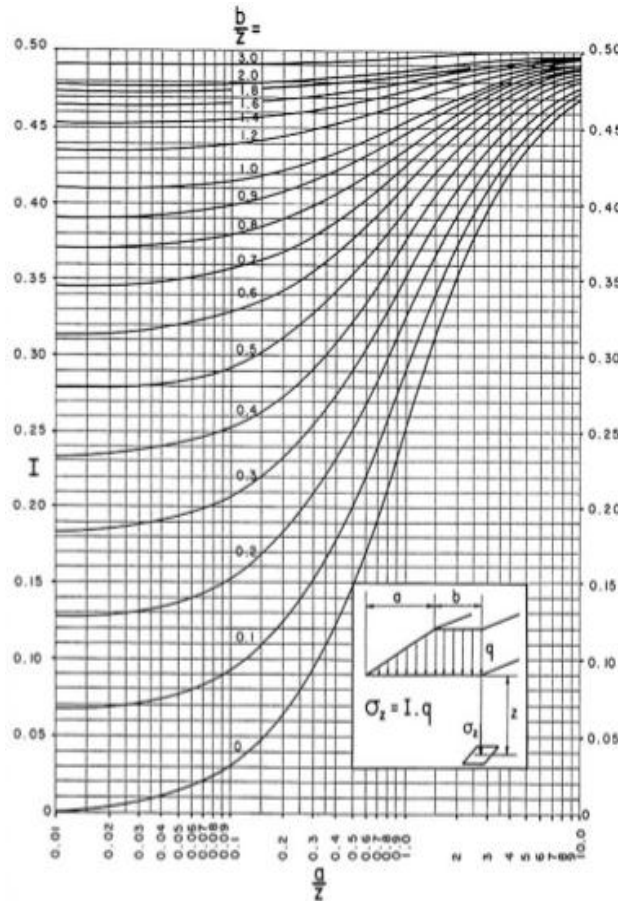
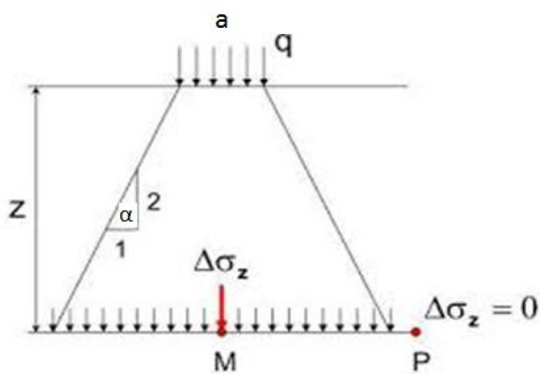


Figure 4. Abaque Cas d'une charge en remblai

2.5 Diffusion simplifiée des contraintes cas des semelles continues



$$(\Delta\sigma_z)_M = q \frac{a}{a + 2z \cdot \text{tg}\alpha} \tag{6}$$

lorsqu'on cherche une valeur approximative des tassements et des contraintes, on peut se compter de la diffusion simplifiée des contraintes avec la profondeur limitée par des droites qui font un angle α avec la verticale.

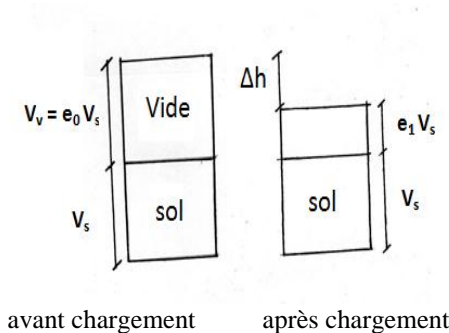
3 Le tassement

Le tassement des sols est du à la diminution des volumes des vides ,le tassement est loin d'être instantané c'est pourquoi on introduit la notion du temps surtout dans les sols fin saturés . L'application du système de charge crée une pression supplémentaire (surpression) σ_c , au moment de la mise en charge ($t=0$) cette pression est reprise intégralement par l'eau, sous l'action de cette surpression une partie de l'eau s'échappe de la couche compressible permutant ainsi un tassement, la surpression diminue dans l'eau et la différence ($\sigma_c -U$) est supportée par les grains, le phénomène est poursuis jusqu'à U devient nul, La pression σ_c est alors entièrement supporter par le squelette granulaire.

Récapitulatif du phénomène de tassement :

Temps	$t=0$	$t=t_1$	$t=t_{100}$	$t=\infty$
Tassement	0	Δh_1	Δh_{100}	Δh_{final}
U	$\sigma=p/s$	$U \searrow$	0	0
σ'	0	$\sigma'-U$	$\sigma'=\sigma$	$\sigma'=\sigma$

3.1 Calcul de tassement :



$V_s = 1$; $V_v = e_0$; $h = 1 + e_0$;

$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$ donc $\Delta h = \frac{h_0 \Delta e}{1 + e_0}$

$Cc = - \frac{\Delta e}{\Delta \log_{10} \sigma'} \rightarrow \Delta e = -Cc \Delta \log_{10} \sigma'$

$\Delta h = - h \frac{Cc \Delta \log_{10} \sigma'}{1 + e_0}$

$\rightarrow \Delta \log_{10} \sigma' = \log (\sigma' + \Delta \sigma') - \log \sigma'$

La variation de volume donne :

$\Delta V = (V_s + e_0 V_s) - (V_s + e_1 V_s)$

$= V_s (e_0 - e_1) = V_s \Delta e$

on divise par $V_0 = V_s (1 + e_0)$

$$\frac{\Delta V}{V_s(1+e_0)} = \frac{V_s \Delta e}{V_s(1+e_0)} = \frac{\Delta e}{(1+e_0)} = \frac{\Delta h}{h_0}$$

Pour un volume unitaire du solide $V_s=1$; $V_v = e_0$

$$\Delta h = -h_0 \frac{C_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'+\Delta\sigma'}{\sigma'}\right) \frac{C_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'+\Delta\sigma'}{\sigma'}\right) \quad (7)$$

Δh = tassement

h_0 = hauteur de la couche

C_c =coefficient de skempton

σ' = contrainte effective

$\Delta\sigma'$ = augmentation des contraintes du au surcharge

4 Théorie de la consolidation

4.1 Analogie mécanique

Considérant un cylindre rempli d'eau sous un piston muni d'un petit orifice et reposant sur un ressort R qui prend appui sur le fond de cylindre. Exerçant maintenant une force N sur le piston, cette charge est tout d'abord prise en compte par l'eau. Cette dernière s'évacue lentement par l'ouverture d'eau. Le ressort est comprimé progressivement et il arrive un moment où ce ressort équilibre la force N .

L'eau est à nouveau à la pression atmosphérique et son évacuation s'arrête. Le système prend ainsi son équilibre final.

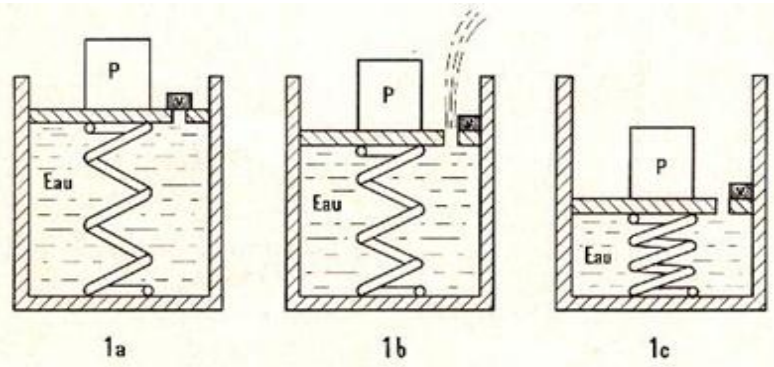


Figure5. Processus de consolidation

L'abaissement de piston à la fin de la consolidation primaire correspond au tassement primaire.

L'expérience montre que le sol contenu à tassé et cette nouvelle phase s'appelle « **consolidation secondaire** ».

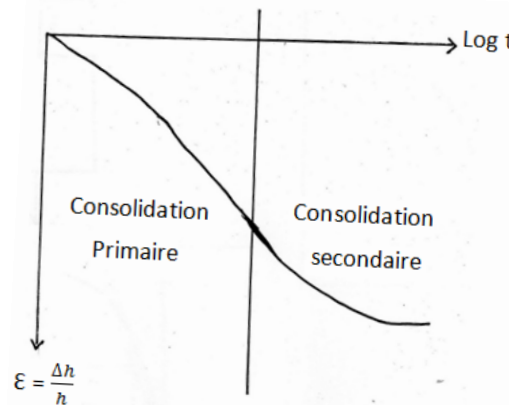


Figure 6. Consolidation primaire et consolidation secondaire

4.2 Oedomètre de Terzaghi

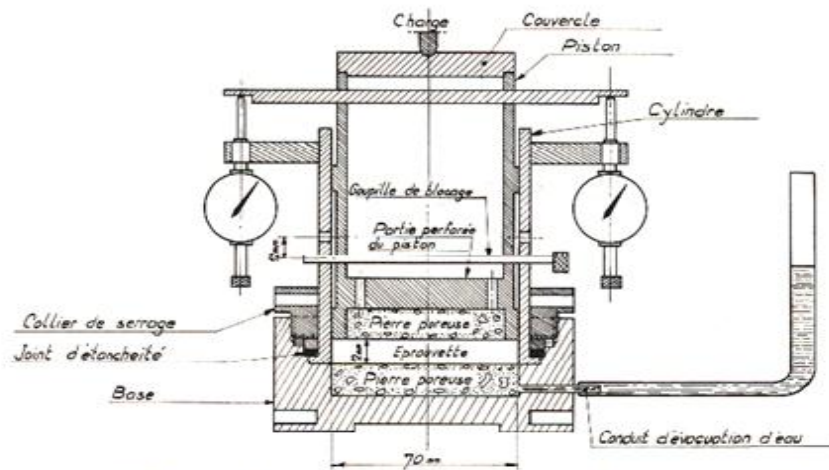


Figure 7. Coupe schématisée du moule oedométrique de Terzaghi

Conditions d'essai :

- Frettage latéral
- Saturation de l'échantillon

-Drainage vertical

On soumet l'échantillon de dimension $\Phi=7$ cm, $H=2,4$ cm à une pression $P_1=0,5$ bars et on lit le déplacement après 15s, 30s, 1', 2', 4', 8', 15', 30', 1h, 2h, 4h, 8h, 16h, 24h. On répète la même opération pour 1bars, 2bars, 4bars, 8bars, 16bars. Pendant la même durée toutes en lisant les déplacements puis on fait le schéma inverse, on décharge l'échantillon de 16 bars, 8bars,....0.5 bars et on obtient les courbes $\sigma=f$ (**déplacement**).

On remarque que le matériau ne suit pas la loi de Hooke $\sigma=E.\epsilon$ mais on définit un module de déformation quant appelle « **module oedométrique** ».

$$E' = - \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta h}{h}} \tag{8}$$

La différence entre E et E' c'est que E' n'est pas constant, il peut varier avec la variation des contraintes.

4.3 Courbe de compressibilité

La courbe de compressibilité est la courbe $e - \log \sigma'$, e étant l'indice des vides de l'échantillon correspondant à la pression effective σ' , donc après consolidation.

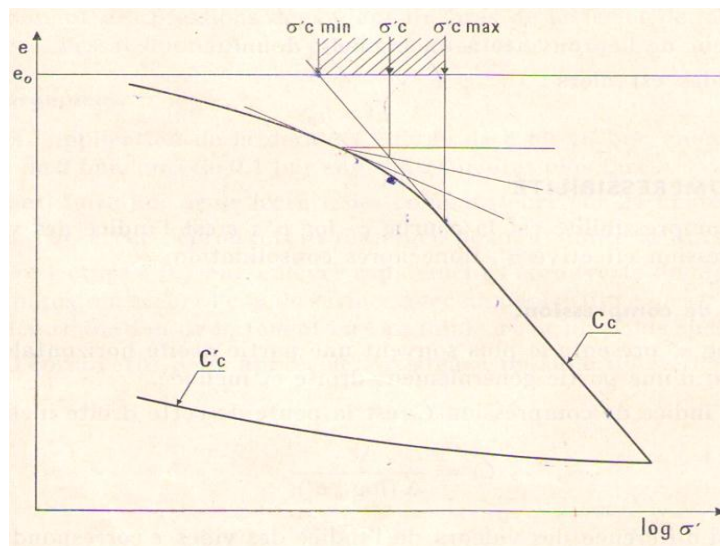


Figure 8. Courbe de compressibilité et construction de σ'_c

4.4 Indice de compression

La courbe $e - \log \sigma'$ présente le plus souvent une partie droite horizontale suivie d'une partie courbe, puis à nouveau d'une partie généralement droite et inclinée (figure 8).

Par définition, l'indice de compression C_c est la pente de cette droite inclinée.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta(\log_{10} \sigma')} \tag{9}$$

A partir de cette équation on déduit :

$$e_1 - e_0 = C_c [\log(\sigma' + \Delta\sigma') - \log \sigma']$$

$$= - C_c \left[\log \left(\frac{\sigma' + \Delta\sigma'}{\sigma'} \right) \right]$$

$$= - C_c \left[\log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'} \right) \right]$$

$$\text{donc} \quad e_1 = e_0 - C_c \log \left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'} \right) \quad (10)$$

e_0 , $\log \sigma'$: caractérisent l'état initial.

e_1 : indice des vides après chargement c'est-à-dire sol soumis à $\sigma' + \Delta\sigma'$

La hauteur de solide équivalente ou hauteur des pleins est la quantité, constante au cours de l'essai :

$$h_p = \frac{W_s}{\gamma_s S} \quad (11)$$

Où

W_s = Poids sec du solide, obtenu par pesée de l'éprouvette après passage à l'étuve

S = Surface du moule.

γ_s = Poids spécifique des grains solides, pris égal à 2,65 g/cm³ ou mesuré expérimentalement dans les cas particuliers.

Soit h , la hauteur de l'éprouvette à un moment donné. L'indice des vides est alors :

$$e = \frac{h - h_p}{h_p} \quad (12)$$

On peut estimer le C_c par la formule empirique Skempton « $C_c = 0.009 (w_L - 10)$ ».

$0,01 < C_c \leq 0,1$ Sable

$0,1 < C_c \leq 0,25$ Argile raide

$0,25 < C_c \leq 0,8$ Argile moyenne

$0,8 < C_c \leq 2,5$ Montmorillonite

4.5 Pression de préconsolidation

La pression de préconsolidation σ'_c est la plus grande pression effective à laquelle a été soumis l'échantillon de sol au cours de son histoire. Si σ'_c correspond à la pression effective σ'_0 supportée par le sol en place, le sol est normalement **consolidé**. Un sol est **surconsolidé** si σ'_c est supérieure à σ'_0 et **sous-consolidé** si σ'_c est inférieure à σ'_0 .

σ'_c est estimée de la manière suivante :

- Une valeur minimale $\sigma'_c \text{ min}$ est obtenue en prenant la valeur de la pression correspondant à l'intersection de l'horizontale passant par e_0 et de la partie droite la plus inclinée.
- Une valeur maximale $\sigma'_c \text{ max}$ correspond au point séparant la partie courbe de la partie droite inclinée.
- La pression de préconsolidation σ'_c se trouve à l'intérieur de cette plage.
- Enfin, une valeur probable de σ'_c est obtenue avec la construction dite de **Casagrande**. Du point de courbure maximale de la courbe $e - \log \sigma'$, on trace la bissectrice de l'angle formé par la tangente à la courbe et l'horizontale. Cette bissectrice coupe la partie droite de la courbe en un point où la pression est σ'_c .

La Contrainte de préconsolidation σ'_c C'est une valeur pour laquelle la déformation augmente rapidement avec la contrainte.

Après la pression de consolidation les variations de « e » sont proportionnelle au variation de $\log_{10} \sigma'$.

Dans cette partie le coefficient de prportionallité est appelé « **indice de compression** » .

$\sigma'_c > \sigma_0$ **sol sur consolidé**

$\sigma'_c < \sigma_0$ **sol sous-consolidé**

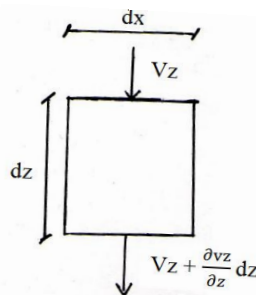
$\sigma'_c = \sigma_0$ **normalement consolidé**

4.6 Estimation du coefficient de consolidation C_v

4.6.1 Démonstration de la formule de C_v

Pour appliquer la théorie de consolidation on admet les hypothèses suivantes :

- Sol homogène et saturé
- Les grains solides et l'eau sont incompressibles pour dire que la surpression extérieure soit soumise directement à l'eau puis aux grains.
- Compression et écoulement unidimensionnelles.
- Validité de la loi de **Darcy**
- Relation linéaire entre σ' et e .
- Contrainte totale invariable dans le temps.



-Le volume entrant : $v_z \cdot dx \cdot 1$

-Le volume sortant : $(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) dx.1$

-La variation est : $\frac{\partial v_z}{\partial z} dz. dx$

Loi de darcy $V = ki = k \frac{\partial h}{\partial z}$

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}$$

Donc $\partial v = k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz. dx \dots\dots\dots(1)$

$$e = \frac{V_v}{V_s} \rightarrow 1+e = 1 + \frac{V_v}{V_s}$$

$$= \frac{V_s + V_v}{V_s} = \frac{v}{V_s}$$

$$1+e = \frac{dx.dz.1}{V_s} \rightarrow V_s = \frac{dx.dz}{1+e}$$

$$V_v = e. V_s = \frac{e}{1+e} dx. dz$$

$$dv_v = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} dx. dz \right) \text{ vue la variation de volume dans le temps.}$$

$$\partial v = \frac{dx.dz}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \dots\dots\dots(2)$$

(1) et (2) donne $k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz. dx = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} dz. dx$

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \dots\dots(3)$$

Or $h = u + \frac{\gamma_w}{z}$ (équation de Bernoulli)

$$\frac{\partial h}{\partial z} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} + 1$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 u}{\gamma_w \cdot \partial z^2}$$

(3) $\rightarrow \frac{k \partial^2 h}{\gamma_w \cdot \partial z^2} = \frac{1}{1+e} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \dots\dots\dots(4)$

D'après l'hypothèse (e) $de = - a_v d\sigma'_v$

(4) $\rightarrow \frac{-1}{1+e} \frac{a_v d\sigma'_v}{\partial t} = \frac{k \partial^2 u}{\gamma_w \cdot \partial z^2}$

$$\frac{k(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \dots\dots\dots (5)$$

Hypothèse (f) : $\sigma = \sigma' + u$ c'est-à-dire $d\sigma = d\sigma' + du=0$

$$d\sigma' = du$$

$$(5) \rightarrow \left[\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \right] \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Posons $E' = \frac{1+e}{a_v}$

$$\frac{c_v \partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \dots\dots\dots (6)$$

Donc

$$c_v = \frac{k E'}{\gamma_w} \tag{13}$$

c_v : coefficient de consolidation cm^2/s

K : perméabilité

E' : module oedométrique

γ_w : poids volumique de l'eau

4.6.2 Méthodes de construction

Méthode de la racine carrée

On trace, pour une charge donnée, la courbe des lectures au comparateur en fonction de la racine carrée du temps.

La partie droite de la courbe coupe l'axe des ordonnées en un point d_c qui est le zéro corrigé. De ce point, on trace une droite de pente 1,15 fois celle de la partie droite de la courbe. L'intersection avec la courbe donne le point correspondant à 90 % de consolidation primaire (**figure 9**).

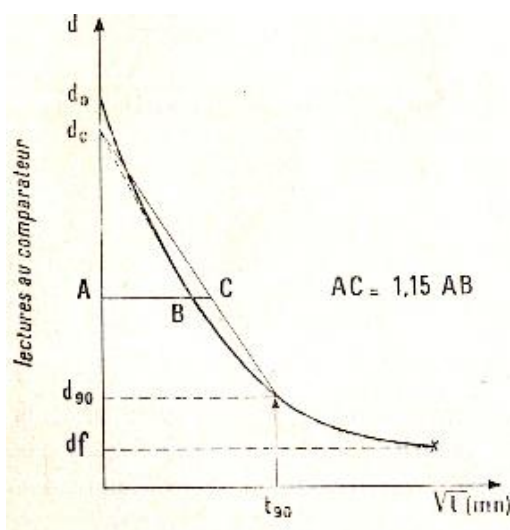


Figure 9. Méthode de la racine carrée

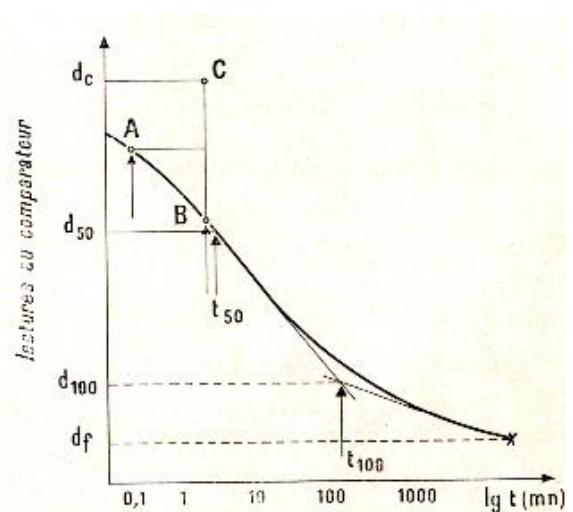


Figure 10. Méthode du logarithme

Méthode du logarithme

On trace, pour une charge donnée, la courbe des lectures au comparateur en fonction du logarithme du temps. Les deux portions sensiblement droites de la courbe donnent d_{100} . Pour obtenir le zéro corrigé d_c , on prend un point **A** sur la courbe au voisinage de 0,1 mn (temps t_A), un point **B** correspondant à $4t_A$ et on reporte à partir de **B** deux fois la distance verticale entre **A** et **B**.

La lecture correspondant à 50 % de consolidation est à mi-distance entre d_c et d_{100} (figure 10).

4.6.3 Calcul du Coefficient de consolidation

Le coefficient de consolidation C_v est un facteur qui apparaît dans la théorie de consolidation et qui permet de relier le temps de tassement à l'épaisseur de la couche de sol intéressé.

Il est défini par :

$$C_v = \frac{T_v \cdot h^2}{4 t}$$

$T_v =$ Facteur temps.
 $t =$ Temps nécessaire pour obtenir un pourcentage donné de consolidation primaire.

T_v varie avec le pourcentage de consolidation.

Le coefficient de consolidation est obtenu, pour une charge donnée :

Par la méthode de la racine carrée :

$$C_v = \frac{0,848 h^2/4}{T_{90}}$$

0,848 = T_{90} % (facteur temps correspondant à 90 % de consolidation).

Par la méthode du logarithme :

$$C_v = \frac{0,197 h^2/4}{T_{50}}$$

0,197 = T_{50} % (facteur temps correspondant à 50 % de consolidation).

On peut estimer le pourcentage de tassement par :

$$U = 100 \sqrt[6]{\frac{(T_v)^3}{(T_v)^3 + 0.5}} \quad C_v = \frac{T_v H^2}{t} \quad (14)$$

U : degré de consolidation

T_v : facteur temps

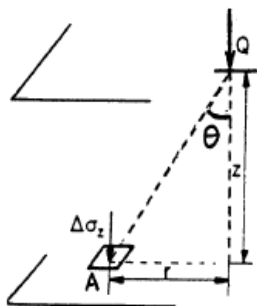
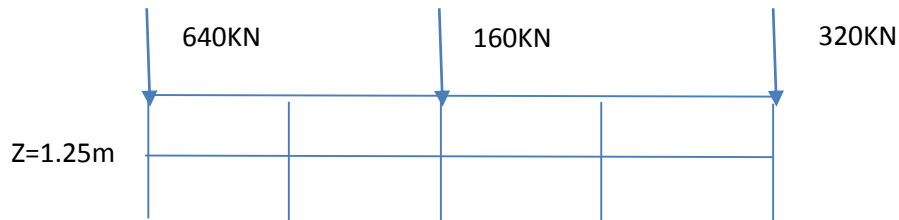
H : hauteur de la couche

Tableau donnant les valeurs du degré de consolidation U f(T_v) :

U%	T _v	U%	T _v
10	0,008	60	0,283
20	0,031	70	0,403
30	0,071	80	0,567
40	0,126	90	0,848
50	0,197	100	∞

Execice :

Les forces suinantes 640KN, 160KN, 320KN appliquées à des endroits distants de 2m et situés sur une même droite. Calculer les contraintes résultantes développées par ces forces sur un plan situé à 1.25m de profondeur.



$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + Z^2)^{5/2}} = \frac{Q \cdot I_B}{Z^2}$$

$$I_B = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[1 + (\frac{r}{Z})^2]^{5/2}}$$

r/z	0/1.25=0	1/1.25=0.8	2/1.25=1.6	3/1.25=2.4	4/1.25=3.2
I _B	0.477	0.138	0.020	0.004	0.005

Chapitre III
Résistance au cisaillement

1 Comportement élastoplastique des sols

Dans ce chapitre nous traitons le comportement des sols à l'état d'écoulement plastique ou à l'état de rupture. La loi de Hooke n'est plus valable, on utilise alors une nouvelle loi appelée :

Critère d'écoulement plastique qui représente la frontière du domaine d'élasticité.

Critère de rupture représenté par la courbe intrinsèque qui est l'enveloppe des cercles de Mohr correspondant à la rupture.

Au moment de la rupture d'un sol, il y'a glissement entre les particules solides. D'où' le terme de résistance au cisaillement.

2 Représentation de Mohr

Si On prend une masse de sol soumise à l'action des forces, qui agissent dans un plan (xy), à l'équilibre les forces sont projetées en composantes normale et tangentielle (fig1)

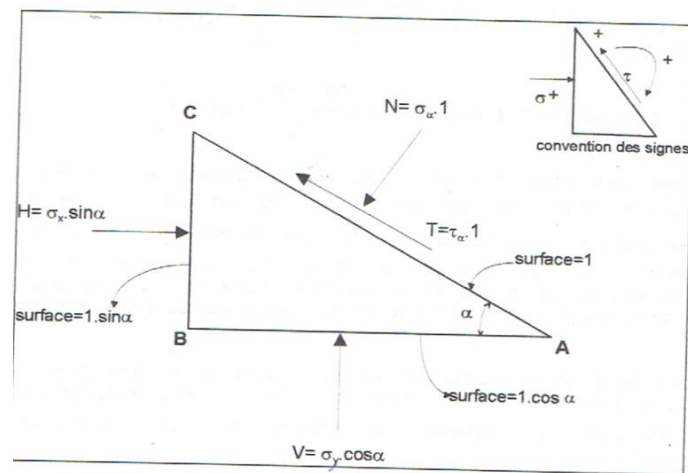
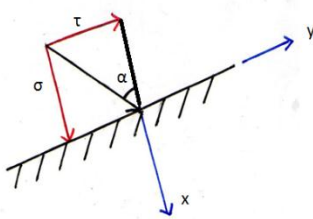


Figure1. Etat de contrainte sur une facette

$$\sum F_h = H - T \cos \alpha - N \sin \alpha = 0 \tag{1}$$

$$\sum F_v = V + T \sin \alpha - N \cos \alpha = 0 \tag{2}$$

Convention de signes en MDS :



Compression $\sigma > 0$ Traction $\sigma < 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\tau}{\sigma} \quad -\frac{\pi}{2} \leq \alpha \leq \frac{\pi}{2}$$

$\tau > 0$ (τ, σ) et dans le sens trigonométrique.

La résolution des équations 1,2 permet de calculer les contraintes normales et tangentielles

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\alpha \quad (3)$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha \quad (4)$$

Si $\alpha=0 \rightarrow \tau = 0$ (contrainte tangentielle) \rightarrow facette principal

Sur une facette principale les contraintes sont principales.

Les directions principales sont les directions des contraintes principales

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (5)$$

$$\tau_{\alpha} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad (6)$$

3 Courbe intrinsèque

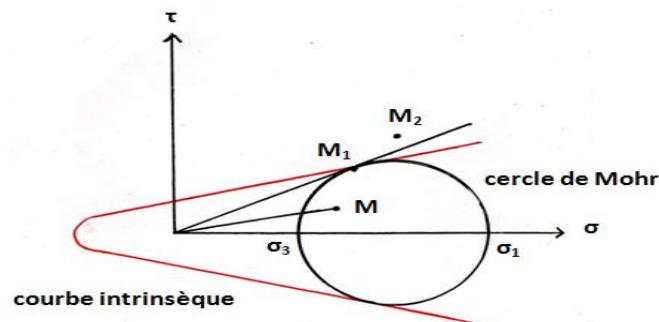


Figure2. Types d'équilibres dans le sol

M : équilibre sur abondant

M₁ : équilibre limite

M₂ : équilibre plastique

4 Comportement à long terme et à court terme

La disparation de la pression interstitielle dépend de la perméabilité de sol

* Le comportement à long terme d'un sol fin lorsque la suppression interstitielle est complètement dissipé (étude en contraintes effectives).

* Le comportement à court terme d'un sol fin lorsque la suppression interstitielle n'est pas dissipé (étude en contraintes totales).

5 Appareil de mesure de cisaillement dans le laboratoire

5.1 Boite de cisaillement rectiligne à la boite de casagrande

L'essai fournit des paramètres de résistance de cisaillement rectiligne il s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boite de cisaillement constituée de deux demi-boite on leur séparation constituée un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

Il consiste à :

- Appliquer sur la face supérieure d'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai.
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boites l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif a vitesse constante.

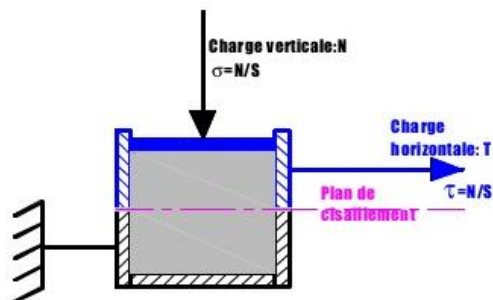


Figure 3 boite de cisaillement

5.1.1 Boite à déformation contrôlée

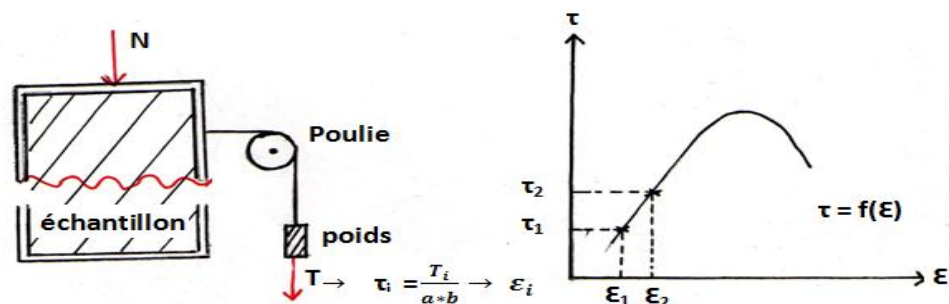


Figure4. Cisaillement à déformation contrôlée

5.1.2 Boite à contrainte contrôlée :

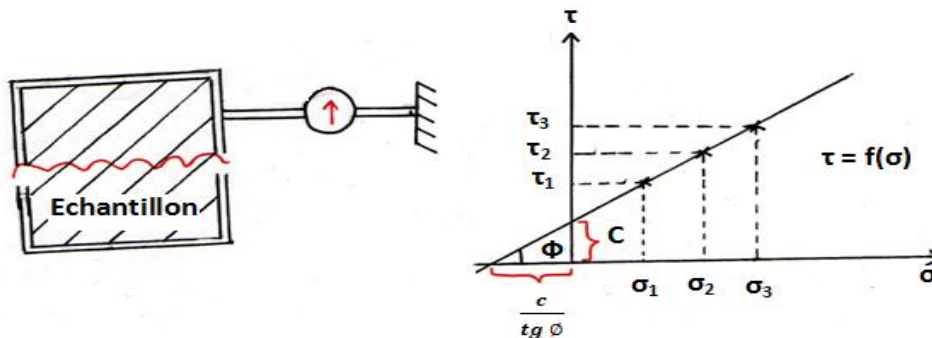


Figure 5. Cisaillement à contrainte contrôlée

c : cohésion interne

Φ : angle de frottement interne

Trois échantillons identiques doivent être testés, pour trois contraintes normales différentes, les valeurs des contraintes de cisaillement à la rupture sont représentées en fonction des contraintes normales $\tau = f(\sigma)$.

Cette représentation n'est autre que la traduction graphique de l'équation de Coulomb.

$$\tau_{\text{rupt}} = C + \sigma_{\text{rupt}} \text{tg } \varphi \quad (7)$$

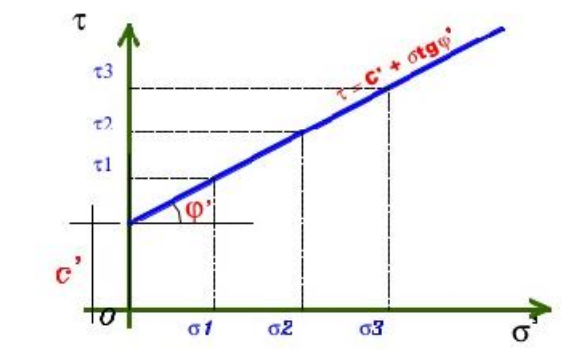


Figure 6. Essai consolidé drainé (CD)

C', φ' cohésion non drainée et angle de frottement interne effective.

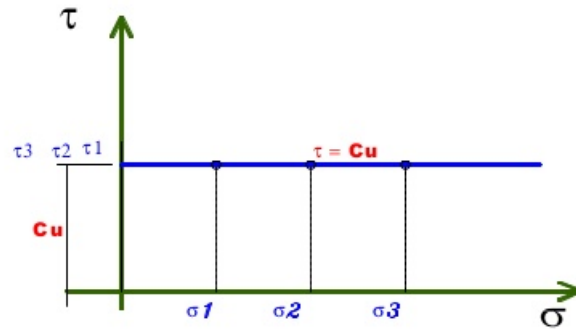


Figure7. Essai non consolidé non drainé(UU)

réalisable pour les sols fins

Cu : résistance au cisaillement *non drainé*.

5.2 Essai Triaxial

L'essai triaxial permet de déterminer les caractéristiques mécaniques de cisaillement (**c** et **φ**). L'appareillage permet de contrôler le drainage de l'éprouvette de sol, de mesurer la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon et la variation de volume de l'échantillon. Il n'impose pas la surface de cisaillement.

5.2.1 Types d'essais triaxiaux

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial comportent deux étapes :

- Une première étape de consolidation, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement
- Une seconde étape, de cisaillement proprement dit, au cours de laquelle on augmente le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise.

Différentes modalités d'essais peuvent être définies, selon que les phases successives de l'essai sont exécutées avec ou sans drainage. On distingue les principaux types d'essais suivants :

- Essais non consolidés-non drainés (UU)** : la première étape de l'essai est effectuée à drainage fermé, de même que le cisaillement;
- Essais consolidés-non drainés (CU)** : au cours de l'étape de consolidation, le drainage est ouvert et l'on attend que les contraintes effectives deviennent égales aux contraintes totales appliquées (surpressions interstitielles nulles). Au cours de l'étape de cisaillement, le drainage est fermé et l'on peut, si nécessaire, mesurer la pression interstitielle pendant le chargement jusqu'à la rupture (on parle alors d'essais CU avec mesure de u) ;
- Essais consolidés-drainés (CD)** : la première étape est identique à celle des essais CU. Le cisaillement est exécuté en condition de drainage ouvert, en augmentant la charge suffisamment lent pour que la surpression interstitielle reste négligeable tout au long de l'essai.

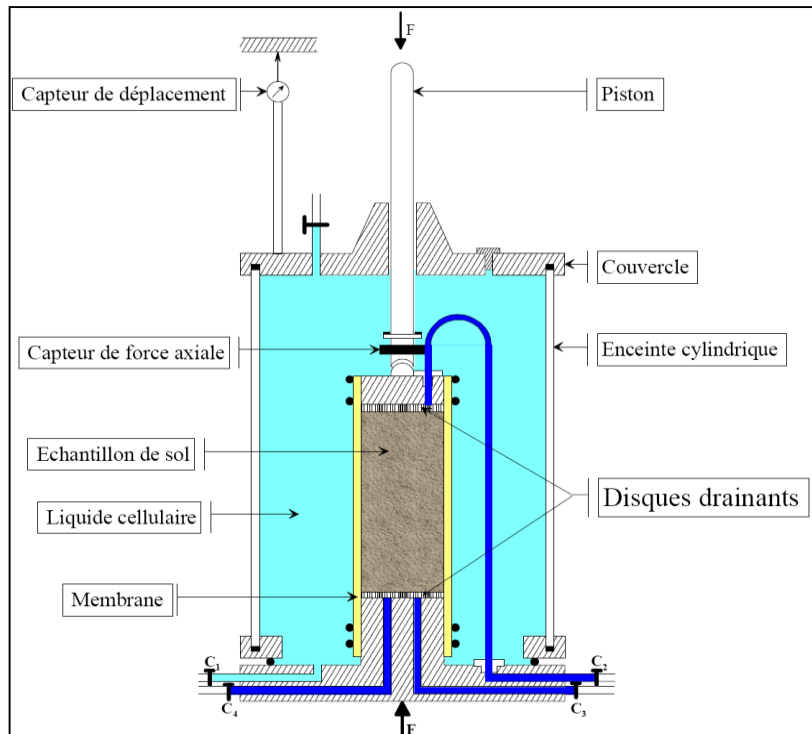


Figure 8. Dispositif essai triaxial

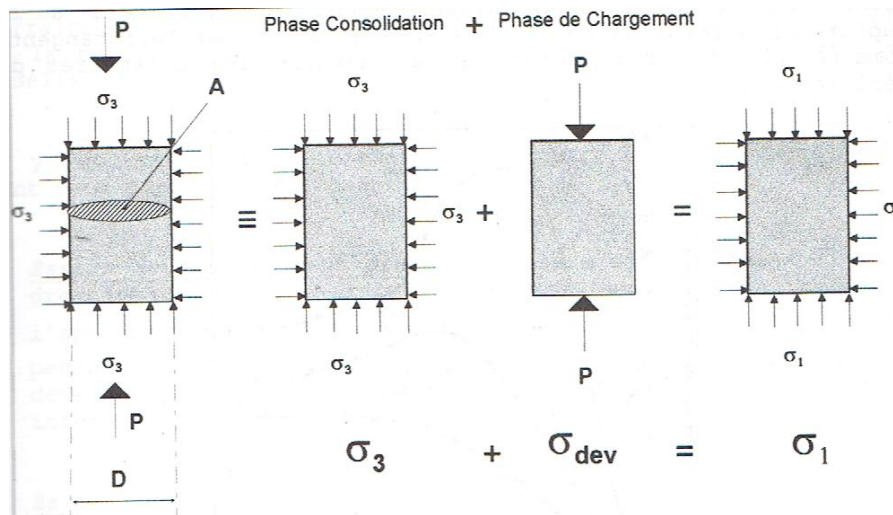


Figure 9. Les différentes phases d'un essai triaxial

Essais non consolidés-non drainés (UU) l'essai étant rapide, la représentation ne peut se faire qu'en contraintes totales.

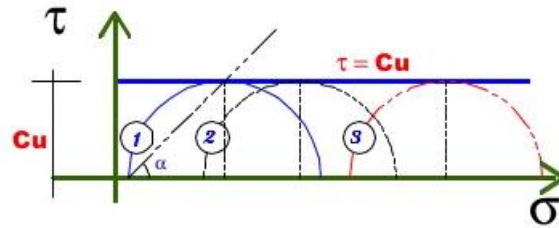


Figure 10. Essai triaxial non consolidé non drainé(UU)

L'orientation du plan de rupture $\alpha = \frac{\pi}{4}$

NB : cet essai ne permet pas la détermination des paramètres effectifs même en mesurant la pression interstitielle

- Le critère de rupture en termes de contraintes appliquées sur le plan de rupture est :

$$\tau = C_u \quad \sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \tag{8}$$

- Le critère de rupture en termes de contraintes principales est :

$$C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \tag{9}$$

Essais consolidés-non drainés (CU), il a pour but de déterminée les paramètres de résistance effectifs (C', φ') en mesurant la pression interstitielle à la rupture, aussi déterminée les paramètres de résistance consolidés non drainés (C_{cu}, φ_{cu}).

La présentation des résultats peut se faire en contraintes totales et en contraintes effectives.

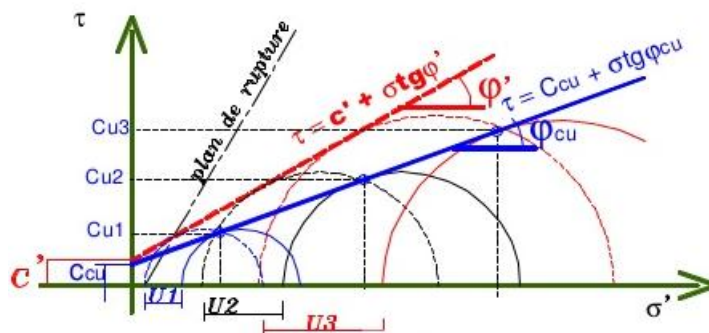


Figure 11. Essai triaxial consolidé non drainé(CU)

L'orientation du plan de rupture $\alpha = \pi/4 + \varphi'/2$

- Le critère de rupture en termes de contraintes effectives est :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_3 K_p + c' \sqrt{K_p} & K_p &= \text{tg}^2 (\pi/4 + \varphi'/2) \\ \tau &= c' + \sigma' \text{tg} \varphi' \end{aligned} \tag{10}$$

- Le critère de rupture en termes de contrainte totales est :

- $\sigma_1 = \sigma_3 K_p + 2 C_{cu} \sqrt{K_p}$, $K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \phi_{cu}/2)$
- $\tau = C_{cu} + \sigma \text{tg} \phi_{cu}$

(11)

Essais consolidés-drainés (CD) étant très lent, donc contrainte effectives.

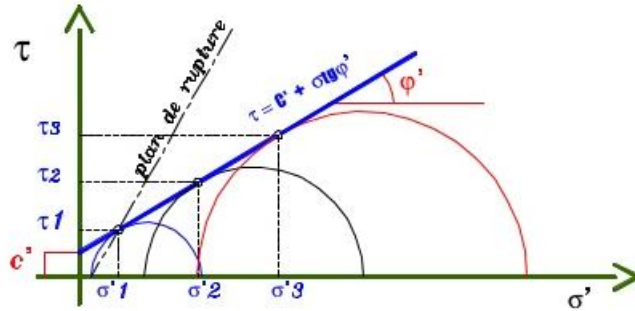


Figure 12. Essai triaxial consolidé drainé(CD)

Orientation du plan de rupture $\alpha = \pi/4 + \phi'/2$

- Le critère de rupture en termes de contrainte appliquées sur le plan de rupture est :

$$\tau = c' + \sigma' \text{tg} \phi' \tag{12}$$

- Le critère de rupture en termes de contrainte principales est :

$$\begin{aligned} \sigma'_1 &= \sigma'_3 K_p + 2 c' \sqrt{K_p} \\ K_p &= \text{tg}^2 (\pi/4 + \phi'/2) \end{aligned} \tag{13}$$

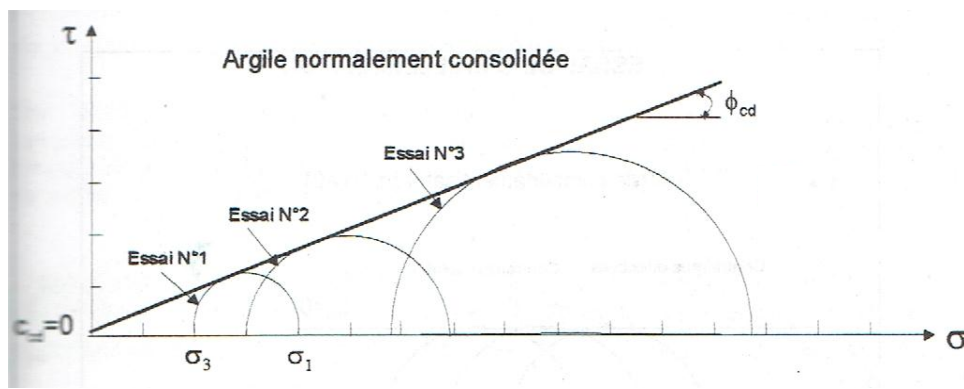


Figure 13. Essai triaxial consolidé drainé(CD)

6 Résistance au cisaillement des sols pulvérulents sec

La rupture de ces sols se fait par glissement des grains les uns sur les autres.

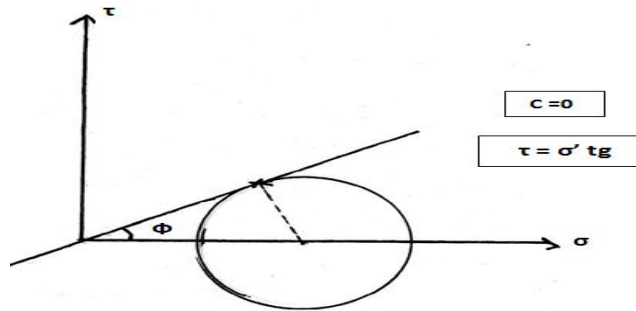


Figure14. Cisaillement des sols pulvérulents sec

Remarque :

- *Si on cisaille un sable serré son volume augmente.
- *Si on cisaille un sable lâche son volume diminue.

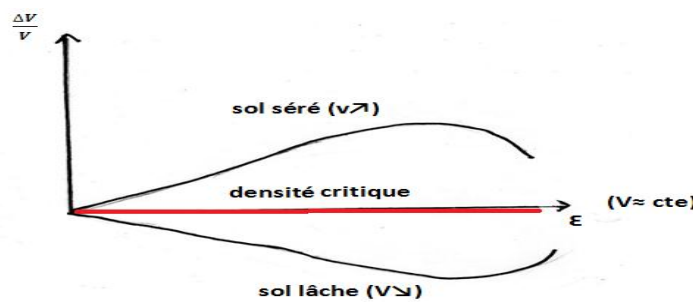


Figure15. Cisaillement du sable

7. Essai de compression simple

L'essai consiste à appliquer une charge axiale sur l'échantillon du sol et l'augmenter progressivement jusqu'à la rupture. L'essai étant rapide, les résultats sont représentés en contraintes totales.

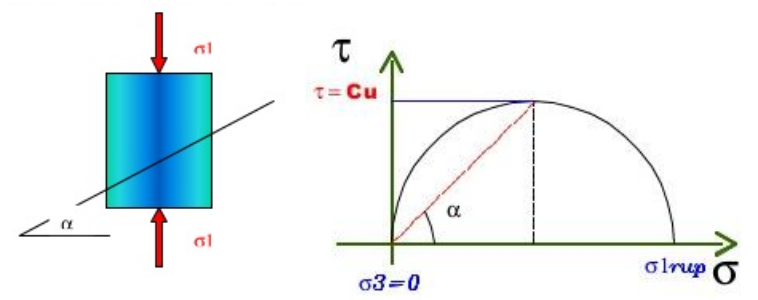


Figure 16. Essai de compression simple

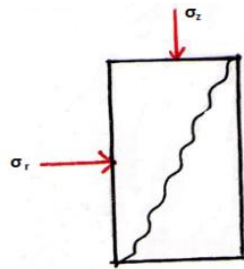
L'orientation du plan de rupture $\alpha = \frac{\pi}{4}$

La cohésion non drainée est $C_{u=\frac{\sigma_1}{2}}$

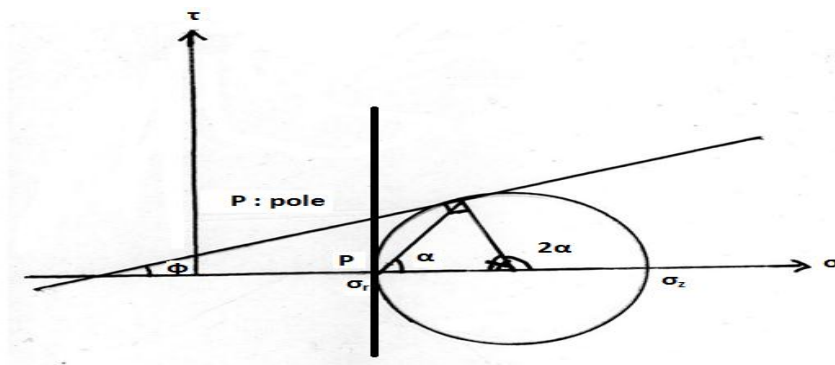
Exercice 1 :

Tracez le plan de rupture dans un essai triaxial

*Les contraintes principales sont σ_z, σ_r

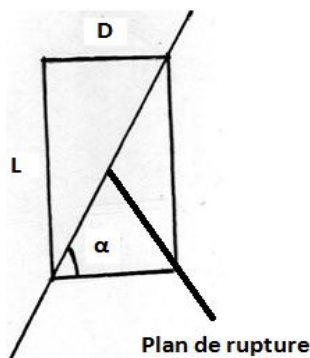


Solution :



$$\pi - 2\alpha = \pi - \frac{\pi}{2} - \phi$$

$$2\alpha = \frac{\pi}{2} + \phi \rightarrow \alpha = \frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4}$$



$$\text{tga} = \frac{L}{D} ; \quad \text{tga} < \frac{L}{D} ; \quad \text{tg} \left(\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4} \right) < \frac{L}{D}$$

Exercice 2 :

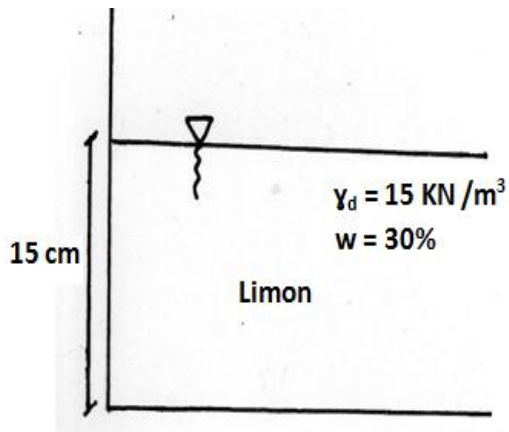
Les essais au laboratoire effectués sur un échantillon de limon donnent les valeurs suivantes :

$$C_{Cu} = 50 \text{ Kpa}, \Phi_{Cu} = 13^\circ, C' = 40 \text{ Kpa}, \Phi' = 23^\circ$$

*Estimer la résistance au cisaillement de limon.

a- Lorsque τ augmente rapidement.

b- Lorsque τ augmente lentement.

**Solution:**

a-

$$\gamma_{sat} = (w+1) \gamma_d$$

$$\gamma_{sat} = (0,3+1) \times 15 = 19,5 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma = \gamma_{sat} h = 19,5 \times 15 = 292,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau = \sigma \text{ tg } \Phi_{Cu} + C_{Cu}$$

$$\tau = 292,5 \text{ tg} 13 + 50 = 117,5 \text{ Kpa}$$

b-

$$\tau = \sigma' \text{ tg } \Phi' + C'$$

$$\sigma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) h = 142,5 \text{ Kpa}$$

$$\tau = 142,5 \text{ tg} 23 + 40 = 100,42 \text{ Kpa}$$

Chapitre IV
Reconnaitances des sols

1. Introduction

La reconnaissance des sols est une phase fondamentale dans la réussite d'un projet de construction. La détermination des caractéristiques du sol avant les travaux de constructions conduit à la planification des tâches de façon ordonnée et complètement organisée. Le cout de cette reconnaissance sera récupéré par la réalisation du projet dans les meilleurs délais, au cout minimum et dans les meilleures conditions de sécurité que ce soit pendant la construction ou durant l'exploitation de l'ouvrage.

Inversement, une construction de projet important sans étude de sol peut se solder par des surprises désagréables ou fatales ; à titre d'exemple, un sol peu résistant supporte mal les engins de chantier, ce qui retarde les travaux et nécessite des aménagements supplémentaires du chantier. Un sol très compressible peut nécessiter dans le futur une reprise en sous œuvre ou stabilisation et renforcement du sol. Le sol gonflant peut se solder par une catastrophe notamment pour les logements individuels c.à.d. au propriétaire généralement incapable de supporter le cout de réhabilitation. La présence inattendue de l'eau conduit à la remontée de l'humidité, à la réduction de la capacité portante, ainsi que le risque de l'agressivité de l'eau au béton armé. On définitif, les problèmes qui risquent de surgir pendant la réalisation de l'ouvrage, à court terme ou à long terme ne peuvent être énumérés dans cette introduction. Des références plus spécialisées peuvent être consultées pour des détails approfondies des pathologies de construction.

Le chapitre n'a pour but que la présentation d'une synthèse très brève des procédés généraux de reconnaissance et d'identification des sols. Dans ce contexte aussi, les références spécialisées sont indispensables pour examiner plus profondément les principes modes opératoires, le matériel et les interprétations. D'autre part, des recherches bibliographiques sont vivement conseillées au lecteur afin d'approfondir les différents aspects et notamment le côté pratique du sujet.

2. Essais de laboratoire

2.1 Introduction

Il s'agit d'essais effectués au laboratoire sur des échantillons remaniés ou intacts convenablement conservés. Généralement on classe ces essais dans trois grands groupes : essais physiques, essais chimiques et essais mécaniques.

Simple et peu coûteux, il faut multiplier les essais d'identification sur chantier ou en laboratoire afin d'obtenir le maximum d'informations sur l'état du sol. L'interprétation des résultats permettra de classer le sol et d'avoir une bonne idée de son comportement.

Les essais (granulométrie, teneur en eau, Proctor, limites d'Atterberg, essai au bleu) sont des essais d'identification. Parmi ceux-ci, granulométrie et teneur en eau concernent le squelette du sol et ne renseignent absolument pas sur les relations entre grains.

Les limites d'Atterberg, l'essai au bleu et l'essai Proctor sont au contraire des essais qui tiennent compte des relations intergranulaires. Mais tous ces essais d'identification sont effectués en remaniant le sol. Ils ne sont donc pas suffisants pour étudier un sol en place – une

fondation d'ouvrage par exemple. Surtout, ils ne peuvent pas renseigner sur l'histoire du sol (au sens géologique). D'où la nécessité d'autres essais in-situ.

2.2 Essais physiques

Les essais physiques ont pour but la détermination des caractéristiques physiques des sols telles que : répartition granulométrique des grains, poids volumique, densités, teneurs en eau, degré de saturation, teneur en eau optimal, limites d'Atterberg, indices de plasticité, de consistance et de liquidité, porosité, indices des vides et indice de densité, teneur en argile, activité et surface spécifique. Les essais permettant la détermination des propriétés ci-dessus sont normalisés. A titre d'exemple on peut citer l'analyse granulométrique par tamisage ou par sédimentométrie, pesée hydrostatique, mesures de volumes, détermination de la teneur en eau et des limites de consistance, essai Proctor, essai au bleu de méthylène. La documentation spécialisée dans ce domaine doit être consultée pour les détails des procédures et des interprétations.

a) Teneur en eau naturelle

C'est le quotient de la masse de l'eau interstitielle (W_w) par la masse des grains solides (W_s). L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant **24 heures** à l'étuve à **105° C**.

b) Les limites d'Atterberg

La connaissance des limites d'Atterberg permet (par corrélations) de présumer le comportement d'un sol donné (en fonction de la nature et de la quantité d'argiles qu'il contient). Lorsqu'il est soumis à différentes sollicitations, on distingue trois limites conventionnelles:

- la **limite de liquidité** W_L : teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique,
- la **limite de plasticité** W_P : teneur en eau qui sépare l'état plastique de l'état solide,
- la **limite de retrait** W_R : teneur en eau qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait (elle correspond à la quantité d'eau juste nécessaire pour combler les vides d'un sol lorsque celui-ci est à son volume minimum).

- Interprétation des limites d'Atterberg

En général, dans leur état naturel, les sols ont une teneur en eau W_0 comprise entre W_P et W_L .

- Indice de plasticité :
$$I_P = W_L - W_P \quad (1)$$

Cet indice donne une indication sur l'étendue du domaine plastique. Avec l'indice de plasticité on peut classer un sol suivant son degré de plasticité

Tableau 1. Indice de plasticité en fonction du degré de plasticité

Ip	Degrés de plasticité du sol
0 à 5	Sol non plastique
5 à 15	sol peut plastique
15 à 40	Sol plastique
< 40	Sol très plastique

*** Ordres de grandeur**

- Argile..... Ip>30
- Argile limoneuse 20 < Ip< 30
- Limon 10 < Ip<20
- Sable argileux 5< Ip <20
- Sable limoneux 5 <Ip <15

*** Remarque**

- Plus l'indice de plasticité est élevé, plus le sol est sensible aux effets de gonflement par humidification (ou de retrait par dessiccation).
- L'indice de plasticité n'est jamais nul mais peut être non mesurable.

c) La courbe granulométrique

Une des premières étapes de la caractérisation d'un sol consiste à évaluer sa composition à partir de sa courbe granulométrique, il s'agit d'un graphique qui indique, pour une dimension donnée d'un grain (portée en abscisse), le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure (tamisât et passant) ou supérieure (refus).

La courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmiques, de façon à donner une représentation plus précise des particules fines (qui influent énormément sur le comportement des sols).

On obtient les données nécessaires au tracé de cette courbe grâce à l'analyse granulométrique, elle est obtenue :

- pour la fraction de sol dont les grains sont > **80 µm** : par tamisage sur une série de tamis de maille décroissante.
- pour la fraction de sol dont les grains sont < **80 µm** : par un essai de sédimentations (méthode basée sur le temps de sédimentation des particules solides en suspension dans un fluide).

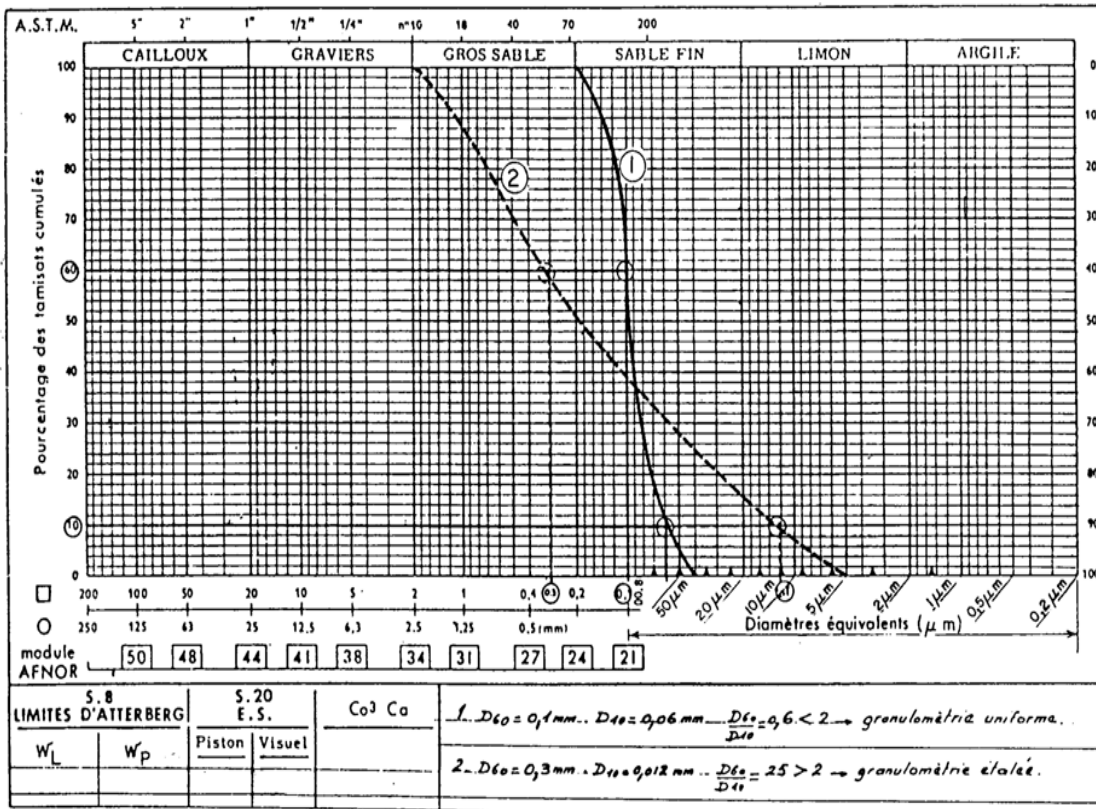


Figure 1. Courbes granulométriques

d) Essai d'équivalent sable

Permet de déterminer dans un sol la proportion de sol fin et de sol grenu (Figure 2).

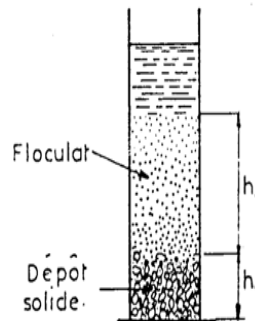


Figure 2. Essai d'équivalent de sable

$$E_s = \frac{h_1}{h_1+h_2} \cdot 100 \quad (2)$$

Tableau 2. Caractérisation des sols à partir de la valeur de E_s

ES	Type de sol
0	argile pure
20	sol plastique
40	sol non plastique
100	sable pur et propre

e) Compactage des sols

L'essai Proctor permet de tracer la courbe du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau, pour une énergie de compactage donnée. Cette courbe permet de mettre en évidence un optimum de poids volumique (*figure 3*). En construction de remblai en grande masse (barrages, remblais routiers...) on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Normal ; en couches de chaussée on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Modifié, réalisé avec une énergie supérieure. Cet essai permet de déterminer deux grandeurs fondamentales, en particulier pour le déroulement et le contrôle des chantiers de terrassement :

- w_{OPN} (ou w_{OPM}) teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal (ou Modifié) ;
- γ_{dOPN} (ou γ_{dOPM}) poids volumique sec à l'Optimum Proctor Normal (ou Modifié).

Si l'énergie de compactage croît, les courbes deviennent plus pointues. L'eau étant incompressible, ces diverses courbes ont pour enveloppe l'hyperbole :

$$W_{sat} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \quad (3)$$

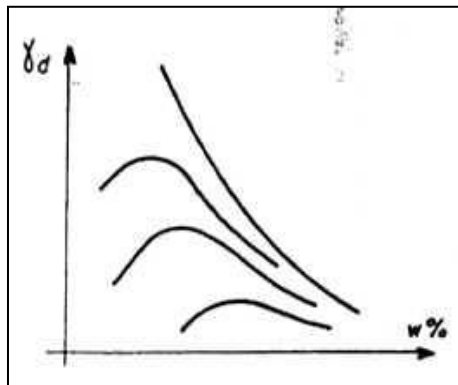


Figure 3. Courbes de compactage

2.3 Essais chimiques et minéralogiques

Ils ont pour but la détermination de la composition chimique et minéralogique du sol, la présence d'impuretés, de substance agressives, et nature chimique de l'eau absorbée. La détermination de la famille minéralogique du sol est d'une grande importance, car elle peut déceler les comportements spécifiques tels que les sols gonflants, les sols organiques et les sols nuisibles. Ces caractéristiques peuvent être déterminés par les méthodes d'analyse chimique conventionnelles ou récentes donc plus ou moins coûteuses telles que diffraction des rayons X, analyse spectroscopique, microscopie électronique, analyse thermique différentielle, ou par méthodes indirectes telles que abaques de Casagrande et surface spécifique.

a) Valeur du bleu de méthylène : « VBS »

Elle représente la quantité de bleu pouvant être adsorbée sur les surfaces internes et externes des particules du sol. La valeur VBS s'exprime en masse de bleu pour 100g de sol.

Tableau 3. Type de sol en fonction de la valeur «VBS »

VBS	Type de sol
0,1	Sol insensible à l'eau
0,2	Seuil au-dessus duquel le sol est sensible à l'eau.
1,5	Seuil distinguant les sols sablo- limoneux des sols sablo- argileux
2,5	Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques de sols limoneux moyennement plastiques
6	
8	Seuil distinguant les sols limoneux et les sols argileux
	Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux

b) Teneur en carbonate : % de CaCo3

L'essai est réalisé au calcimètre Dietrich-Fruhling afin de déterminer la teneur pondérale en carbonates d'un sol qui est le rapport entre la masse de carbonate contenue dans le sol à sa masse sèche totale. La détermination se fait par décomposition du carbonate de calcium CaCo3 contenu dans le sol par l'acide chlorhydrique.

Tableau 4. Type de sol en fonction du % en CaCo3

Teneur en carbonate en %	Type de sol
0-10	Non marneux
10-30	Faiblement marneux
30-70	Marneux
70-90	Calco – marneux
90-100	Calcaireux – crayeux

c) La teneur en matières organiques : « MO »

C'est le quotient de la masse de matières organiques contenues dans un échantillon de sol par la masse totale des particules solides minérales et organiques. Sa détermination se fait par calcination.

Tableau 5. Type de sol en fonction du % en MO

Teneur en matière organique en %	Type de sol
MO < 3	Non organique
3 < MO < 10	Faiblement organique
10 < MO < 30	Moyennement organique
MO > 30	Très organique

2.4 Essais hydrauliques

Les caractéristiques hydrauliques en géotechnique concernent principalement la détermination de la perméabilité des sols, mesure de la succion, présence de la nappe phréatique et son débit dans le cas d'un écoulement d'eau. Les essais associés sont le perméamètre à charge constante ou à charge variable, méthode du papier filtre. Quelques essais sont exécutés sur place. Comme nous le savons, la vitesse de tassement est étroitement liée à la perméabilité du sol, donc elle nous renseigne sur la durée nécessaire à la consolidation du sol sous l'ouvrage.

REMARQUE : Les essais de laboratoire : perméamètre à charge constante ou à charge variable sont déjà abordés au Chapitre 1.

2.5 Essais mécaniques

Ils ont pour but la détermination des caractéristiques mécaniques principalement la cohésion, l'angle de frottement interne, contrainte de pré consolidation, indices de compression et de gonflement et capacité portante. Les essais associés sont à titre d'exemple, essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, essai triaxial et essai oedométrique.

2.5.1 Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande

L'essai fournit des paramètres de résistance de cisaillement rectiligne il s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes on leur séparation constituée un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à :

- Appliquer sur la face supérieure d'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai.
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante.

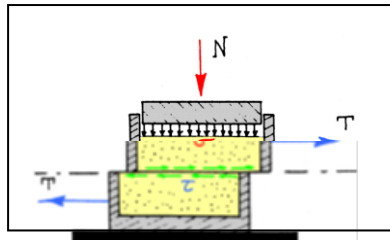


Figure 4. Essai de cisaillement

2.5.2 L'essai Oedométrique

** But de l'essai*

Les buts de L'essai œdométrique sont :

- Déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer d'un massif de sol.
- D'établir la courbe de consolidation d'un matériau donné et d'en déduire son coefficient de consolidation.
- Déterminer le coefficient de consolidation d'un sol pour un accroissement de charge quelconque et d'estimer ainsi son tassement final.
- Déterminer la constante de compressibilité d'un sol pour une augmentation de charge connue.

** Principe d'essai oedométrique*

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (oedomètre).

Un dispositif applique par cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant L'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

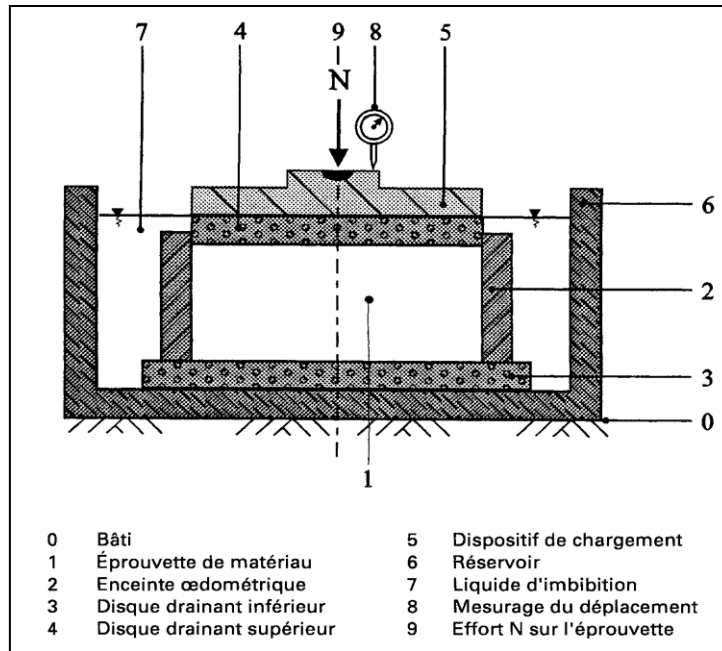


Figure 5. Oedomètre

2.5.3 Essai triaxial

** But de l'essai*

L'essai triaxial permet de déterminer les caractéristiques mécaniques de cisaillement (c et ϕ). L'appareillage permet de contrôler le drainage de l'éprouvette de sol, de mesurer la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon et la variation de volume de l'échantillon. Il n'impose pas la surface de cisaillement.

** Types d'essais triaxiaux*

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial comportent deux étapes :

- Une première étape de consolidation, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement
- Une seconde étape, de cisaillement proprement dit, au cours de laquelle on augmente le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise.

Différentes modalités d'essais peuvent être définies, selon que les phases successives de l'essai sont exécutées avec ou sans drainage. On distingue les principaux types d'essais suivants :

- **Essais non consolidés-non drainés (UU)** : la première étape de l'essai est effectuée à drainage fermé, de même que le cisaillement;
- **Essais consolidés-non drainés (CU)** : au cours de l'étape de consolidation, le drainage est ouvert et l'on attend que les contraintes effectives deviennent égales aux contraintes totales appliquées (surpressions interstitielles nulles). Au cours de l'étape de cisaillement, le drainage est fermé et l'on peut, si nécessaire, mesurer la pression

interstitielle pendant le chargement jusqu'à la rupture (on parle alors d'essais CU avec mesure de u) ;

- **Essais consolidés-drainés (CD)** : la première étape est identique à celle des essais CU. Le cisaillement est exécuté en condition de drainage ouvert, en augmentant la charge suffisamment lent pour que la surpression interstitielle reste négligeable tout au long de l'essai.

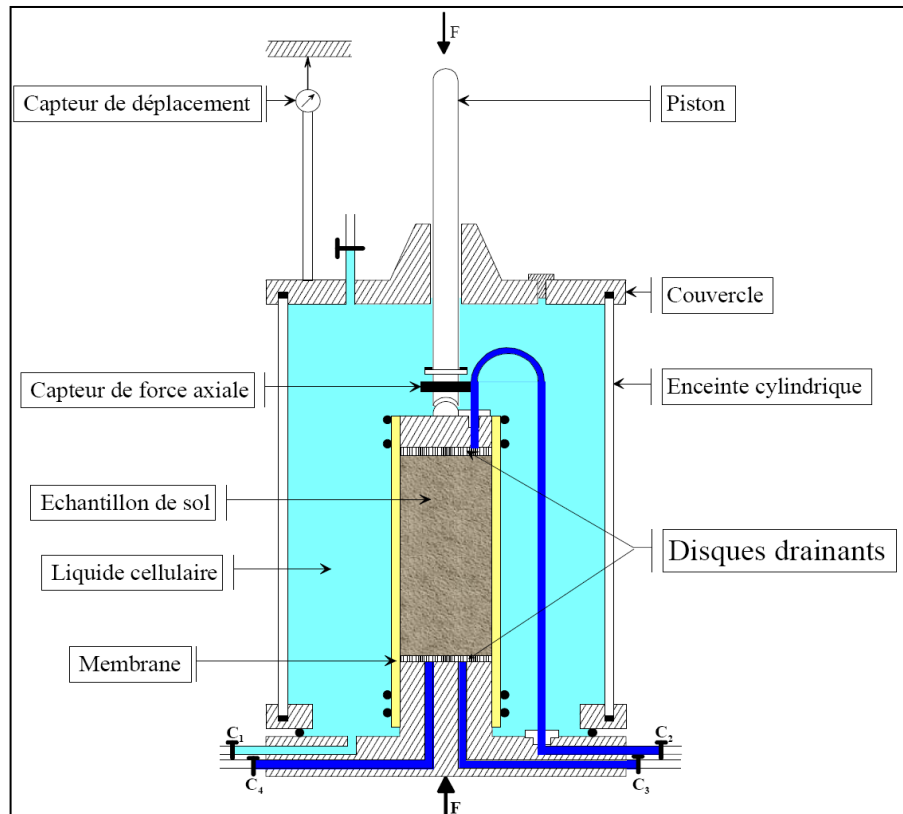


Figure 6. La cellule triaxiale

C_1 = Circuit de mise en pression de la cellule.

C_2 , C_3 et C_4 = Circuits de drainage, de contrepression et de mesure de la pression interstitielle.

REMARQUE : Les essais de laboratoire : Teneur en eau et Compactage sont déjà abordés au Chapitre 1.

3 Essais sur place

Les essais sur place permettent la détermination des caractéristiques du sol dans les conditions Elle permet de localiser les différentes couches du sol, leur stratification et leurs pendages, la présence de galerie souterraines ou de l'eau.

3.1 Forages

Il est souvent très demandé l'exécution d'un ou deux puits, sur quelques mètres de profondeur, à la main, à la pelle mécanique ou par tout moyen mécanique adéquat. Ces puits permettent de reconnaître visuellement le sol et obtenir des échantillons, remaniés ou non, tant qu'on se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Ces reconnaissances très utiles peuvent donner une sécurité trompeuse si elles ne sont pas descendues à une profondeur suffisante, soit parce qu'on trouve l'eau, soit parce que les moyens utilisés ne permettent pas de dépasser 4 ou 5 mètres.

On ne doit pas, alors, se contenter des indications qu'elles fournissent, mais nécessairement recourir à d'autres moyens d'investigations.



Figure 7. Sondage pédologique à l'aide d'un tracto-pelle

3.1.1 Forage profonds

Ceux-ci correspondent à l'exécution de trous généralement verticaux, de faible diamètre (de 5cm à 1m) par apport à la profondeur (10 à 30 m par exemple).

L'exécution de telles reconnaissances présentes trois difficultés :

- * la perforation ou la désagrégation du sol,
- * la remontée des éléments ou des échantillons remaniés ou non,
- * la tenue de la partie supérieure du forage.

De très nombreuses techniques ont été mises au point par différents constructeurs en fonction de la nature des sols rencontrés (cohérents ou pulvérulents, roches tendres ou compactes). Très souvent, pour assurer la stabilité des parois du forage. On a recours à des boues spéciales thixotropes (à l'argile, à l'huile ou à l'amidon). Les boues à la bentonite ont été utilisées d'abord pour les forages pétroliers et ensuite pour les réalisations des parois moulées.

Les prélèvements d'échantillons intacts s'effectuent, soit par rotation dans les terrains cohérents résistants, soit par battage de carottiers spéciaux dans les terrains meubles.

Les terrains grossiers (gravier, sable graveleuse, éboulis, moraines) posent des problèmes très difficiles de carottage, les échantillons prélevés par les méthodes classiques (benoto, soupape) sont toujours fortement remaniés et leur granulométrie est souvent modifiée par la perte de fines, surtout lorsqu'on remonte à travers plusieurs mètres d'eau. Par contre, le carottage par vibropercussion permet de prélever économiquement des échantillons représentatifs de ces terrains difficiles.

3.1.2 Prospection électrique

La méthode consiste à faire passer dans le terrain un courant électrique au moyen de deux électrodes enfoncées dans le sol (**A** et **B**), Au moyen de deux autres électrodes (**M** et **N**) on mesure la différence de potentiel produit par le passage du courant.

La résistivité du sol ou de la roche dépend principalement des états de l'eau interstitielle qui changent considérablement pour n'importe quel matériau. Par conséquent, des valeurs de résistivité ne peuvent pas être directement interprétées en termes de type et de lithologie du sol.

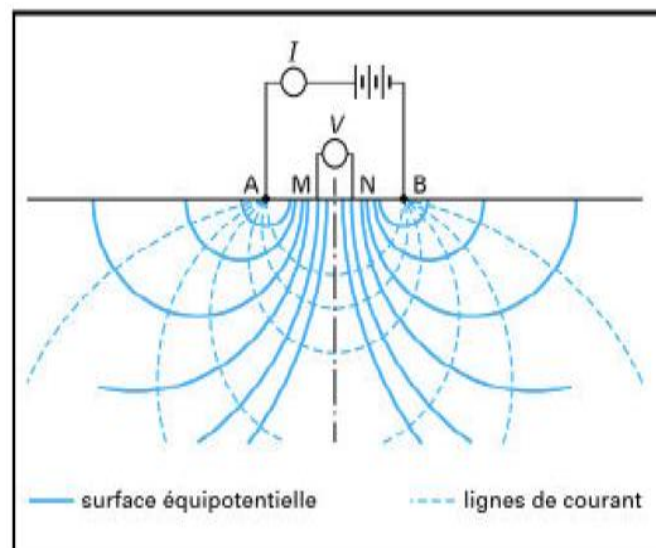


Figure 8. La technique de prospection électrique

3.1.3 Sismique réfraction

Il existe différentes techniques d'exploration sismique, telles que la prospection sismique réfraction, la prospection sismique réflexion et la prospection sismique directe.

De toutes ces méthodes on utilise la prospection sismique réfraction qui permet une mesure de la vitesse de propagation des ondes longitudinales dans le sol. Les types de matériaux sont déterminés à partir de corrélations avec les vitesses. Le principe consiste à provoquer un ébranlement mécanique (choc ou explosion) qui se propage dans le sol avec des vitesses qui diffèrent d'un matériau à un autre suivant les terrains traversés. Cette vitesse des ondes est influencée essentiellement par trois paramètres : la porosité, le degré de saturation et la profondeur du sol.

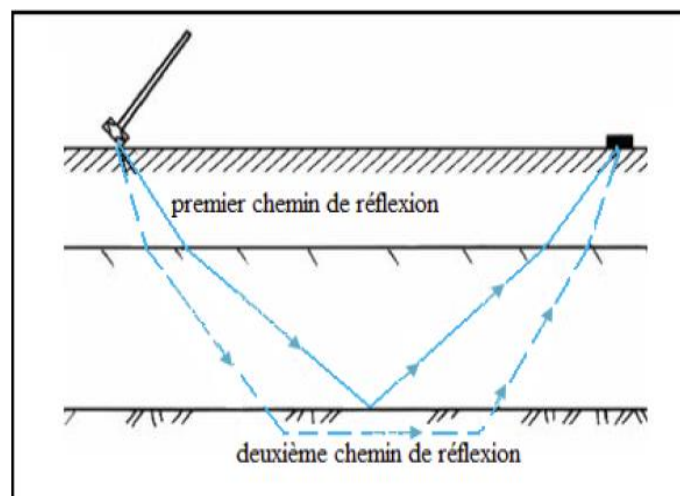


Figure 9. La technique de prospection sismique

Ces méthodes présentent quelques inconvénients :

- ✓ On ne peut faire paraître une couche de faible vitesse située sous une couche à plus forte vitesse.
- ✓ Une couche avec une épaisseur inférieure à $\frac{1}{4}$ de la profondeur, de la surface du sol jusqu'au-dessus de la couche ne peut pas être repérée.

3.1.4 Les sondages destructifs

Un sondage traditionnel carotté coûte généralement très cher. A l'opposé, un simple sondage destructif apporte peu d'informations. Par contre on obtient des résultats très intéressants à l'associant à un appareil enregistreur de différents paramètres de forage.

Les sondages destructifs sont destinés à l'acquisition de données. Les paramètres sont enregistrés soit sur cassettes soit sur diagrammes directement exploitables sur le chantier.

Liste des paramètres non exhaustive :

- La vitesse instantanée d'avancement V.I.A.

- La pression sur l'outil P.O.
- Le couple de rotation C.R.
- La pression de frappe P.F.
- Le temps

L'appareil permet après étalonnage sur un sondage carotté ou à la tarière et interprétation des enregistrements, de retrouver et situer avec précision les différentes couches traversées, de détecter les hétérogénéités à l'intérieur d'une même couche, de localiser les cavités ou les blocs.

3.2 Les essais à la plaque

Les essais à la plaque consistent à déterminer le déplacement vertical moyen de la surface du sol située sous une plaque rigide circulaire chargée. Les essais à la plaque ont essentiellement pour but :

- Soit de mesurer la déformabilité des plateformes de terrassement constituées par des matériaux dont les plus gros éléments ne dépassent pas **200mm**.

On utilise généralement dans ce cas les mesures faites au cours de **2 cycles** de chargement successifs (modules de déformation E_{v1} et E_{v2}).

- Soit de contrôler les fonds de fouille de fondations ou d'apporter des éléments complémentaires sur le comportement d'une fondation.

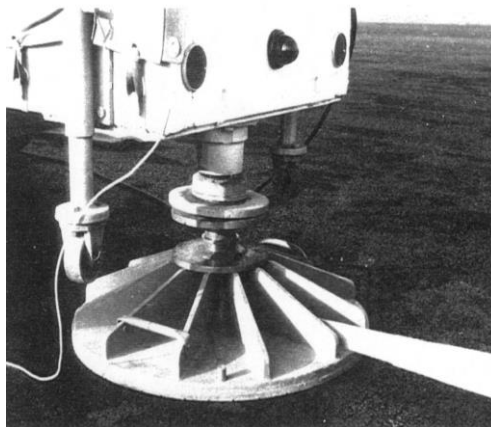


Figure 10. Essai de plaque

3.3 Le pénétromètre dynamique

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Une pointe métallique portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante.

Deux pénétromètres dynamiques, type A et B, ont été normalisés. Ces deux types de pénétromètres permettent d'apprécier :

- La succession de différentes couches de terrain,
- L'homogénéité d'une couche,
- La position d'une couche résistante.

Il est déconseillé de calculer la capacité portante de fondations avec les seuls résultats des essais de pénétration dynamique. En accompagnement d'autres essais, seuls les résultats du pénétromètre dynamique A permettent d'évaluer un ordre de grandeur de la capacité portante de fondations. Les résultats de l'essai au pénétromètre dynamique B permettent seulement d'orienter le choix des fondations.

a) Pénétromètre dynamique A (Dynamic pénétration A)

** Principe de l'essai*

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tiges muni, en partie inférieure, d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi de sondage et les tiges (*Figure 11*) et à noter le nombre de coups nécessaires pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 10 cm.

L'injection de la boue de forage permet de supprimer le frottement latéral des tiges dans le sol.

** Domaine d'application*

Les essais de pénétration dynamique type A peuvent être réalisés dans tous les sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm. L'essai est limité à une profondeur de 30 m.

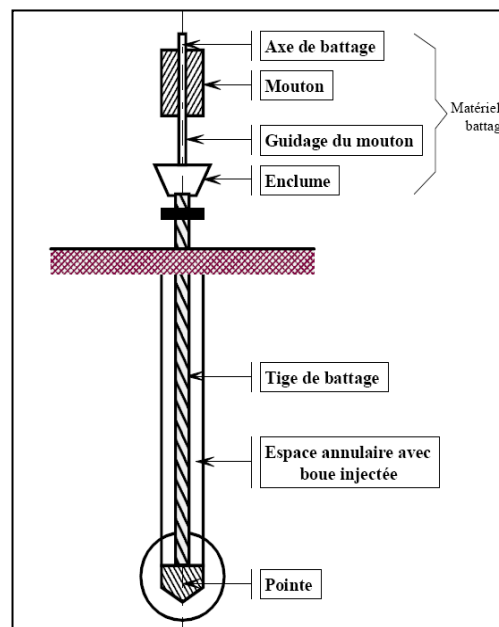


Figure 11. Pénétromètre dynamique PDA

* **Appareillage** : Le pénétromètre dynamique A se compose d'un :

- Dispositif de battage,
- Train de tiges creuses.
- Pointe débordante, du matériel d'injection.
- Système de mesures.

Un mouton à une masse adaptable de 32, 64, 96 et 128 kg et une hauteur de chute de 0,75 m. Il tombe à une cadence de 15 à 30 fois par minute.

b) Pénétromètre dynamique B (Dynamic pénétration B)

* **Principe de l'essai**

L'essai de pénétration dynamique, type **B**, consiste à enfoncer dans le sol par battage de manière continue un train de tiges muni en partie inférieure d'une **pointe débordante** et à noter le nombre de coups nécessaires pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 20 cm, tout en vérifiant l'importance des efforts de frottement éventuels sur le train de tiges.

* **Domaine d'application**

Les essais de pénétration dynamique type B peuvent être réalisés dans tous les sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm. L'essai est limité à une profondeur de 15 m.

* **Appareillage**

Le pénétromètre dynamique B se compose de :

- Dispositif de battage,
- Train de tiges muni d'une pointe débordante,
- Un système de détection des efforts de frottement
- Un dispositif de mesures.

Le mouton a une masse de 64 kg et une hauteur de chute de 0,75 m ; il tombe à une cadence de 15 à 30 fois par minute. On détecte les efforts parasites de frottement du sol sur les tiges à l'aide d'une clef dynamométrique.

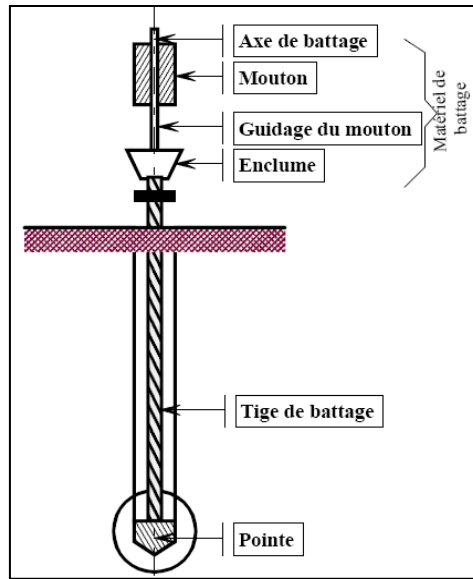


Figure 12. Pénétromètre dynamique PDB

3.4 Le pénétromètre statique

Il permet d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde) des tiges munies d'une pointe à leur extrémité. Il est conçu pour mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts sous la pointe.

Pour prévenir tout risque de tassement différentiel, le pénétromètre statique est utilisé pour le contrôle du compactage de couches de remblais.

Le pénétromètre permet une évaluation directe de la capacité portante, du module oedométrique et il permet aussi une détermination de la cohésion.

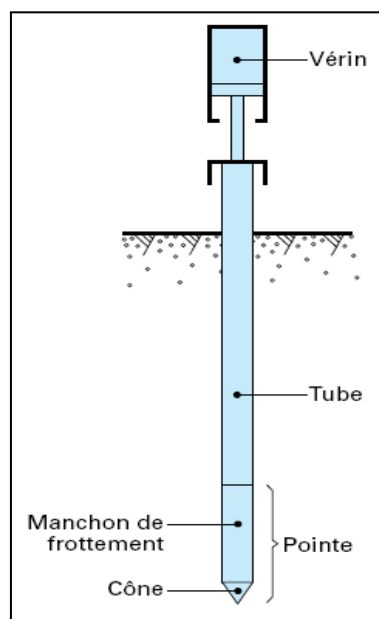


Figure 13. Pénétromètre statique

3.5 Essai pressiométrique MENARD (Ménard pressumeter test) PMT

** Domaine d'application*

L'essai pressiométrique peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans le rocher (avec plus d'incertitude) et les remblais.

** Principe de l'essai :*

L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression p appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde

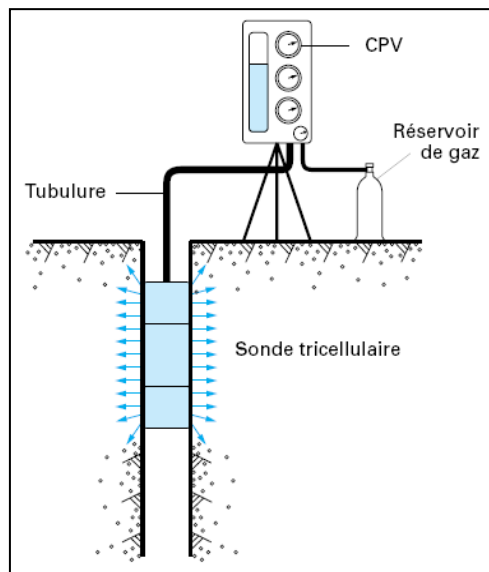


Figure 14. Pressiomètre Ménard

3.6 Essai de cisaillement (sur site) au phicomètre

** Domaine d'application*

L'essai de cisaillement au phicomètre s'applique à tous les types de sol saturés ou non, à l'exception des sols mous ou très lâches, aux roches peu altérées, aux sols contenant des gros blocs.

Il est destiné à mesurer in situ les caractéristiques de cisaillement in situ φ_i et c_i . Il est principalement utilisé pour des sols grenus non prélevables.

** Principe de l'essai*

L'essai consiste à placer dans un forage préalable d'environ 63 mm une sonde munie de dents annulaires horizontales puis d'exercer sur les coquilles une pression radiale p_c afin de faire pénétrer les dents dans le sol environnant. Un effort de traction est ensuite appliqué à vitesse contrôlée à partir de la surface du sol. L'effort limite mobilisable T sous la contrainte constante

Pc : donne la contrainte de cisaillement correspondante $\tau = T/S$
(2.1)

S : représentant la surface latérale cisailée.

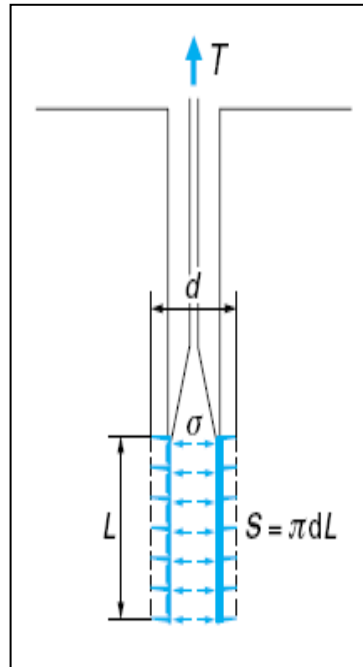


Figure 15. Phicomètre

3.7 Essai de pénétration au carottier (Standard pénétrations test) S.P.T.

L'essai de pénétration au carottier correspond à l'essai développé aux **USA** et connu sous l'appellation Standard Pénétration Test, dont le sigle est S.P.T.

**** Principe de l'essai***

L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable.

**** Domaine d'application***

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm.

3.8 Essai scissométrique

**** Principe de l'essai***

L'essai scissométrique, réalisé au sein du sol en place, consiste à introduire dans le sol un moulinet et à lui transmettre un mouvement de rotation pour établir la relation entre la rotation du moulinet et la résistance au cisaillement opposée par le sol.

L'objectif est de mesurer en fonction de la profondeur, la cohésion apparente des terrains fins cohérents.

*** *Domaine d'application***

Les essais scissométriques courants sont réalisables dans tous les types de sols fins cohérents de consistance faible à moyenne.

*** *Appareillage***

L'appareillage comprend :

- Un système de fonçage ;
- Un moulinet ;
- Des tiges de torsion ;
- Un couple mètre ;
- Un dispositif de mesures.

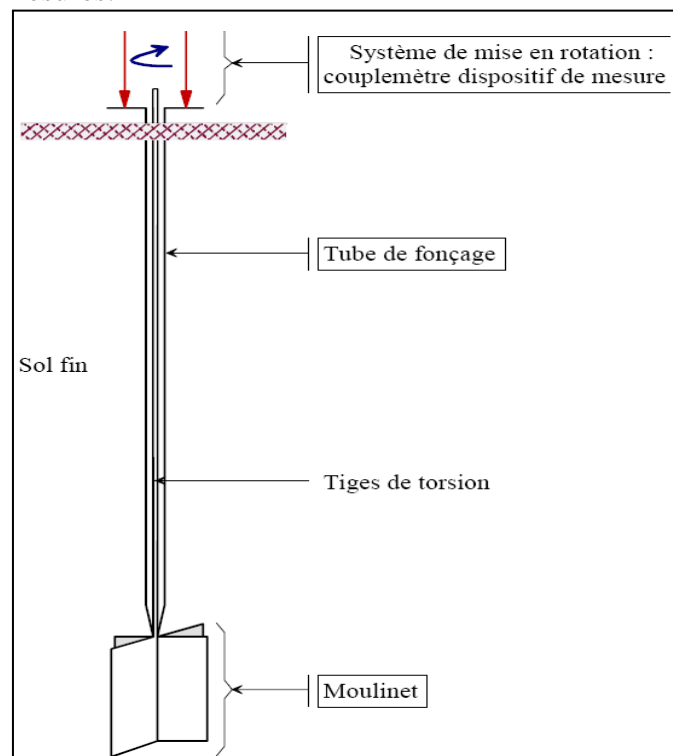


Figure 16. Scissomètre

3.9 Essai au pressio-pénétromètre

Ce type d'appareil a été utilisé en milieu aquatique sous de grandes profondeurs d'eau (plusieurs dizaines de mètres).

Cet appareil permet, en particulier, de mesurer la résistance à la pénétration statique ou dynamique des sols et d'effectuer, également des essais pressiométriques.

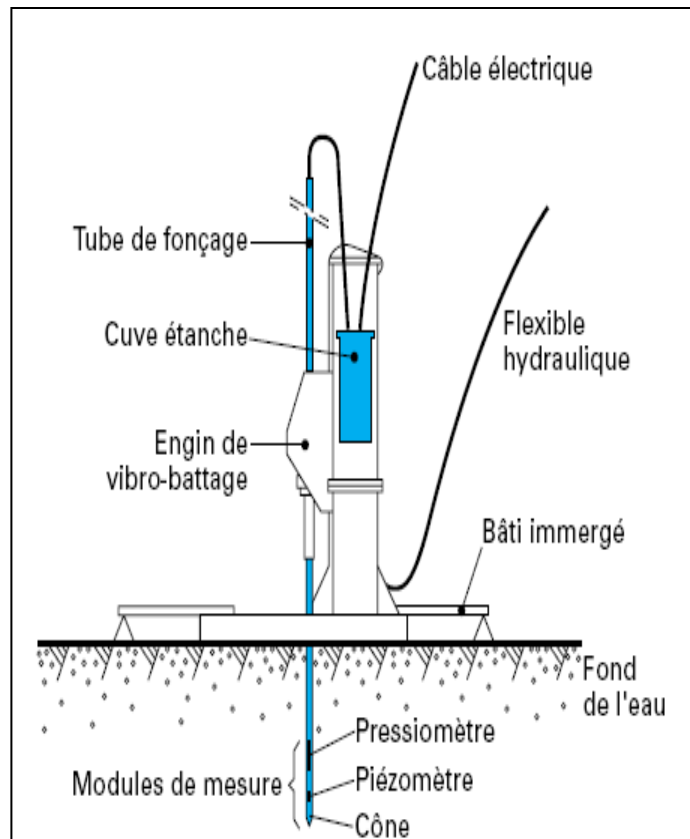
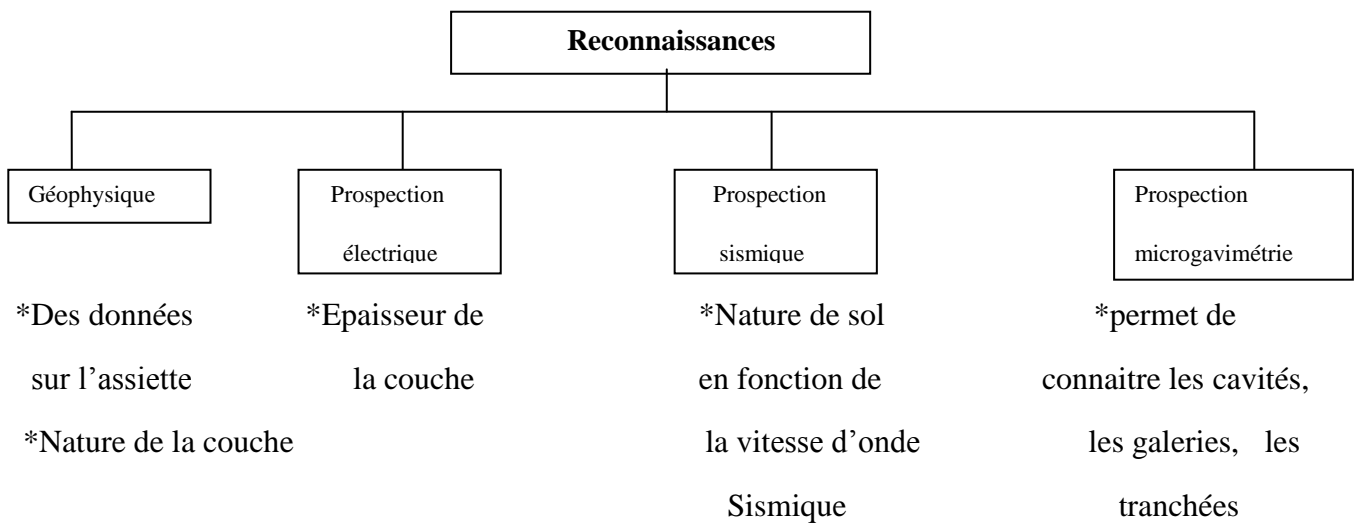
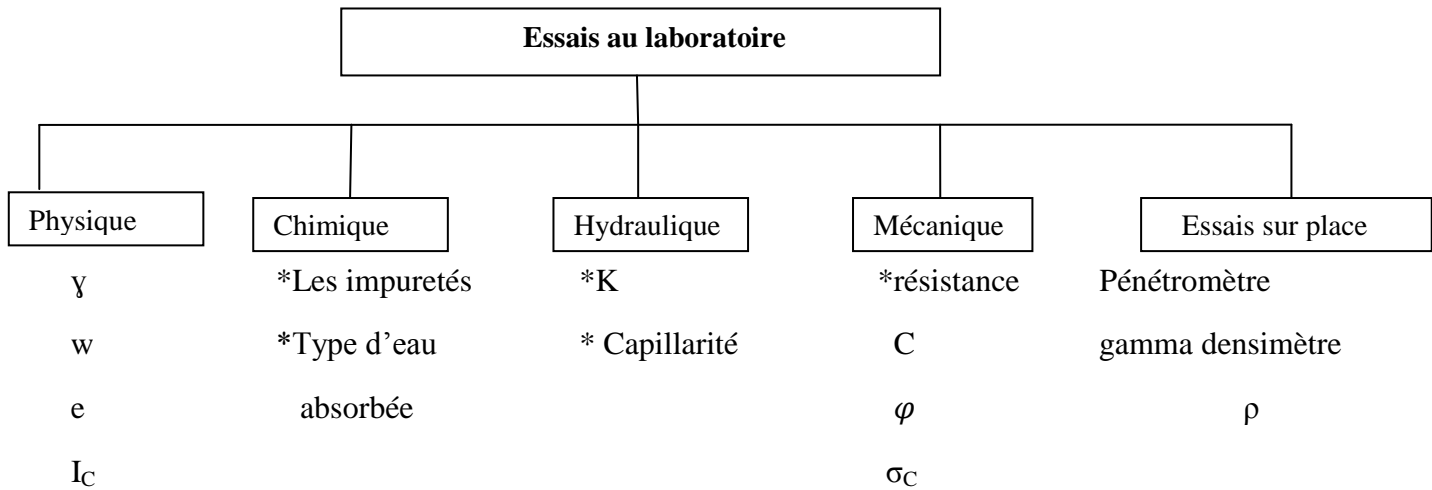
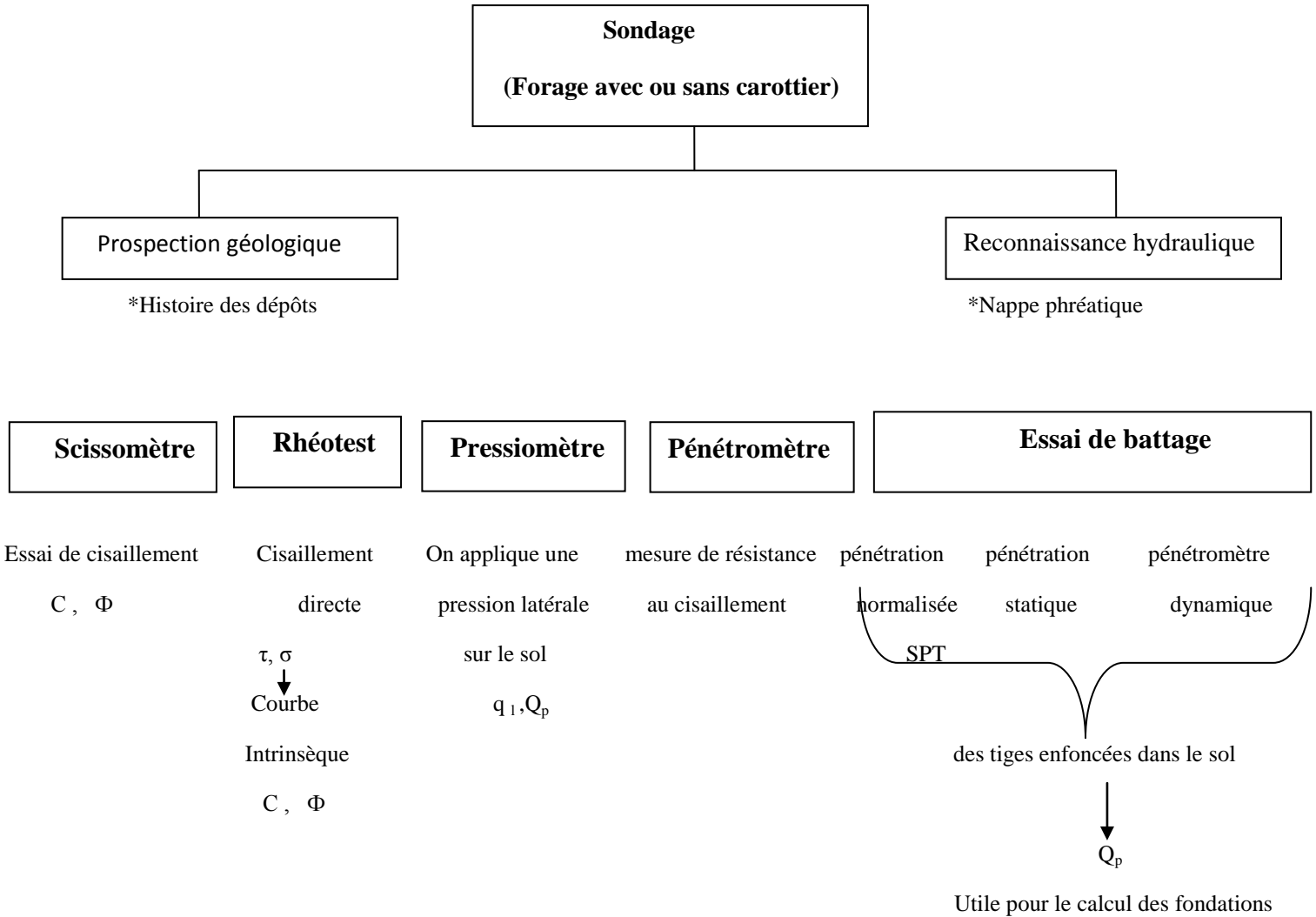


Figure 17. Pressio-pénétromètre

4. Récapitulatif des reconnaissances géophysique et géotechnique





Documentation disponible

Documentation disponible : (en rapport avec l'offre de formation proposée)

La Bibliothèque de l'université Badji Mokhtar-Annaba et le département de génie civil possèdent un fonds documentaire recouvrant l'unité d'enseignement du module mécanique des sols, et ce depuis leurs création.

FOND DOCUMENTAIRE :

TITRES	AUTEURS	CODE
<i>Eléments de mécanique des sols</i>	A. Benaïssa. - Alger: Office des publications universitaires, 1992. - 117 p.	624 BEN 1C2
<i>Mécanique des sols: concepts, applications</i>	Yves Berthaud, Patrick Buhan, Nicolas Schmitt. - Paris: Dunod, 2008. - 309 p. (L'Usine Nouvelle). ISBN 9782100511372	624 BER C5
<i>Les Fondations et reprises en sous-œuvre</i>	Robert Bertin, Claude Gax; Préf. Paul Peirani. - Paris: Eyrolles, 1971. - 266 p. : fig. ; 24 cm. - ((Traité du bâtiment / sous la dir de G).	624 BER 1C1
<i>Mécanique des sols appliquée: problèmes résolus</i>	Ali Bouafia. - 2e ed. - Alger: O.P.U., 2009. ISBN 9789961004647	624 BOU 9C5
<i>Introduction a la dynamique des sols. T1, principes de base</i>	Ali Bouafia. - Alger: Office des publications universitaires, 2010. - 335 p. ISBN 978-9961-0-1338-0. - ISBN 9961013380	624 BOU T1 C5
<i>Introduction a la dynamique des sols. T2, calcul dynamique des ouvrages géotechniques</i>	Ali Bouafia. - Alger: Office des publications universitaires, 2010. - 407 p. ISBN 978-9961-0-1347-2. - ISBN 9961013472	624 BOU T2 C5
<i>Manuel de travaux pratiques de mécanique des sols</i>	Mounir Bouassida, Samia Boussetta. - Tunisie: Centre de	624 BOU C3

	Publication Universitaire, 2007. - 116 p. ; 24 cm. Bibliogr.- ISBN : 978-9973-37-393-9. - ISBN 9973373939	
<i>Essais de puits: méthodes d'interprétation</i>	Gilles Bourdarot. - Paris: Technip, 1996. - 350 p. (Publications de l'Institut français du pétrole). ISBN 2710806975	624 BOU C2
<i>Reconnaissance des sols et fondations spéciales</i>	Henri Cambefort; Préf. A. Mayer. - 2é éd. - Paris: Eyrolles, 1963. - 145 p.	624 CAM 2C1
<i>Les Essais d'eau dans la reconnaissance des sols</i>	Maurice Cassan; Préf. Henri Cambefort. - Paris: Ed. Eyrolles, 1980. - 275 p	624 CAS 1C1
<i>Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols</i>	Maurice Cassan. - Nouv. éd. - Paris: Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 2004. - 568 p. ISBN 2859783962	624 CAS C5
<i>Problèmes résolus en mécanique des sols. V2, MDS. 02</i>	Noureddine Chelghoum. - Alger: Publications de l'Université de Badji Mokhtar, 2007. - 340 p. - ISBN 9789961899250	624 CHE V2 C5
<i>Le Compactage des sols et des matériaux granulaires : modélisation et propriété des matériaux compactes, gestion du compactage et contrôle en continu = Compaction of soils and granular materials</i>	Antonio Gomes- Correia; Alain Quibel; Ed. SOCIETE INTERNATIONALE DE MECANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FONDATION. - Paris: Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 2000. - IX-273 p. - ISBN 285978330X	624 COM C2

<i>Mécanique des sols</i>	Daniel Cordary. - Paris: Tec et Doc, 1995. - 380 p. ISBN 2852069873	624 COR 4C2
<i>Cours pratique de mécanique des sols. T1, plasticité et calcul des tassements</i>	Jean Costet, Guy Sanglerat. - 3em ed. - Paris: Dunod, 1981. ISBN 204015793X	624 COS T1 C2
<i>Fondations spéciales et reprises en sous-œuvre</i>	Marcel Forni. - Paris: Ed. Eyrolles, 1981. - 171 p.	624 FOR 1C1
<i>Calcul des fondations superficielles et profondes</i>	Roger Frank. - Paris: Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées: Techniques de l'ingénieur, 1999. - VIII-141 p. (Techniques de l'ingénieur).- ISBN 2859783113	624 FRA C3
<i>Génie géotechnique : applications de la mécanique des sols et des roches</i>	Pierre Habib. - Paris: Ellipes, 1982. - 145 p. ISBN 2040154728	624 HAB 1C1
<i>Géotechnique de l'ingénieur et reconnaissance des sols</i>	A Mayer. - 4ème.ed. - Paris: éditions eyrolles, 1980. - 345 p.	624 CAM 3C3
<i>Essentials of soil mechanics and foundations : Basic geotechnics</i>	David F. McCarthy. - 7th ed. - New Jersey: Prentice Hall, 2007. - 850 p. ISBN 0131145606	624 MCC C2
<i>Problèmes de mécanique des sols et de techniques de fondations avec solutions ou réponses</i>	Bruce Menzies, Simons Noel; Trad. Detry Véronique. - Paris: Eyrolles, 1979. - 90 p	624 MEN 1C1
<i>Fondements de la mécanique des sols</i>	Roberto Nova. - Paris: Hermes science publications, 2005. - 420 p. (Génie civil Jacky Mazars). ISBN 2746209462	624 NOV C5
<i>Capacité portante et tassements des</i>	Jean Nuyens. - 11e éd. Revue et	624 NUY 1C1

<i>fondations à partir d'essais in situ</i>	corrigée. - Paris: Eyrolles, Press universitaires de bruxelles. - 140 p. ISBN 2500000079	
<i>Fondations et ouvrages en terre</i>	Gerard Philipponnat; Préf. Maurice Albigès. - Paris: Ed. Eyrolles, 1979. - 402 p.	624 PHI 1C1
<i>La Pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique</i>	Jean-Pierre Magnan; Dir. Philippe Mestat; Dir. Alain Guilloux. - Paris: Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 1998. - 256 p. ISBN 2859783032	624 PRA 2C2
<i>Mécanique des sols : théorie et pratique</i>	Vincent Robitaille. - Canada: Modulo, 1997. - 652 p. ISBN: 978-2-89113-658-7. - Bibliogr.- Index. - ISBN 2891136587	624 ROB C2
<i>Soil mechanics and foundations</i>	B.C. Punmia. - 16th edition. - New Delhi: laxmi publications (P) LTD, 2005. - 916 p- ISBN 8170087910.	624 PUN V2 C4
<i>Reconnaissance des terrains in-situ</i>	Isam Shahrour; Dir. Roland Gourvès. - Paris: Hermes science publications, 2005. - 194 p. (Traité MIM-Mécanique et ingénierie des matériaux). ISBN 2746211351	624 REC C2
<i>Eléments de mécanique des sols</i>	François Schlosser. - Paris: Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, cop. 1988. - 276 p - (Cours des l'ecole nationale des ponts et chaussées). Bibliogr. - ISBN 2859781048	624 SCH 5C2
<i>Exercices de</i>	Frnçois Schlosser. -	624 SCH C2

<i>mécanique des sols</i>	Nouv. ed. - Paris: Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 1989. - 148 p. ; 24 x 17 cm. ISBN 2859781250	
<i>Smith's elements of soil mechanics</i>	Ian Smith. - 8th edition. - New york: Blackwell publishing, 1998. 538 p. ISBN 1405133708	624 SMI C4