

COURS & EXERCICES DE GEOTECHNIQUE 1

Selon Eurocodes7



Ain Draham - Tunisie

Khaled MEFTAH
Institut Supérieur des Etudes
Technologiques de Nabeul

Mohamed BEN ALI
Ecole Supérieure des Ingénieurs de
l'Équipement Rural Medjez El Bab

SOMMAIRE

Avant-propos	2
Table de matières	4
Symboles et unités selon Eurocodes 7	5

Chapitres	Intitulés	Pages
1	Les sols : Structure – Identification et classification	6
2	Hydraulique des sols	15
3	Contraintes dans le sol	20
4	Tassement et consolidation des sols	29
5	Résistance au cisaillement des sols	30
6	Portance des fondations superficielles	45
7	Poussée et butée des terres	51
	Exercices & corrections	62
	Annexes	101
	Références bibliographiques & Webographie	113

AVANT-PROPOS

Ce manuel d'enseignement est un document de base pour l'initiation aux notions essentielles de la géotechnique et de ses applications dans les projets de constructions. Il est destiné aux aussi bien pour les étudiants niveau Licence appliquée, que pour les étudiants des écoles d'ingénieurs dans la spécialité génie civil. Pour chaque chapitre, sont présentés les théories de base et les méthodes de calcul selon les Eurocodes 7, ainsi que des exercices d'application.

Certains exercices sont corrigés, même parfois brièvement, ce qui incitera l'étudiant à raisonner et développer les différentes étapes de calculs afin d'aboutir aux résultats mentionnés.

Mr Khaled MEFTAH. ISET Nabeul

E-Mail: Meftah.Kaled@isetn.rnu.tn

Mr Mohamed BEN ALI. ESIER Medjez El Bab

E-Mail: Mohamed.benali@iresa.agrinet.tn

TABLE DES MATIERES

Sommaire

Avant-propos

Chapitre 1 : Identification et classification des sols	5
1- Eléments constitutifs d'un sol	5
2- Paramètres de définition des sols	5
3- Identification des sols	7
4- Classification des sols	13
Chapitre 2: Hydraulique des sols	14
1- Ecoulement linéaire	14
2- Ecoulements plans	15
Chapitre 3 : Les contraintes dans le sol	19
1- Notions de contraintes	19
2- Cercles de Mohr	20
3- Les contraintes dues au poids propre	23
4- Les contraintes dues aux surcharges	25
Chapitre 4 : Tassement et consolidation des sols	28
1- Notions de déformations dans les sols	28
2- Relations : contraintes-déformations	28
3- Tassements des sols- consolidation	28
4- Evolution du tassement en cours du temps	32
5- Contrainte effective et pression interstitielle en cours du temps	34
Chapitre 5 : Résistance au cisaillement des sols	35
1- Comportement élasto-plastique des sols	35
2- Comportement à court et à long terme des sols	36
3- Détermination des paramètres de cisaillement des sols au laboratoire	37
Chapitre 6 : Portance des fondations superficielles	44
1- Introduction	44
2- Calculs de la capacité portante	46
3- Calculs de la contrainte admissible	49
Chapitre 7 : Poussée et butée des terres	50
1- Introduction	50
2- La théorie de Rankine	50
3- Calculs des efforts de poussée et de butée	54
4- Stabilité des murs de soutènement	58
5- Stabilité des rideaux de palplanches	60
Exercices	64

SYMBOLES ET UNITES SELON EURONORMES 7

I. Majuscules latines :

- B : Largeur
- D : Diamètre
- F : Charge axiale ou latérale appliquée à un pieu
- H : Action ou force horizontale
- K : Coefficient de pression des terres
- N : facteur de capacité portante
- R : Résistance en unité (en unité de force) d'un élément de fondation

II. Minuscules latines

- a : Adhérence
- c' : Cohésion effective
- c_u : Cohésion non drainée
- i : Gradient hydraulique
- k : coefficient de perméabilité
- q : pression verticale due au poids des terres ou à une surcharge
- s : Tassement
- u : Pression interstitielle

III. Minuscules grecques

- γ : Poids volumique
- δ : Angle de frottement entre le terrain et la structure
- σ : Contrainte totale normale
- σ' : Contrainte effective normale
- ζ' : Contrainte de cisaillement
- ϕ : Angle de frottement
- ϕ' : Angle de frottement interne effectif

IV. indices

- a : Poussée des terres
- a : Ancrage
- b : Base d'un pieu
- c : Compression
- d : Valeur de calcul
- k : Valeur caractéristique
- p : Butée des terres
- s : Fût d'un pieu
- t : Traction
- t : Total
- tr : Transversal (latéral)
- ω : Eau
- o : Conditions au repos ou conditions initiales

V. Unités SI

- | | |
|---------------------------------------|---|
| Force | kN, MN |
| Moments | kNm |
| Masse volumique | kg/m ³ , Mg/m ³ , (t/m ³) |
| Poids volumique | kN/m ³ |
| Contraintes, pressions et résistances | kN/m ² (kPa) |
| Raideur | MN/m ² (MPa) |
| Coefficient de perméabilité | m/s, (m/an) |
| Coefficient de consolidation | m ² /s, (m ² /an) |

CHAPITRE 1 :

IDENTIFICATION ET CLASSIFICATION DES SOLS

1-Eléments constitutifs d'un sol

Un sol est un mélange :

- d'éléments solides : Provenant de la désagrégation mécanique et/ou chimique d'une roche mère.

On distingue les minéraux non argileux ($\varnothing > 2\mu\text{m}$ et ayant le même comportement que la roche mère : *Sols pulvérulents*), les minéraux argileux (kaolinite, illite et montmorillonite) et les sols organiques (*vases et tourbes*)

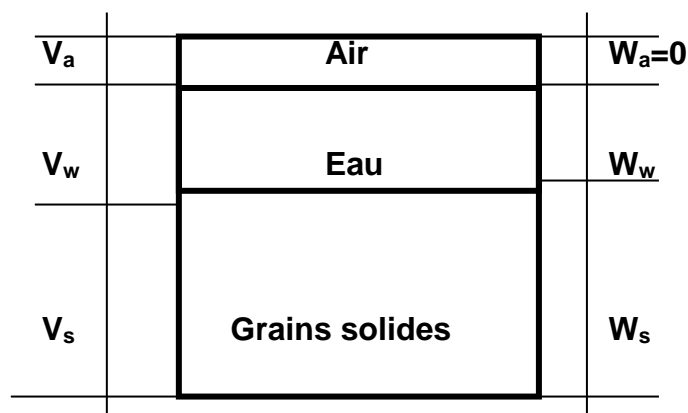
- d'eau : Existe sous plusieurs formes (eau de constitution, inter feuillet, liée et libre).
- de gaz : Contenu dans les vides, c'est l'air pour un sol sec ou mélange d'air et de vapeur d'eau pour un sol humide.

2-Paramètres de définition des sols

2-1 Modèle élémentaire d'un sol

Volumes

Poids



Volumes :

V_a : volume de l'air. V_w : volume de l'eau. V_s : volume des grains solides.

$V_v = V_a + V_w$: volume des vides. $V = V_v + V_s$: volume total

Les poids:

W_w : poids de l'eau W_s : poids des grains solides $W = W_w + W_s$: poids total

2-2 Les paramètres de nature

- Le poids volumique des grains solides :

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

- Le poids volumique de l'eau :

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} = 10 \text{ kN/m}^3$$

- Poids volumique déjaugé

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

- Poids volumique du sol saturé

$$\gamma_{sat} = \frac{W_{sat}}{V}$$

- La gravité spécifique :

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

2.3 Les paramètres d'état

Ils indiquent dans quelles proportions existent les différentes phases d'un sol. Ils

On définit :

- Le poids volumique total ou humide :

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

- Le poids volumique du sol sec (Dry) :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

- La teneur en eau :

$$\omega\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

- L'indice des vides :

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

- Le degré de saturation :

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

- La porosité :

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

Les paramètres de nature et d'état ne sont pas indépendants. Ils sont reliés par les relations données par le [tableau 1.1](#)

N.B :

- la teneur en eau peut être > à 100%
- l'indice des vides peut être > à 1
- La porosité est toujours < à 1

3. Identification des sols

Nous regroupons dans ce paragraphe les essais géotechniques simples de laboratoire qui permettent d'identifier un sol.

3.1 Essais de détermination des paramètres de définition

Ces essais font l'objet des travaux pratiques de matériaux de construction à savoir la détermination de la teneur en eau, des poids volumiques et de l'indice des vides.

3.2 Essais granulométriques

Ils permettent d'obtenir la répartition en pourcentage des grains solides selon leurs dimensions. Deux types d'essais sont envisageables selon le sol à tester :

- Tamisage ; par voie humide (XP P 94-041) ou sèche pour les grains des sols de diamètre $\varnothing \geq 80\mu\text{m}$.
- Sédimentométrie (NF P94-057 ou DIN 66111) pour les grains du sol de diamètres $\varnothing < 80\mu\text{m}$.

Les résultats sont traduits sous forme d'une courbe granulométrique (fig 1.1), à partir de laquelle on peut déterminer :

- Le coefficient d'uniformité :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

- Le coefficient de courbure :

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \times d_{60}}$$

N.B : d_i : diamètre correspondant à $i\%$ de pourcentage de tamisât cumulé.

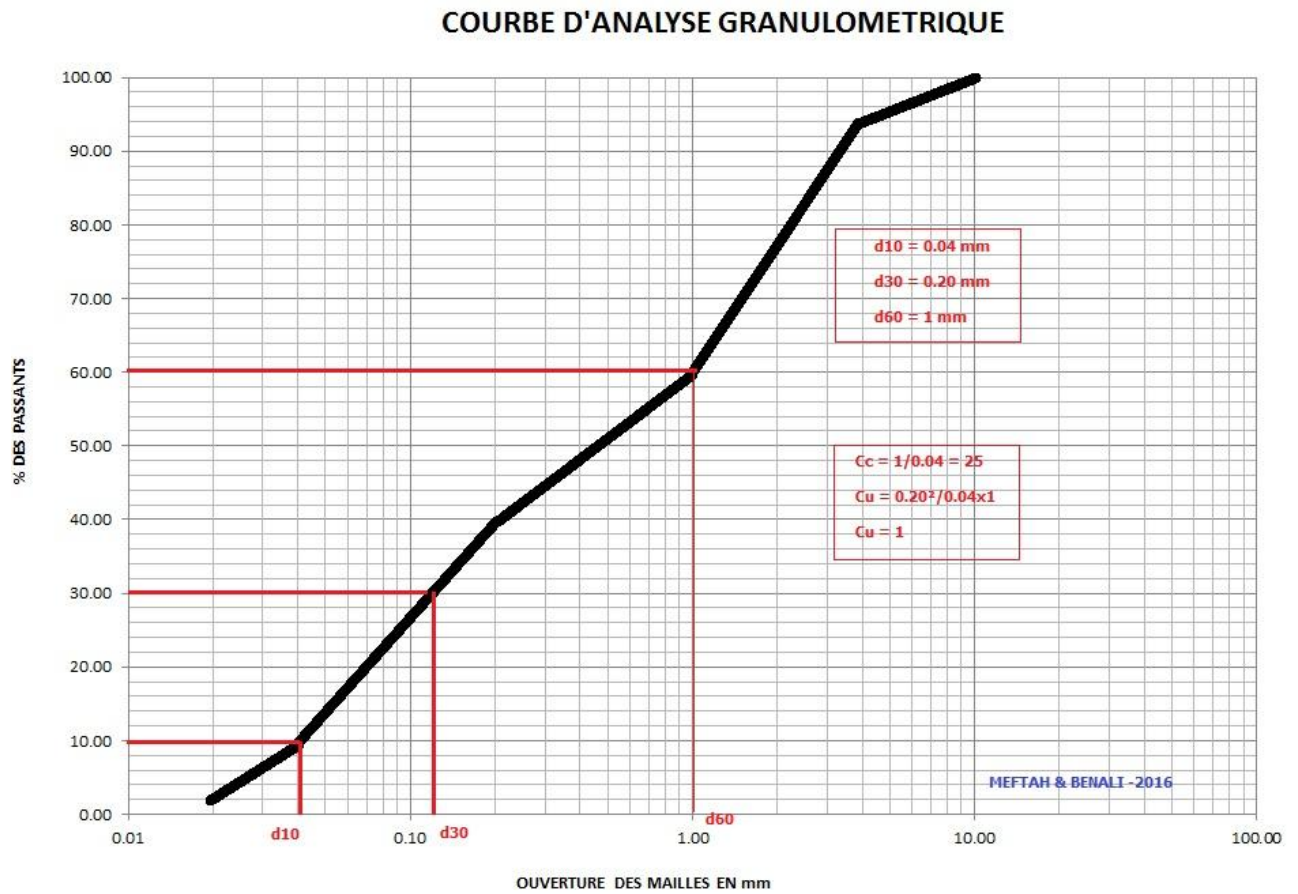


Fig 1.1 : Exemple de détermination des d_i

3.3 Essais sur sols pulvérulents ($D > 20 \mu\text{m}$)

Le comportement de ces sols dépend des paramètres qui caractérisent le squelette solide, à savoir les dimensions des grains et l'indice des vides. Les essais les plus courants sont :

- a) Equivalent de sable (ES%) : Permet de caractériser la propreté des sables et le type de sol analysé.

Tableau 1.1 : 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

- b) Densité relative (ou indice de densité) : Permet de caractériser la compacité d'un sol et son aptitude à supporter des charges.

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (1.1)$$

Avec :

- e : indice des vides du sol en place.
- e_{\max} : indice des vides du sol à l'état le plus lâche.
- e_{\min} : indice des vides du sol à l'état le plus dense.

**Tableau 1.2 : Compacité d'un sol en fonction de l'indice de densité
(Norme XP P 94-011)**

I_D	Compacité du sol
$I_D \leq 0.2$	TRES LACHE
$0.2 < I_D \leq 0.4$	lâche
$0.4 < I_D \leq 0.6$	moyennement plastique
$0.6 < I_D \leq 0.8$	Dense
$I_D > 0.8$	Très dense

3.4 Essais sur les sols fins ($D < 20 \mu\text{m}$)

Le comportement de ces sols dépend :

- de la composition minéralogique (types de minéraux argileux)
- de la structure (dispersée ou floculée)
- de la teneur en eau $\omega\%$.

a) Limites d'Atterberg :

Suivant la consistance d'un sol remanié, qui est fonction de sa teneur en eau, on distingue 4 états schématisés comme suit :

ETAT	<i>Solide</i>		<i>plastique</i>	<i>liquide</i>
	Sans retrait	Avec retrait		
ω	ω_s		ω_l	ω_p
Limite de	retrait		plasticité	liquidité

ω_s , ω_l et ω_p sont les limites d'Atterberg déterminées en laboratoire sur la fraction du sol $< 0.40\text{mm}$.

A partir de ces limites, on peut déterminer :

- Indice de plasticité : « I_p »

$$I_p = \omega_L - \omega_P \quad (1.2)$$

Tableau 1.3 : Type de sol en fonction de I_p (Norme XP P 94-011)

Indice de plasticité (%)	Qualificatif
$I_p \leq 12$	non plastique
$12 < I_p \leq 25$	Peu plastique
$25 < I_p \leq 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

- L'indice de consistance: « I_c »

$$I_c = \frac{\omega_L - \omega}{I_p} \quad (1.3)$$

Tableau 1.4 : Etat de consistance du sol en fonction de I_c

Indice de consistance	consistance du sol
$I_c \leq 0$	Liquide
$0 < I_c \leq 0.25$	Très molle
$0.25 < I_c \leq 0.5$	Molle
$0.5 < I_c \leq 0.75$	Ferme
$0.75 < I_c \leq 1$	Très ferme
$I_c > 1$	Très dure

□ L'indice de liquidité : « I_L »

$$I_L = \frac{\omega - \omega_P}{I_P} = 1 - I_c \quad (1.4)$$

Tableau 1.5 : Etat de consistance du sol en fonction de « I_L » (Norme XP P 94-011)

Indice de liquidité	Consistance du sol
$I_L < 0$	Très dure
$0 < I_L \leq 1$	Dure à très plastique
$I_L > 1$	Fluide

b) 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.

Tableau 1.6 : 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	Seuil distinguant les sols limoneux et les sols argileux
8	Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

c) Teneur en carbonate : % de CaCO_3

L'essai est réalisé pour les matériaux marneux et crayeux par le calcimètre afin de déterminer la teneur en CaCO_3

Tableau 1.7 : Type de sol en fonction du % en CaCO_3 (Norme XP P 94-011)

Teneur en Carbonate en %	Type de sol
0 - 10	Non marneux
10 - 30	Faiblement marneux
30 - 70	Marneux
70 - 90	Calcaro - marneux
90 - 100	Calcareux – crayeux*

*La distinction entre calcareux et crayeux se fait à partir de l'origine géologique.

d) 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.

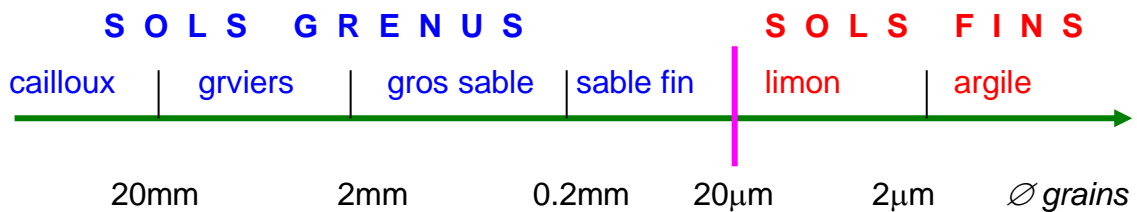
Tableau 1.7 : Type de sol en fonction du % en MO (Norme XP P 94-011)

Teneur en matières organiques (MO%)	Type de sol
$\text{MO} < 3$	Non organique
$3 < \text{MO} < 10$	Faiblement organique
$3 < \text{MO} < 30$	Moyennement organique
$\text{MO} > 30$	Très organique

4 - Classification des sols

Elle consiste à regrouper les sols qui ont une nature, un état et un comportement similaires par rapport à une application géotechnique particulière (routes, fondations, etc.)

En première approximation, on peut adopter, lorsque les dimensions des grains sont peu différentes, la classification suivante selon le diamètre moyen des grains



4.1 Classification des sols non organiques (MO < 3%)

On distingue :

- Les sols grenus (plus de 50% des éléments solides ont un $\varnothing > 80\mu\text{m}$)
- Les sols fins (plus de 50% des éléments solides ont un $\varnothing > 80\mu\text{m}$).

a) Les sols grenus

On adopte la classification des laboratoires des ponts et chaussées (LPC). (voir tableau éventuellement le diagramme de Casagrande), de l' [Annexe 1.2](#)

b) Les sols fins :

Utiliser le diagramme de Casagrande de l' [Annexe 1.3](#)

CHAPITRE 2

HYDRAULIQUE DES SOLS

1- Ecoulement linéaire

1-1 Hypothèses

- Le sol sujet d'un écoulement est supposé saturé ($S_r=1$)
- Le régime d'écoulement est permanent et laminaire.

1-2 Mouvement de l'eau

Une molécule suit un trajet appelé « ligne de courant », son vecteur vitesse est tangent à cette ligne. Les lignes de courant s'appuyant sur le contour fermé d'une surface « S » forment un tube de courant. Le débit « Q » en m^3/s , pour une vitesse « V » constante est :

$$Q=V \times S \quad (2.1)$$

Pour effectuer des calculs, on est ramené à définir des lignes de courants fictives et des vitesses apparentes « v »

1-3 Charge et pression hydraulique

Par sa position, la pression qu'elle subit et la vitesse à la quelle elle s'écoule, l'eau en un point donné du sol porte une quantité d'énergie « h » en mètres d'eau (charge hydraulique), donnée par l'équation de Bernoulli :

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{u}{\gamma \omega} + z \quad (2.2)$$

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

La charge hydraulique est mesurée en un point donné par l'altitude du niveau atteint par l'eau dans un tube piézométrique placé au point considéré par rapport au plan de référence.

Pour les sols, « v » est très faible, on aura alors :

$$h = \frac{u}{\gamma \omega} + z \quad (2.3)$$

1-4 Perte de Charge

Entre deux points A et B, Δh représente la variation de la charge hydraulique subie par l'eau lors de son mouvement de A vers B. C'est une perte d'énergie (perte de charge).

$$\Delta h = h_A - h_B \quad (2.4)$$

1-5 Gradient hydraulique

C'est la perte de charge par unité de longueur en un point donné.

$$i = \frac{\Delta h}{dl} \quad (2.5)$$

Le gradient hydraulique critique (i_c), est celui qui va provoquer un état de bouillonnement appelé phénomène de renard. C'est l'amené des grains solides par l'écoulement de l'eau dans le sol (selon les lignes d'écoulement)

$$i_c = \frac{\Delta h_c}{L} = \frac{Gs-1}{1+e} = \frac{\gamma'}{\gamma \omega} \quad (2.6)$$

1-6 Loi de Darcy

Pour un sol donné, la vitesse « v » reste proportionnelle au gradient hydraulique « i » selon la loi de DARCY :

$$v = k \cdot i \quad (2.7)$$

k : étant le coefficient de perméabilité du sol qui varie en fonction de la nature du sol et qui peut être déterminé soit à partir des essais de laboratoire ou à partir d'essais en place. (varie de 10^{-4} pour les sables à 10^{-14} m/s pour les argiles)

2- **Écoulements plans**

Pour résoudre un problème d'écoulement plan dans un sol saturé, il faut connaître en tout point du sol la charge hydraulique. En se basant sur le principe de continuité du débit et en supposant le sol homogène et isotrope vis-à-vis de la perméabilité K, on obtient l'équation de conservation du débit :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.8)$$

Qui peut s'écrire sous la forme $\Delta h = 0$: Equation de Laplace

Cette équation admet une solution lorsque les conditions limites et initiales sont définies pour l'écoulement.

L'intégration de cette équation nous donne deux familles de courbes orthogonales. Par construction de ces courbes, on obtient un réseau d'écoulement orthogonal constitué de lignes équipotentielles φ (même charge hydraulique sur une même ligne) et des lignes de courant ψ (tangentes au gradient hydraulique).

La connaissance de ce réseau nous fournit en tout point la vitesse de l'eau « v », la charge hydraulique « h », la pression interstitielle « u », et le débit « q ».

La résolution de l'équation (2.8) peut se faire de 3 méthodes :

- La méthode graphique.
- La méthode analytique par traitement numérique.
- La méthode par analogie électrique

Résolution graphique : on se propose de l'exemple suivant

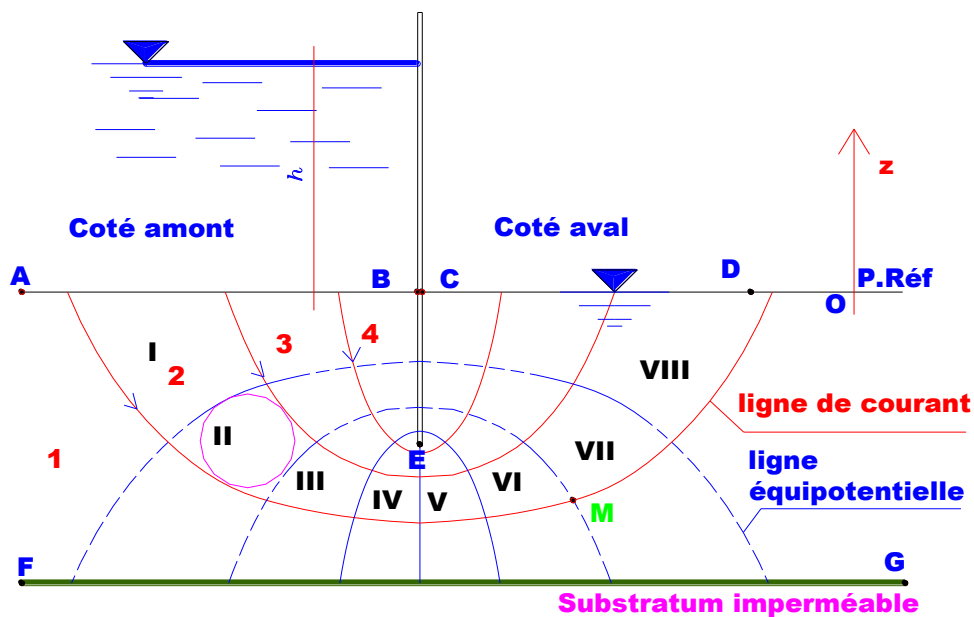


Fig 2.1 : Réseau d'écoulement horizontal

2.1 Les conditions aux limites

- BEC: ligne d'écoulement.
- FG : ligne de courant
- AB : ligne équipotentielle $h_A = h_B$ de charge hydraulique « h »
- CD : ligne équipotentielle $h_C = h_D$ de charge hydraulique nulle

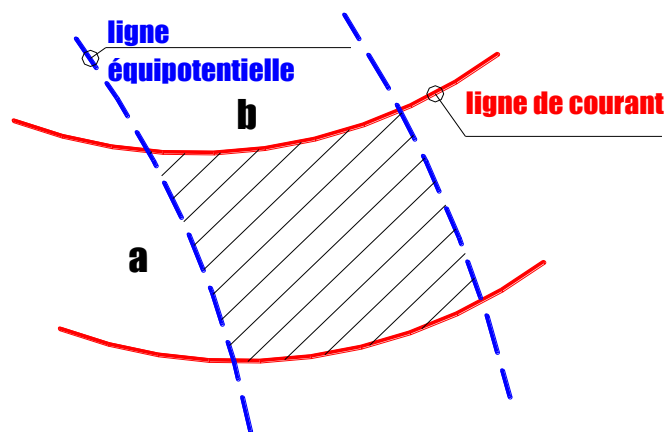
Pour tracer le réseau d'écoulement, certaines conditions doivent être satisfaites :

- lignes de courant orthogonales aux lignes équipotentielles.
- les quadrilatères curvilignes doivent être semblables.
- les conditions aux limites satisfaites.
- même débit et même perte de charge entre deux lignes de courant.

2.2 Calcul du débit :

Le débit traversant un quadrilatère est donné par

$$\Delta q = K \cdot \Delta h \cdot \frac{a}{b} \quad (2.9)$$



C'est le débit traversant un canal « i »

$$q_i \Delta q = K \cdot \Delta h \cdot \frac{a}{b} \quad (2.10)$$

Δh étant la perte de charge élémentaire.

Si on appelle :

n_h : nombre d'intervalles entre les lignes équipotentielles

n_c : nombre de tubes d'écoulement (de canaux)

on aura le débit total :

$$q = n_c q_i = n_c K \cdot \Delta h \cdot \frac{a}{b}$$

si la perte de charges totale entre la 1^{ère} et la dernière ligne équipotentielle est :

$$\Delta H = n_h \cdot \Delta h$$

le débit total de fuites du coté amont vers le coté aval est donné par la relation :

$$Q = K \cdot \Delta H \cdot \frac{n_c}{n_h} \cdot \frac{a}{b} \quad (2.11)$$

Dans le cas d'un réseau à mailles carrées (a/b =1)

$$Q = K \cdot \Delta H \frac{n_c}{n_h}$$

Dans le cas de l'exemple de la figure 2.1, on a :

$n_h = 8$; $n_c = 4$ et $\Delta H = h_A - h_D = h$;

le débit total des fuites « Q » est : $Q = \frac{1}{2} K \cdot h$

2.3 Calcul des charges hydrauliques et des pressions:

Pour le point « M » représenté sur l'exemple de la figure 2.1

$$h_M = h_A - 6\Delta h \quad ; \quad h_M = h_A - 6\frac{h}{8} = \frac{2}{8}h$$

et $u_M = \gamma \omega \cdot h_{\omega M}$ sachant que $h_{\omega M}$: hauteur piézométrique

$$u_M = \gamma \omega \cdot \left(h_M - z_M \right) \quad Z_M : \text{mesurée à partir du plan de référence } (Z_M < 0)$$

$$u_M = \gamma \omega \left(\frac{2}{8}h - z_M \right)$$

CHAPITRE 3

CONTRAINTES DANS LE SOL

1-Notions de contraintes

Soit un solide à la surface duquel s'exercent des forces.

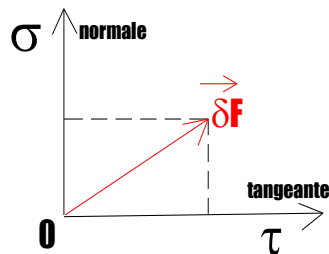
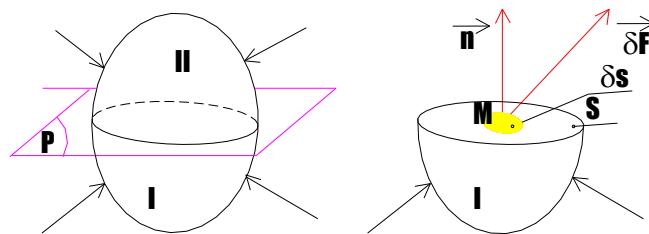


fig 3.1

En coupant ce solide par un plan fictif (P), l'élément de surface « δs », autour du point « M » sur la surface « S », est soumis à une force $\vec{\delta F}$ (fig 3.1).

La contrainte au point « M » est le vecteur $\vec{f} = \frac{\vec{\delta F}}{\delta s}$

Cette contrainte se décompose en une contrainte normale σ et une contrainte tangentielle τ

En mécanique des sols, pour déterminer l'état de contraintes autour d'un point « M » dans le sol, il suffit de connaître les composantes des forces s'exerçant sur les faces d'un parallélépipède centré autour du point « M » et dont les arêtes sont parallèles aux axes Ox, Oy, Oz.

L'état de contraintes autour de ce point est représenté par une matrice symétrique appelée tenseur de contraintes :

$$\sigma : \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Parmi les facettes autour du point M, il existe 3 plans privilégiés pour les quels la contrainte tangentielle est nulle ($\tau = 0$). Ces 3 plans sont appelés **plans principaux**,

leurs directions normales, **directions principales** et les contraintes correspondantes, **contraintes principales**, notées

σ_1 : **Contrainte principale majeure.**

σ_2 : **Contrainte principale intermédiaire.**

σ_3 : **Contrainte principale mineure.**

Avec : $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

2- Cercles de Mohr

Pour étudier l'état de contraintes autour d'un point, on utilise une représentation appelée diagramme de Mohr qui consiste à représenter le vecteur contrainte \vec{f} dans un système d'axes (σ, τ) .

Dans le cas bidimensionnel, cas très fréquent en géotechnique, le cercle de Mohr est le lieu des extrémités des vecteurs contraintes et les contraintes principales se réduisent à deux.

2-1 Méthode analytique

Dans le système de repère (Ox, Oy) le tenseur de contraintes s'écrit :

$$\sigma \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xz} \\ \tau_{xz} & \sigma_z \end{bmatrix}.$$

La condition de nulleté du moment résultant : $\tau_{ij} = \tau_{ji}$ càd $\tau_{xz} = \tau_{zx}$

Connaissant les contraintes sur les facettes de normales Ox et Oz, on peut déterminer les contraintes sur n'importe qu'elle autre facette inclinée d'un angle « θ »

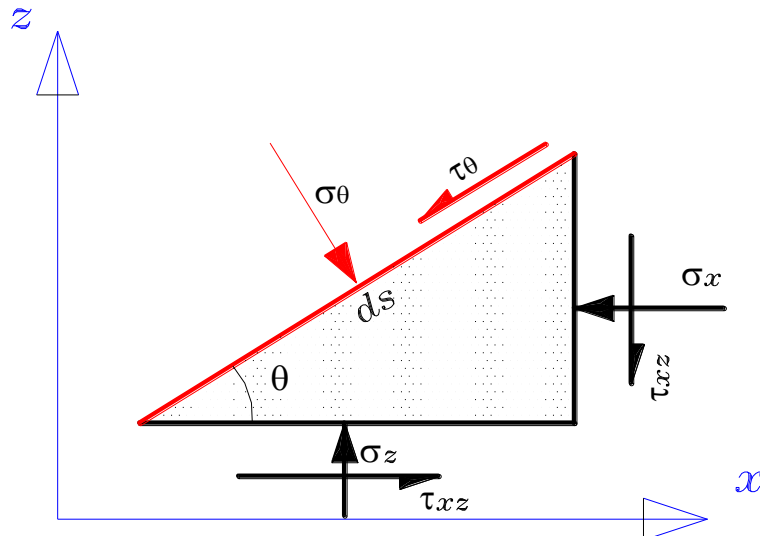


fig 3.2

Si l'on écrit la première condition d'équilibre (somme des forces est nulle), on aura l'état de contrainte sur le plan incliné de « θ »

$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \cos 2\theta - \tau_{xz} \sin 2\theta \quad (3.1)$$

$$\tau_{\theta} = \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \sin 2\theta + \tau_{xz} \cos 2\theta \quad (3.2)$$

Le lieu de contraintes dans le plan (σ, τ) est défini par la relation :

$$\left(\sigma_{\theta} - \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \right)^2 + \tau_{\theta}^2 = \left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \right)^2 + \tau_{xz}^2 \quad (3.3)$$

C'est l'équation d'un cercle (cercle de Mohr):

- de centre de coordonnées $((\sigma_x + \sigma_z)/2, 0)$

- de rayon $R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2}$

L'orientation des plans principaux est obtenue pour $\tau_{\theta} = 0$, soit :

$$\theta_1 = -\frac{1}{2} \arctg \frac{2\tau_{xz}}{\sigma_z - \sigma_x} \quad \text{et} \quad \theta_2 = \theta_1 + \pi/2 \quad (3.4)$$

Il existe donc deux plans principaux dont l'orientation est donnée par θ_1 et θ_2

Les contraintes principales majeure et mineure sont déterminées à partir de l'équation du cercle

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (3.5)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (3.6)$$

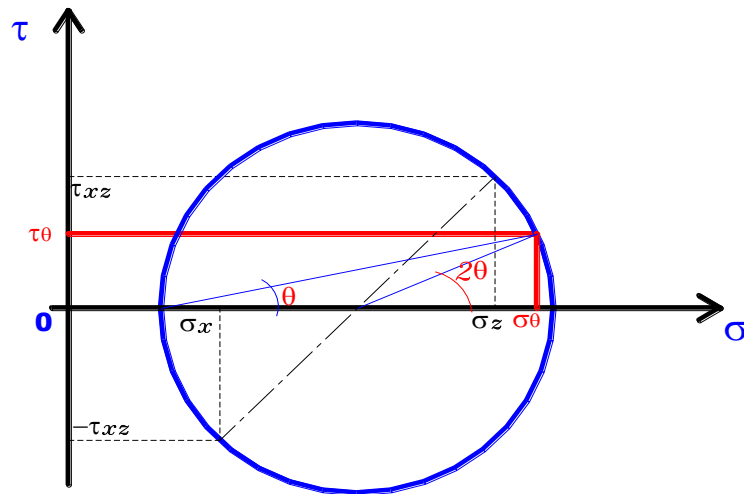


fig3.3 : Cercle de Mohr

A noter que, si les directions **x** et **z** sont principales ($\sigma_x = \sigma_3$; $\sigma_z = \sigma_1$ et $\tau_{xz}=0$) on trouve :

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad (3.7)$$

$$\tau_\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad (3.8)$$

2- 2 Méthode graphique

Il s'agit de déterminer l'état de contraintes sur le plan incliné d'un angle θ et dont les valeurs des contraintes principales σ_1 et σ_3 sont connues (fig 3.4)

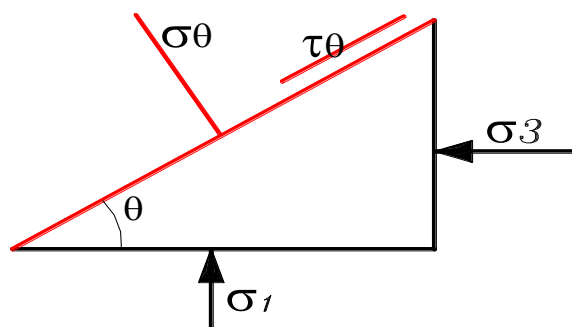


fig3.4

La démarche utilisée pour résoudre ce problème est la suivante

- De σ_1 , on trace une parallèle au plan de σ_1
- De σ_3 , on trace une parallèle au plan de σ_3
- L'intersection des deux plans donne le pôle « P »
- Du pôle « P », on trace la parallèle à la facette sur laquelle on veut trouver l'état de contraintes (σ_θ et τ_θ)
- L'intersection de cette droite avec le cercle donne σ_θ et τ_θ

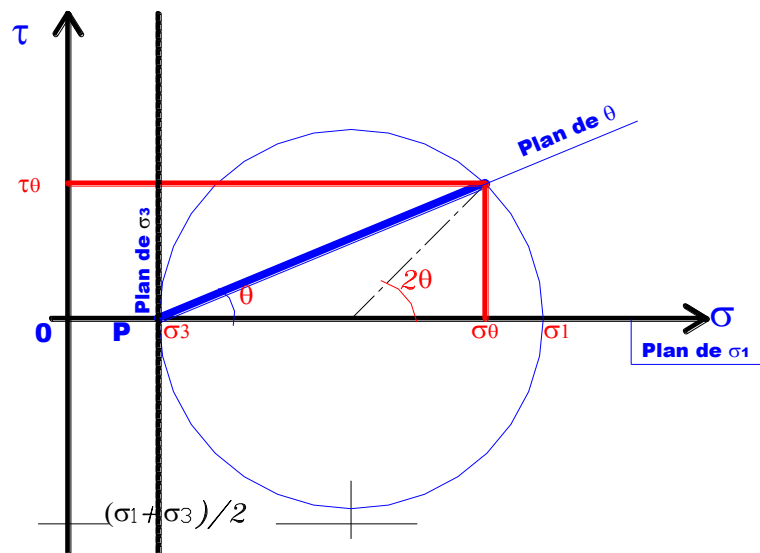


fig 3.5

On doit souligner enfin que, en mécanique des sols, on adopte la convention de signes suivante :

- $\sigma > 0$ en compression
- $\sigma < 0$ en traction

3- Contraintes dues au poids propre du sol

Le poids du sol augmente avec la profondeur ; réparti sur une unité de surface horizontale à une profondeur donnée, il correspond à la pression ou contrainte due au poids propre.

Pour un sol de poids volumique γ (en kN/m^3), et à une profondeur z (en m), la contrainte verticale est :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (3.9)$$

3-1 Cas d'un sol sec

Le poids volumique intervenant dans le calcul de la contrainte est : γ_d .

Dans le cas d'un sol stratifié en plusieurs couches de différents poids volumiques et différentes hauteurs :

$$\sigma_v = \sum \gamma_{di} \cdot h_i \quad (3.10)$$

3-2 Cas d'un sol saturé

Noyé dans l'eau interstitielle, l'élément de sol est allégé d'un poids équivalent au poids volumique de l'eau multiplié par son propre volume. Ainsi la contrainte totale sera (σ_v) supportée par le squelette solide et l'eau.

D'après la loi de TERZAGHI :

$$\sigma_v = \sigma'_v + u \quad \text{et} \quad \tau' = \tau \quad (3.11)$$

u : pression interstitielle, $u = \gamma_w \cdot h_w$

σ'_v : contrainte effective transmise au squelette solide.

NB : - Le poids volumique intervenant dans le calcul de la contrainte totale est : γ_{sat} .

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = \gamma' \cdot h \quad (\gamma' : \text{poids volumique déjaugé})$$

Exemple :

Traçons le diagramme de variation de σ_v , σ'_v et u en fonction de la profondeur

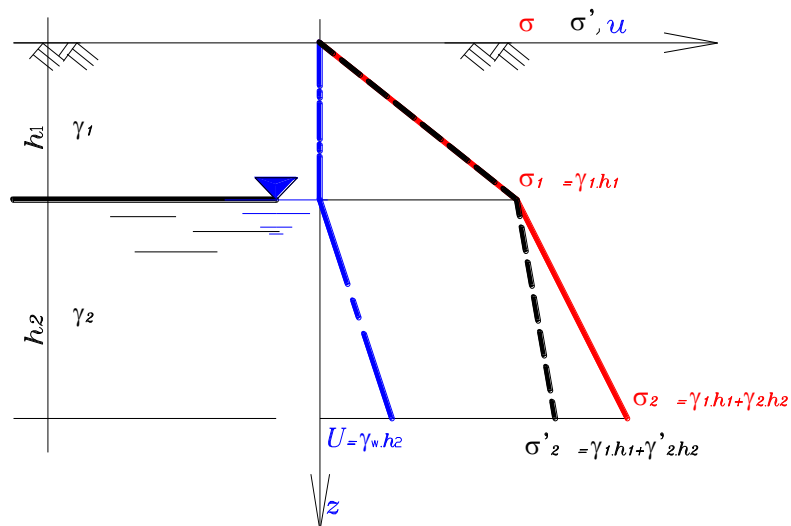


fig 3.6 Diagrammes de σ_v , σ'_v et u en fonction de la profondeur.

4- Contraintes dues aux surcharges

Les dépôts de sol sont normalement stables, à moins que des circonstances naturelles ou un chargement artificiel ne contribuent à y accroître les contraintes effectives et qu'un tassement s'en résulte. On sait qu'un abaissement de la nappe augmente la contrainte effective, mais divers types de surcharges induisent également des contraintes ($\Delta\sigma$) dans le sol. Il s'agit :

- Des charges ponctuelles.
- Des charges uniformément réparties sur les surfaces rectangulaires et circulaires.
- Des charges en forme de remblai de longueur supposée infinie

4-1 Cas d'une charge répartie uniformément sur toute la surface (pression q)

Dans ce cas et **quelle que soit** la profondeur z , on a :

$$\Delta\sigma = q \quad (3.12)$$

4-2 Cas d'une force ponctuelle Q

En considérant le sol comme milieu semi-infini élastique non pesant, la contrainte verticale due à la force ponctuelle Q est calculée d'après la formule de Boussinesq :

$$\Delta\sigma = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (3.13)$$

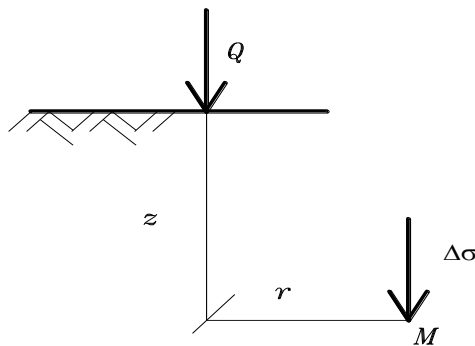


fig 3.7 Surcharge ponctuelle

où I_z est le facteur d'influence de contrainte verticale donné par [l'abaque 3.1](#) en fonction de r/z

Cette équation peut s'écrire sous une forme plus simple :

$$\Delta\sigma = I_z (Q/z^2). \quad (3.14)$$

4-3 Cas d'une charge circulaire uniforme (pression : q)

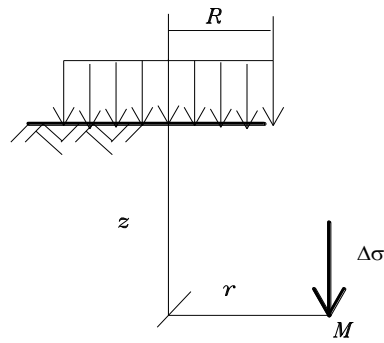


fig 3.8 Surcharge circulaire

$$\Delta\sigma = I_z q \quad (3.15)$$

I_z : facteur d'influence fonction r/R et z/R - [Abaque3-2](#)

4-4 Cas d'une charge rectangulaire uniforme (pression : q)

Sous l'effet d'une charge rectangulaire de largeur « b » et de longueur « l », la contrainte induite $\Delta\sigma$ sous l'un des coins de cette charge, est donnée par :

$$\Delta\sigma = I_z q \quad (3.16)$$

I_z : facteur d'influence fonction de b/z et l/z . [Abaque3-3](#)

La contrainte à la verticale d'un point quelconque s'obtient en construisant à partir du rectangle et du point, des rectangles ayant chacun un sommet au point considéré. La contrainte cherchée est la somme algébrique des contraintes produites par les rectangles.

exemple :

Pour calculer $\Delta\sigma$ à la verticale du point A sous l'effet de la pression « q » de la semelle EHDC, on utilise la méthode de découpage

$$\Delta\sigma = [I_{z1} - (I_{z2} + I_{z3}) + I_{z4}]q$$

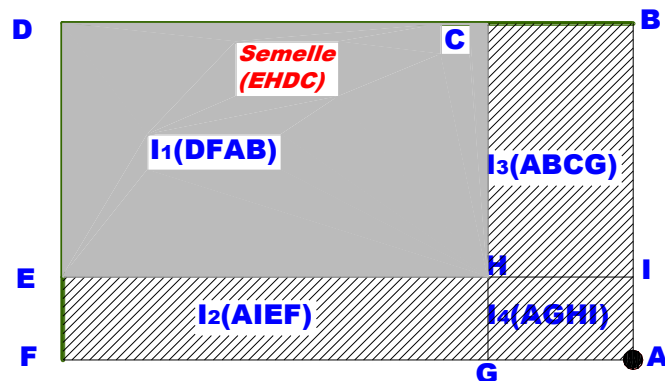


fig 3.9 Surcharge rectangulaire

4-5 Cas d'une charge en forme de remblai de longueur infinie

Pour un remblai de hauteur H_r et de poids volumique γ_r , la contrainte verticale est :

$$\Delta\sigma = I_z q \quad (3.17)$$

$$\text{Avec : } q = \gamma_r \cdot H_r$$

I_z : facteur d'influence donné en de a/z et b/z [Abaque3-4](#)

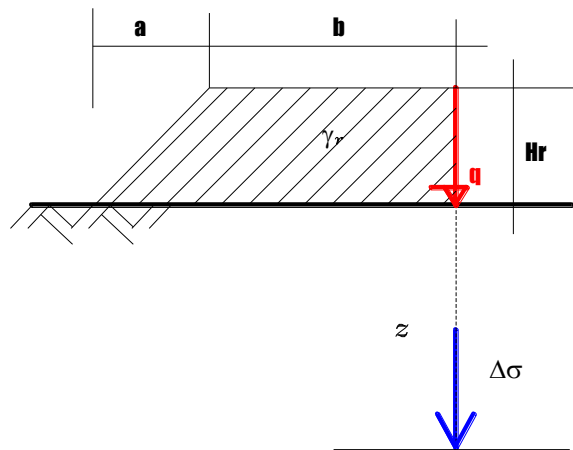


fig 3.10 Surcharge trapézoïdale

TASSEMENT ET CONSOLIDATION DES SOLS

1- Notions de déformation

Sous l'application de charges, le sol comme tout solide se déforme. Pour déterminer les déformations qui ont lieu dans toutes les directions autour du point M du sol, il suffit de connaître les valeurs des déformations dans les directions Ox, Oy et Oz autour de ce point. On définit ainsi le tenseur de déformations :

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{xy} & \varepsilon_y & \varepsilon_{zy} \\ \varepsilon_{xz} & \varepsilon_{yz} & \varepsilon_z \end{bmatrix}$$

Les déformations sont reliées aux déplacements par les relations :

- Elongations : $\varepsilon_x = \partial u / \partial x$; $\varepsilon_y = \partial u / \partial y$ et $\varepsilon_z = \partial u / \partial z$
- Distorsions $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{xy} = 2 \varepsilon_{xy} = \partial u / \partial y + \partial v / \partial x \\ \gamma_{xz} = 2 \varepsilon_{xz} = \partial u / \partial z + \partial w / \partial x \\ \gamma_{yz} = 2 \varepsilon_{yz} = \partial u / \partial z + \partial w / \partial y \end{array} \right.$

ε_{ij} sont les déformations de cisaillement

La variation de volume du petit élément autour du point M est :

$$\Delta V / V = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (4.1)$$

Il existe aussi trois directions principales pour lesquelles les déformations angulaires sont nulles ($\gamma_{ij} = 0$). Ces directions sont appelées directions principales des déformations, et les déformations principales sont notées : ε_1 , ε_2 , ε_3

2- Relations contraintes - déformations

Ces relations sont dites « lois de comportement » puisqu'elles permettent de caractériser la réponse d'un matériau sous l'effet d'un chargement.

Dans le domaine de déformations élastiques dans un solide isotrope, les relations entre les contraintes et les déformations (Loi Hooke) sont :

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad \gamma_{xz} = \frac{1}{G} \cdot \tau_{xz}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_y &= \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] & \gamma_{yz} &= \frac{1}{G} \cdot \tau_{yz} \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] & \gamma_{xy} &= \frac{1}{G} \cdot \tau_{xy} \end{aligned} \quad (4.2)$$

E : module d'élasticité longitudinal.

ν : Coefficient de Poisson.

G : module de cisaillement transversal.

$$G = E/[2(1+\nu)]$$

E et ν peuvent être déterminés à partir des résultats d'essais en laboratoire ou in-situ.

3- Tassements des sols - Consolidation

Sous l'effet d'un chargement donné (fondation, remblai, etc.), le sol se déforme. On sait que dans la plus part des cas, la surface du sol est horizontale et les charges sont verticales, les déformations et par conséquent les déplacements, seront dans la même direction. Ils sont appelés tassements.

Pour un sol, les tassements résultent essentiellement de sa compressibilité (diminution de volume) qui est dû :

- à la compression du squelette solide,
- à l'évacuation de l'eau contenue dans les vides,
- et à la compression de l'eau et de l'air contenus dans les vides.

A noter que pour les contraintes courantes l'eau et le squelette solides peuvent être considérés incompressibles.

Dans le cas des sols grenus (coefficient de perméabilité élevé), saturés ou non, le tassement est immédiat (s_i).

Pour les sols fins saturés (faible coefficient de perméabilité), sous l'action d'une charge, l'eau libre ne peut s'évacuer immédiatement et supporte toutes les contraintes appliquées (surpressions interstitielles $\Delta u = \Delta \sigma$) pendant la phase de construction de l'ouvrage ; on aura le tassement immédiat (s_i).

La transmission des contraintes au squelette solide se fait progressivement au cours du drainage de l'eau et les surpressions interstitielles diminuent. Cet

écoulement s'arrête lorsque Δu s'annule ; on obtient donc le tassement à long terme ou le tassement final de consolidation primaire (s_c).

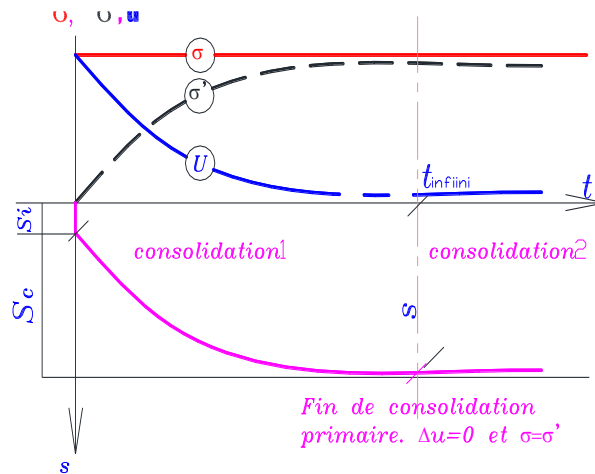


fig 4.1 Variation de s , σ' , U en fonction du temps

à t_{infini} : le tassement est

$$S = S_i + S_c.$$

à un instant (t) : le tassement est : $s(t) = s_i + s_c(t)$

$$(4.3)$$

3.1 Relations entre le tassement, l'indice des vides et la contrainte effective

Pour une couche de sol de hauteur « h » et d'indice des vides initial « e_0 », après un chargement donné et à un instant « t », on a ;

$$\frac{s}{h} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (4.4)$$

(s) et (e) sont le tassement et l'indice des vides à l'instant « t »

Pour déterminer la relation entre l'indice des vides et la contrainte « σ : due à l'action des charges », on doit réaliser un essai oedométrique qui permet d'étudier la consolidation des sols (amplitudes et durée des tassements pour une charge donnée)

L'essai consiste à placer un échantillon de sol saturé dans un moule cylindrique indéformable (module oedométrique) et de le charger verticalement (charge constante) jusqu'à dissipation des surpressions interstitielles, tout en mesurant les tassements.

En appliquant un chargement discontinu par paliers et en déterminant la contrainte effective σ' et l'indice des vides « e » pour chaque palier de chargement, on peut tracer la courbe : $e = f(\log \sigma')$ appelée courbe oedométrique.

Cette courbe peut être schématisée par la figure 4.3 suivante.

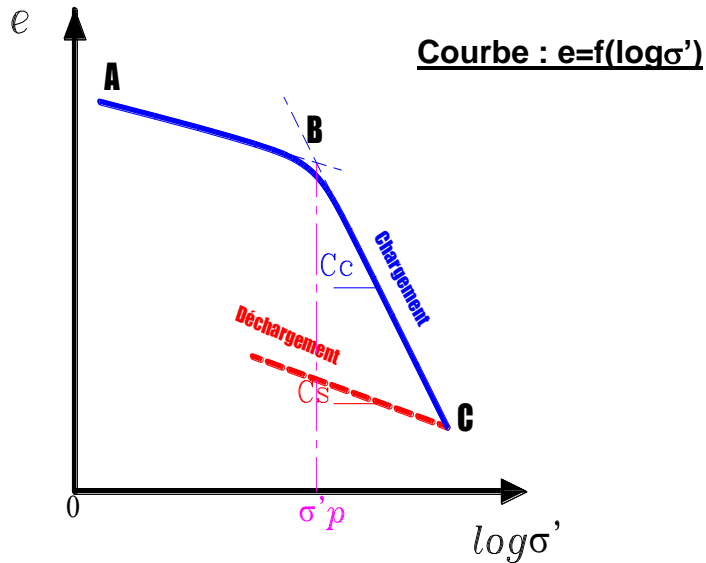


fig 4.3 Courbe Oedométrique

On déduit de cette courbe :

- L'indice de compression (pente de la droite BE): $C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$ (4.5)

- L'indice de gonflement (pente de la droite DC): $C_s = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$ (4.6)

- La pression de pré-consolidation : σ'_p C'est la plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique.

Le rapport de sur-consolidation (R_{oc}), nous permet de connaître l'état de consolidation du sol. Il est défini par :

$$R_{oc} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \quad (4.7)$$

σ'_o : Contrainte effective verticale du sol en place

- Si $R_{oc} = 1$, le sol est normalement consolidé, c.à.d qu'il n'a jamais été sujet d'une érosion ou supporté des surcharges (Glaciers..) qui en suite ont disparue. Ces sols sont sujettes à développer des grands tassements, puisque la surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le

sol n'a jamais atteint, ce qui pourra réduire considérablement l'indice des vides.

- Si $R_{oc} > 1$, le sol est sur-consolidé. Dans ce cas les tassements seront très faibles tant que la contrainte effective finale est inférieure à la pression de pré consolidation. Dans le cas contraire les tassements seront plus prononcés.
- Si $R_{oc} < 1$, le sol est sous-consolidé. C'est le cas des sols en cours de formation (vases récentes, etc..).

4- Evolution du tassement au cours du temps

4-1 Tassement immédiat

Même s'il est faible voir même négligeable, pour un sol élastique homogène et isotrope, le tassement immédiat peut être déduit de l' **Abaques (4-1)** pour le cas des semelles flexibles ou rigides et de l'abaque (4-2) pour le cas des remblais

4-2 Tassement de consolidation primaire

Pour une couche de sol de hauteur « h », d'indice de compression « C_c », d'indice de gonflement « C_s » et de pression de pré-consolidation « σ_p' », si la contrainte verticale initiale due aux poids propres du sol est « σ_0' », calculée au centre de la couche et si le chargement provoque un supplément de contrainte $\Delta\sigma$ (défini dans le chapitre3) ; les tassements se calculent comme suit :

- $R_{oc} = 1$: le sol est normalement consolidé :

$$s_c = \frac{C_c}{1+e_o} h \log\left(\frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_o'}\right) \quad (4.8)$$

- $R_{oc} > 1$: le sol est sur consolidé :

Deux cas peuvent se présenter :

- Si $\sigma_0' + \Delta\sigma > \sigma_p'$ alors :

$$s_c = \frac{C_s}{1+e_o} h \log\left(\frac{\sigma_p'}{\sigma_0'}\right) + \frac{C_c}{1+e_o} h \log\left(\frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_p'}\right) \quad (4.9 a)$$

- Si $\sigma_0' + \Delta\sigma < \sigma_p'$ alors :

$$s_c = \frac{C_c}{1+e_o} h \log\left(\frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_p'}\right) \quad (4.9 \text{ b})$$

- $R_{oc} < 1$: le sol est sous consolidé :

$$s_c = \frac{C_c}{1+e_o} h \log\left(\frac{\sigma_o' + \Delta\sigma}{\sigma_o'}\right) \quad (4.10)$$

On doit noter que :

- Si le sol est composé de plusieurs couches compressibles, le tassement total sera la somme des tassements de chaque couche.
- Si la hauteur de la couche est supérieure à 3m, on subdivisera la couche en sous couches.

4-3 Tassement à un instant « t »

le tassement à un temps donné $s_c(t)$ est calculé en fonction du tassement final s_c , à partir de la formule suivante :

$$s_c(t) = U \cdot s_c \quad (4.11)$$

U : étant le degré de consolidation moyen défini à un instant « t » par la relation :

$$U = 1 - \frac{\int_0^h u(z,t) dz}{\int_0^h u(z,0) dz} = 1 - \frac{\Delta u(t)}{\Delta u(0)} \quad (4.12)$$

$\Delta u(t)$: surpression interstitielle au temps t

$\Delta u(0)$: surpression interstitielle à l'instant initiale ($\Delta\sigma$)

Pour déterminer le degré de consolidation « U », il suffit de déterminer l'équation de $u(z,t)$.

La théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, basée sur des hypothèses simplifiées nous donne l'équation de consolidation en fonction du coefficient de consolidation : C_v (déterminé à partir de la courbe du tassement en fonction du temps pour un des paliers de chargement de l'essai œdométrique)

On peut alors déterminer le degré de consolidation (U) pour un temps « t », ou plutôt pour un facteur temps « Tv » fonction du temps, de C_v et des conditions de drainage :

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H'^2} \quad (4.13)$$

H' : représente le chemin de drainage. Pour une couche de hauteur h :

$H' = h/2$ si la couche est doublement drainée.

$H' = h$ si couche est simplement drainée.

[L'abaque \(4-3\)](#), donne U en fonction de T_v

Notons que pour la fin de la consolidation primaire (U=100%), on prendra $T_v=2.08$ (correspondant à un degré de consolidation de 99.5%)

5- Contrainte effective et pression interstitielle au cours du temps

A une profondeur « z » et a un instant « t » donnés, le degré de consolidation U_z est calculé à partir de la relation :

$$U_z = 1 - \frac{u(z,t)}{u(z,0)} \quad (4.14)$$

U_z est obtenu à partir de [l'abaque \(4-4\)](#) en fonction de T_v et Z/H' .

(Z est compté à partir du niveau supérieur de la couche compressible étudiée).

La pression interstitielle : $u(z,t) = (1 - U_z) \Delta \sigma(z)$.

La contrainte effective : $\sigma'(z,t) = U_z \cdot \Delta \sigma(z)$, puisque $u(z,0) = \Delta \sigma(z)$.

CHAPITRE 5

LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

1- Comportement élasto- plastique des sols

Dans les chapitres précédents, on a étudié le comportement des sols sous faibles taux de chargement (domaine élastique). Dans ce chapitre, nous traitons les grandes déformations c'est à dire 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.
- Ou, le 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 un glissement entre les particules solides, d'où le terme de résistance au cisaillement. Tout sol présente une résistance au cisaillement qui est due au frottement inter-granulaire (contact entre les grains) et aux forces d'attraction entre les particules dans le cas des sols fins dû à la dureté des grains et à l'état de surface de contact.

Les ruptures des sols par cisaillement les plus connues sont les glissements. Ils sont très dangereux pour les ouvrages (talus routiers, barrages,..) et pour les populations (Italie 2015, etc..)

On définit aussi la rupture dans un sol à partir des courbes contraintes-déformations dans des essais à déformation contrôlée.

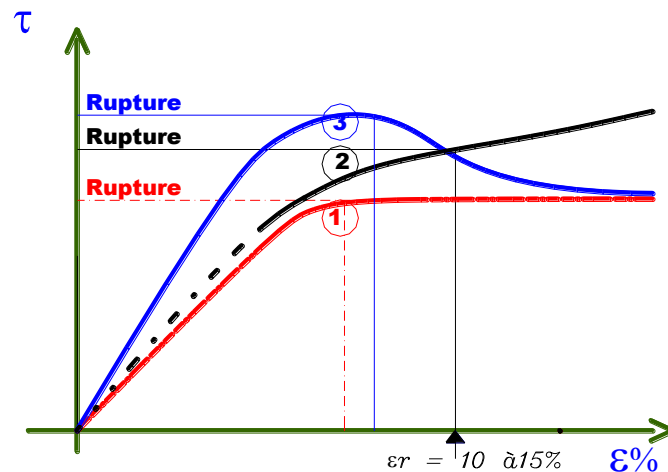


fig 5.1 Courbes Contraintes- Déformations

1 : Comportement élastique parfaitement plastique.

2 : Comportement élasto-plastique écrouissable.

3 : Comportement élasto-plastique écrouissable.

La connaissance de la résistance au cisaillement d'un sol (ou de sa courbe intrinsèque modélisée généralement par le critère de rupture de Coulomb) sert pour la résolution d'un grand nombre de problèmes de Génie Civil :

- Capacité portante des fondations superficielles et profondes.
- Stabilité des ouvrages de soutènement.
- Stabilité des talus, pentes et barrages, etc..

2- Comportement à long terme et à court terme des sols

(Cas des sols fins saturés)

Un sol saturé soumis à des forces, subit une variation de volume. L'eau est incompressible, alors cette variation a lieu s'il y a mouvement de l'eau (apport ou export).

Dans le cas d'un sol grenu, on sait que sa perméabilité est élevée, donc l'écoulement de l'eau est très rapide. Le comportement du sol, de même que sa résistance, ne sont régies que par celui du squelette solide.

Dans le cas d'un sol fin saturé, la perméabilité est très faible, l'écoulement de l'eau est très lent, et le changement de volume se traduit par une surpression (export de l'eau) ou une dépression (apport d'eau) dans l'eau interstitielle.

On considère donc deux comportements extrêmes du sol :

- **Un comportement à court terme (C.T)** : L'eau n'a pas eu encore le temps de s'évacuer et le sol se déforme à volume constant. Il s'agit alors d'un comportement non drainé (étude en contraintes totales).
- **Un comportement à long terme (L.T)** : Au bout d'un temps assez long (fin de la consolidation primaire), l'eau libre s'est évacuée. Le comportement du sol est régi uniquement par celui du squelette solide (étude en contraintes effectives).

3- Détermination des paramètres de résistance des sols en laboratoire

Les principaux essais de laboratoire sont :

- a) Essai de cisaillement direct.
- b) Essai tri axial.
- c) Essai de compression simple.

La réalisation des essais « a » et « b » nécessite deux phases :

- **Phase 1** : Remise sous l'état de contraintes en places (saturation et application de contraintes jusqu'à $u=0$).
- **Phase 2** : Cisaillement proprement dit.

Selon le drainage pendant l'une ou l'autre de ces deux phases, on distingue trois types d'essais :

- Essai non consolidé non drainé (UU).
- Essai consolidé non drainé (CU).
- Essai consolidé drainé (CD).

3-1 Essai de cisaillement direct :

L'échantillon de sol, placé dans deux demi-boîtes qui peuvent glisser l'une par rapport à l'autre, est soumis à sa partie supérieure à une contrainte normale ($\sigma = N/A$, A : section horizontale de la boîte de cisaillement), puis à un effort de cisaillement jusqu'à la rupture tout en mesurant le déplacement horizontal de la demi boîte.

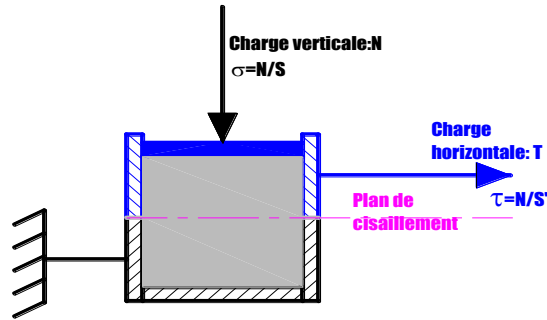


fig 5.2 Boite de cisaillement

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 :

$$\tau_{rupt} = C + \sigma_{rupt} \text{tg } \varphi \quad (5.1)$$

a) Essai Consolidé Drainé (C.D)

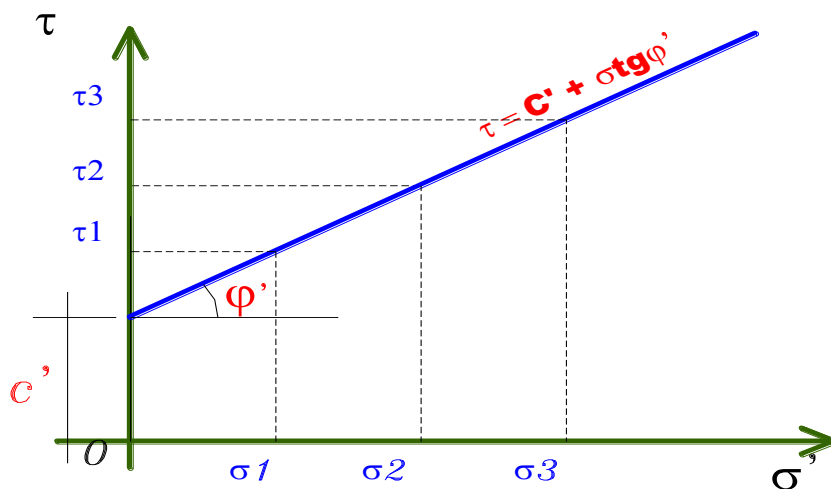


Fig 5.3

c', φ' : Les paramètres résistance au cisaillement

c' : Cohésion non drainée.

φ' : Angle de frottement interne effectif.

b) Essai non consolidé non drainé (U.U)

Essai réalisable pour les sols fins

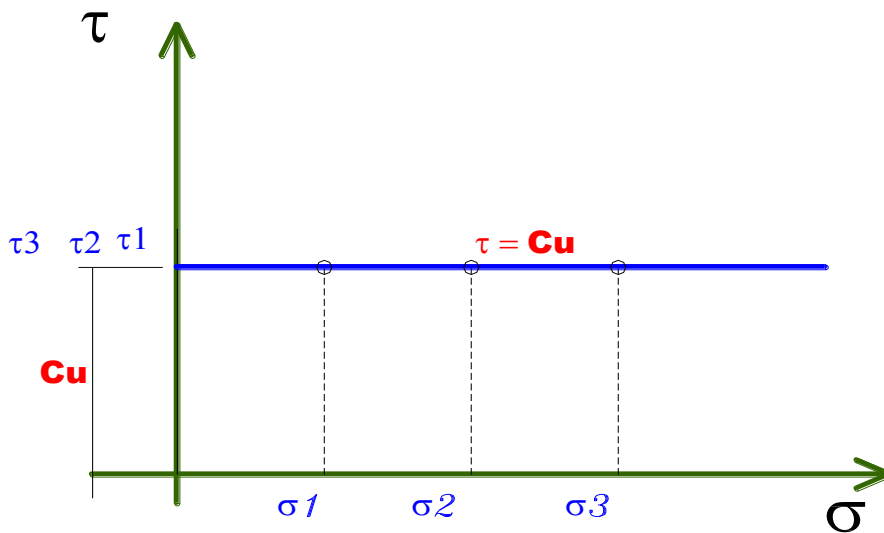


Fig 5.4

C_u : Résistance au cisaillement (cohésion) non drainée.

3-2 Essai triaxial :

Pour trois éprouvettes identiques ($\varnothing=36$ mm, $h=2\varnothing$) d'un sol donné, on applique pour chacune les états de contraintes représentés comme suit :

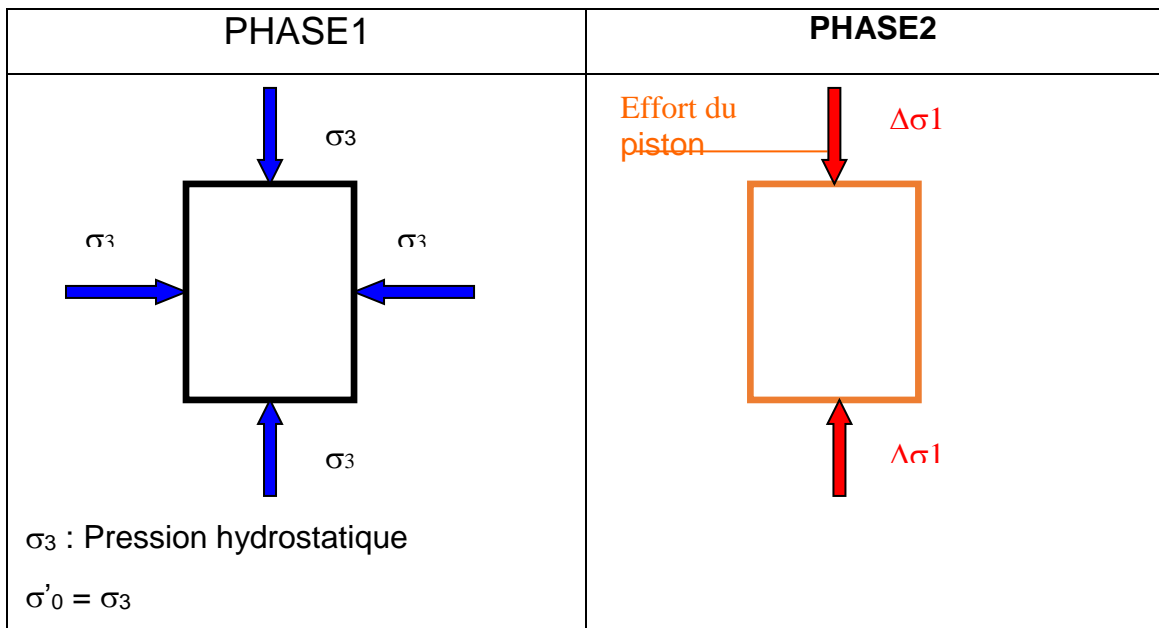


Fig 5.5 : Champs de contraintes à l'appareil triaxial

A la rupture, on note les valeurs des contraintes principales :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1 \quad \text{et} \quad \sigma_3$$

a) **Essai non consolidé non drainé (UU).**

L'essai étant rapide, la représentation ne peut se faire qu'en contraintes totales (fig 5.6)

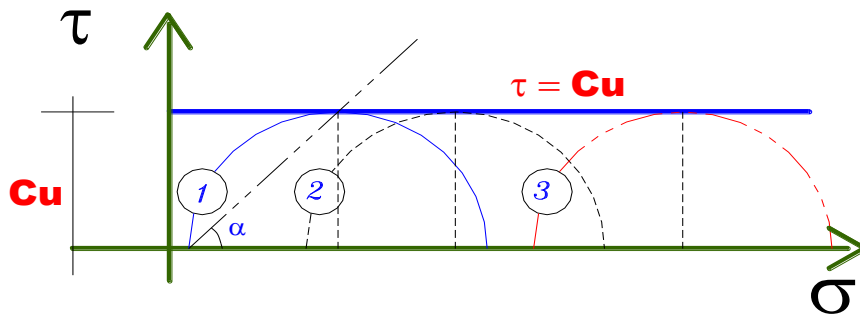


Fig 5.6 Essai UU

Essai 1 : σ^I_3 et σ^I_1

Essai 1 : σ^{II}_3 et σ^{II}_1

Essai 1 : σ^{III}_3 et σ^{III}_1

L'orientation du plan de rupture : $\alpha = \pi/4$

$$C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad (5.2)$$

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

Le critère de rupture est :

- En terme de contraintes sur le plan de rupture : $\tau = C_u$ $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$
- En terme de contraintes principales : $C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$

b) Essai Consolidé Drainé (C.D)

(Essai très lent : Contraintes effectives)

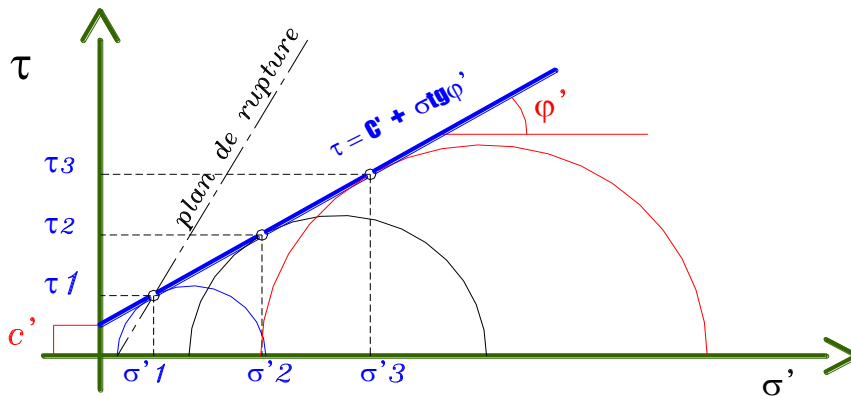


Fig 5.7 résultats de l'essai cd à l'appareil triaxial

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

Le critère de rupture est :

En terme de contrainte sur le plan de rupture : $\tau = c' + \sigma' \text{tg } \varphi'$

En terme de contraintes principales :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + 2 c' \sqrt{K_p} \quad (5.3)$$

$$K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \varphi'/2)$$

c) Essai Consolidé non Drainé (C.U)

Il a pour but :

- La détermination des paramètres de résistance effectifs (c' , φ') en mesurant la pression interstitielle à la rupture.
- La détermination des paramètres de résistance consolidés non drainés (C_{cu} , φ_{cu})
- L'étude de la variation de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation.

La représentation des résultats peut se faire en contraintes totales et en contraintes effectives (fig 5.8)

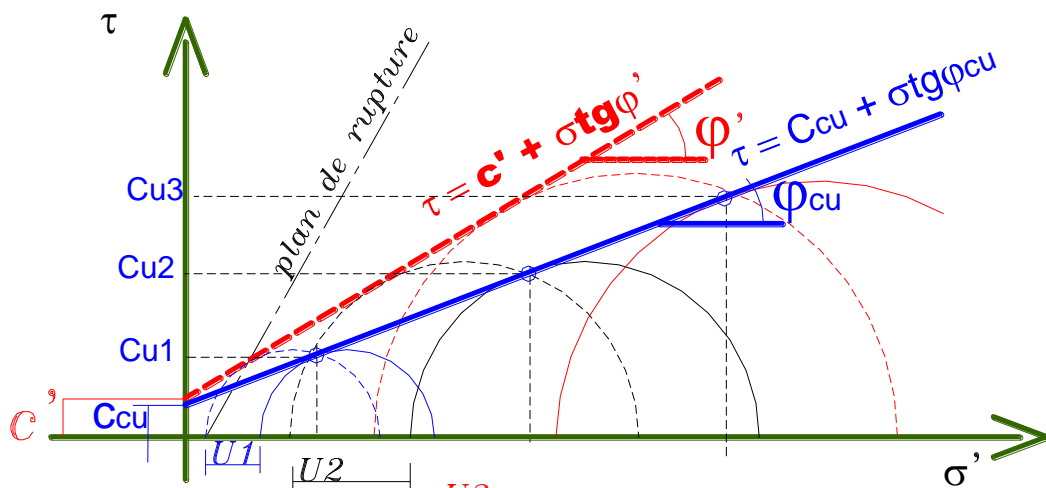


Fig 5.8

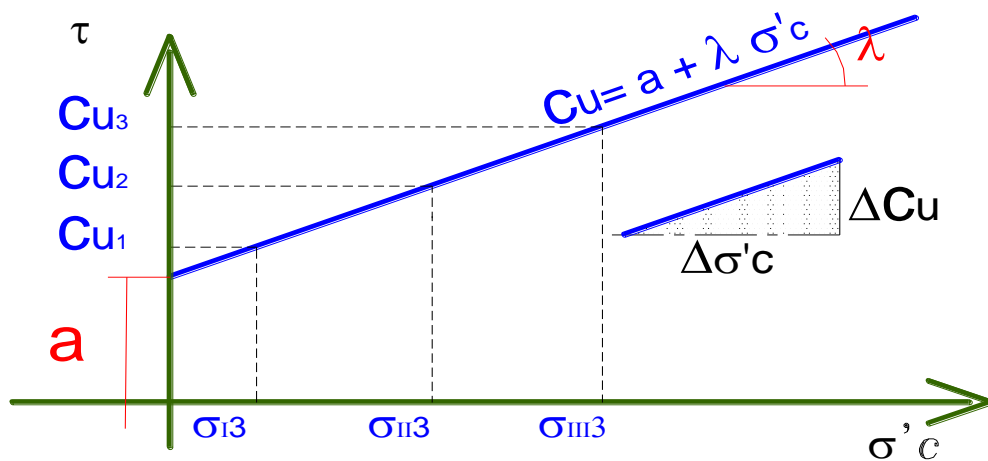


Fig 5.9 $c_u = f(\sigma'_c)$

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

Le critère de rupture est

- En terme des contraintes effectives :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + c' \sqrt{K_p} \quad K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \phi'/2) \quad (5.4)$$

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

- En terme des contraintes totales :

- $\sigma_1 = \sigma_3 K_p + 2 C_{cu} \sqrt{K_p} \quad K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \phi_{cu}/2) \quad (5.5)$

- $\tau = C_{cu} + \sigma \text{tg} \phi_{cu}$

L'accroissement de la cohésion non drainée est : $\Delta C_{cu} = \lambda \Delta \sigma'_c \quad (5.6)$

$\Delta \sigma'_c$: l'accroissement de la pression de consolidation.

3-2 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 (fig 5.10)

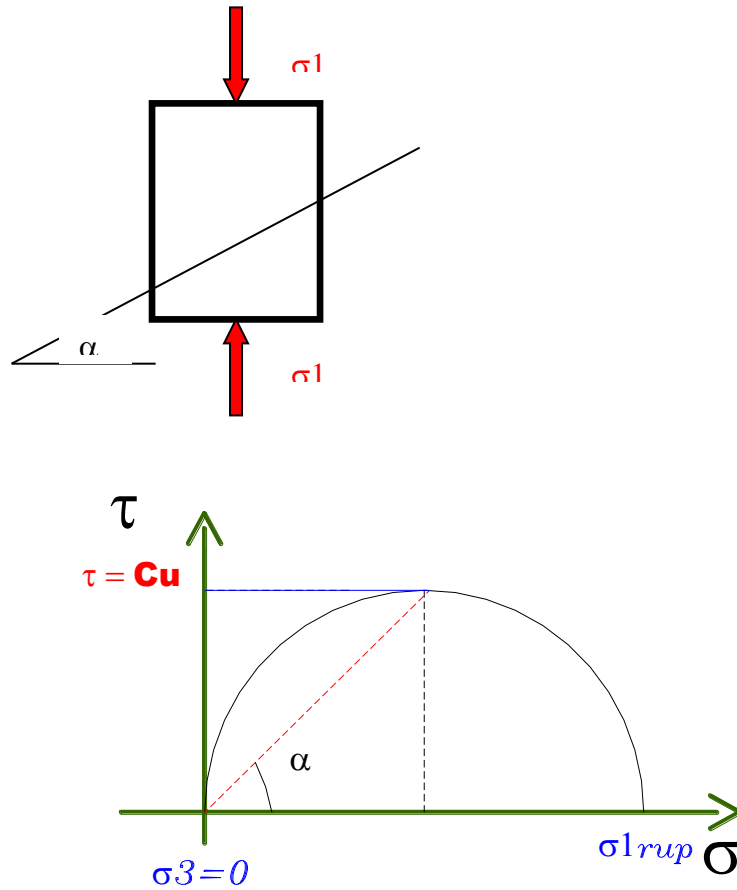


fig 5.10 - Résultats de l'essai de compression simple

Orientation du plan de rupture : $\alpha = \pi/4$

La cohésion non drainée est :

$$c_u = \sigma_1 / 2 \quad (5.7)$$

FONDATIONS SUPERFICIELLES

1- Introduction

La fondation superficielle, élément inférieur d'un ouvrage, permet de transmettre à une couche de sol peu profonde, dans des conditions favorables, les charges issues de la superstructure.

Selon le chapitre B.1 du fascicule 62 titre V : **En règle générale on peut considérer qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement D_e est inférieur à 1.5 fois sa largeur.**

De point de vue comportement mécanique, si l'on soumet une fondation à un chargement croissant, le sol est en équilibre élastique au début de l'application de la charge ; il le garde pour les faibles valeurs de celle-ci. Lorsque la charge devient importante, le sol se met progressivement à l'équilibre plastique. Au moment de la rupture :

- Dans le cas d'une semelle, il se produit un coin rigide sous la base de la semelle qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre (fig 6.1a)
- Dans le cas d'une fondation profonde (pieu) on obtient une zone de rupture locale sous la pointe du pieu (fig 6.1b)

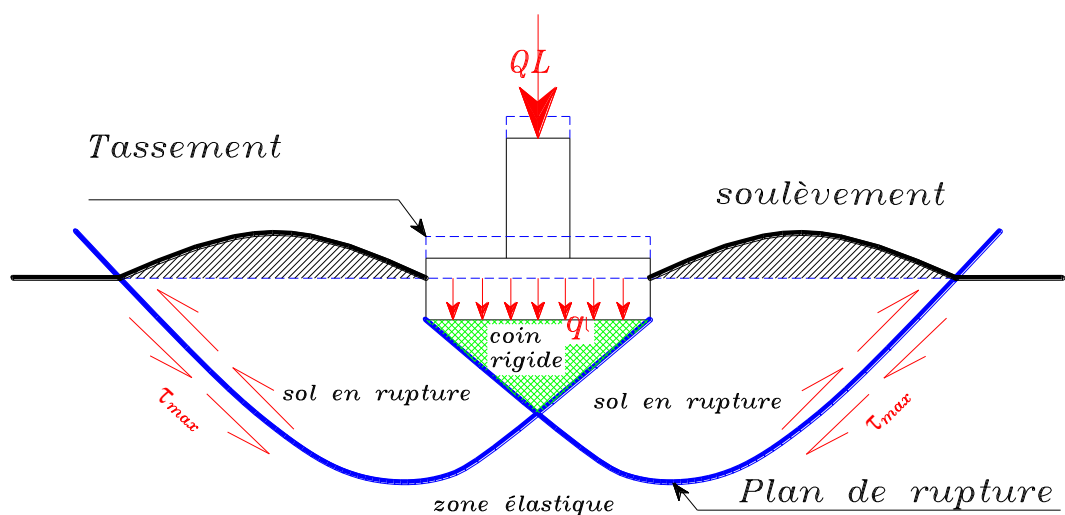


Fig 6.1-a .Schéma de rupture sous une semelle chargée

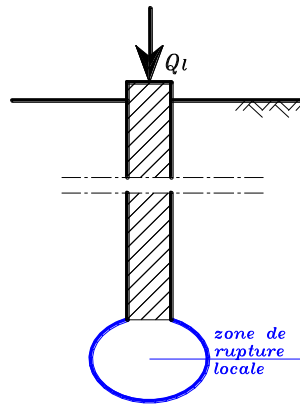


fig 6.1-b Rupture sous un pieu

Un projet de fondation est donc très délicat, il doit répondre à trois sortes de préoccupations :

- une bonne reconnaissance du sol support.
- les tassements doivent être inférieurs aux tassements admissibles définis pour l'ouvrage
- les contraintes doivent être compatibles avec la résistance à la rupture du sol : C'est la **capacité portante**.

La contrainte de cisaillement le long du plan de rupture est donnée par :

- Pour un sol pulvérulent : $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi$
- Pour un sol cohérent :
 - A court terme : $\tau = C_u$
 - A long terme : $\tau = c' + \sigma' \text{tg} \phi'$

La capacité portante est la pression maximale que peut supporter le sol avant la rupture.

La contrainte admissible est la pression maximale qui puisse être appliquée par une structure sur le sol, sans qu'il y ait des tassements excessifs et des risques de rupture du sol. On parle souvent de tassement toléré ou admissible du projet. On ne traitera dans ce chapitre que le dimensionnement des semelles de bâtiment à partir des résultats des essais de laboratoire

2- Calcul de la capacité portante

Dans le cas d'une semelle filante de largeur B , encastrée à une profondeur D dans le sol et soumise à une charge verticale centrée (fig 6.2), l'équation générale de la charge limite est :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + c N_c + (q + \gamma_1 D) N_q \quad (6.1)$$

N_γ , N_q , N_c : facteurs de portance fonctions de l'angle de frottement interne du sol φ sous la base de la fondation

Les valeurs de N_γ , N_q et N_c (notamment N_γ) dépendent des hypothèses de calcul et peuvent varier selon les auteurs. On retiendra les valeurs données par l'[Abaque 6-1](#)

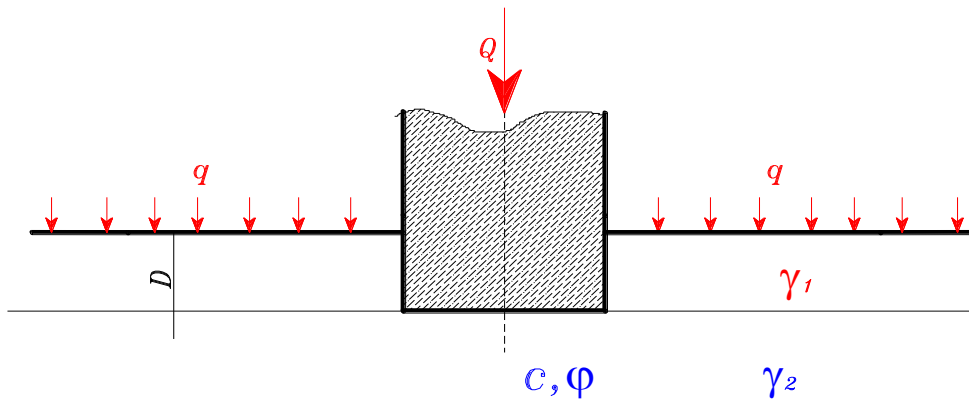


fig 6.2

2-1 Rupture à court terme et à long terme

A court terme, Les calculs sont menés en contraintes totales en utilisant (c_u) et $\varphi_u = 0$ ($N_\gamma = 0$, $N_q = 1$ et $N_c = 5,14$)

$$q_l = 5.14 C_u + (q + \gamma_1 D) \quad (6.2)$$

A long terme, les calculs sont menés en contraintes effectives avec c' et φ'

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + c' N_c + (q + \gamma_1 D) N_q \quad (6.3)$$

N_γ , N_q et N_c fonction de φ'

2-2 Effet de la présence d'une nappe

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés

- Pour une nappe affleurant à la surface du sol (sol saturé) :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma'_2 B N_\lambda + c' N_c + (q + \gamma'_1 D) N_q \quad (6.4)$$

- Pour une nappe à grande profondeur (sol sec ou humide) :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\lambda + c N_c + (q + \gamma_1 D) N_q \quad (6.5)$$

2-3 Influence de la forme de la semelle

L'équation générale de la capacité portante est modifiée par l'introduction des coefficients de forme : S_γ , S_c , S_q

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\lambda S_\gamma + c N_c S_c + (q + \gamma_1 D) N_q S_q \quad (6.6)$$

Fondations	Rectangulaires	Carrées	Circulaires
S_γ	1-0.2B/L	0.8	0.6
S_c	1+0.2B/L	1.2	1.3
S_q	1	1	1

Tab 6.1 Coefficients de forme

2- 4- Influence de l'excentrement de la charge

Si l'excentricité « e » est parallèle à « B », on remplace dans tout ce qui précède B par une largeur réduite $B' = B - 2.e$

Si l'excentricité « e' » est parallèle à « L », on remplace L par une longueur réduite $L' = L - 2.e'$.

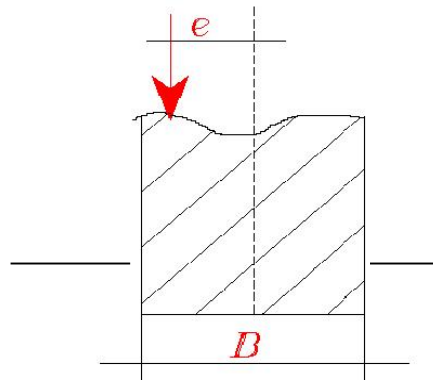


Fig 6.3 Excentrement de la charge

La charge de rupture **QL** est :

- $QL = q_l \cdot B' \cdot L'$ (semelle rectangulaire ou carrée)
- $QL = q_l \cdot \pi \cdot B' \cdot B / 4$ (semelle circulaire) (6.7)

2- 5 Influence de l'inclinaison de la charge

L'équation générale de la capacité portante est modifiée par l'introduction des coefficients minorateurs : i_γ , i_c et i_q

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\lambda i_\gamma + c N_{c i c} + (q + \gamma_1 D) N_{q i q} \quad (6.8)$$

Pour une inclinaison δ de la charge par rapport à la verticale, le DTU 13.12 propose les relations suivantes pour les coefficients d'inclinaison :

$$i_\gamma = (1 - \delta/\phi')^2 \quad (6.9)$$

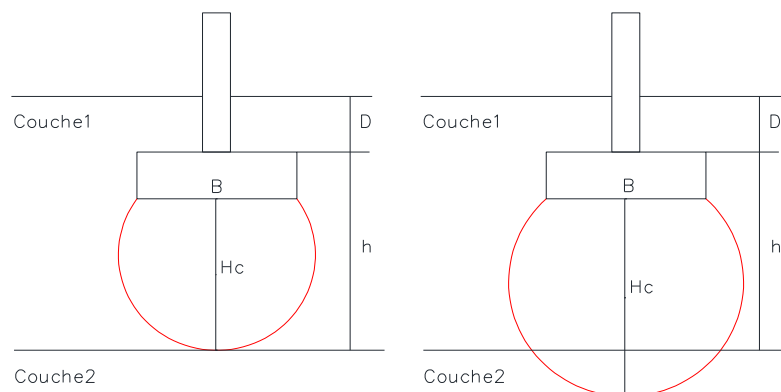
$$i_c = i_q = (1 - 2\delta/\pi)^2$$

2- 5 Cas d'un sol stratifié

On commence par calculer la hauteur caractéristique (H_c)

$H_c = B$, si la couche 1 est molle et couche 2 est raide

$H_c = 2.5 B$, si la couche 1 est raide et couche 2 est molle



- Si $h > H_c$, on ignore l'existence de la couche 2
- Si $h < H_c$, On utilise dans la pratique la méthode de la semelle fictive qui consiste à diffuser la pression sous un angle de répartition de l'ordre de 27° (fig 6.4)

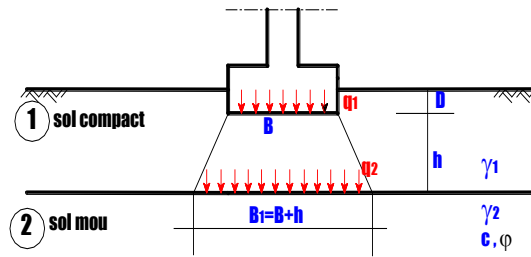


Fig 6.4

On calcule la portance du sol (2) sous l'effet de la pression q_1 , avec :

$$q_1 = q \frac{B}{B+h} + \gamma_1 h_1 \quad (6.10)$$

3- Calcul de la contrainte admissible

On prend pour la pression admissible :

$q_{adm} = \text{charge des terres enlevées} + (\text{capacité portante nette} / F_s)$

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{q_1 - \gamma D}{F_s} \quad (6.11)$$

F_s étant le coefficient de sécurité pris généralement égal à 3.

On vérifie ensuite que la pression moyenne appliquée sous la fondation est inférieure à q_{adm} .

N.B : Dans le cas d'une semelle posée à une profondeur d en fond de fouille après un premier creusement de D (cave, sous-sol, etc ...) : fig6.5

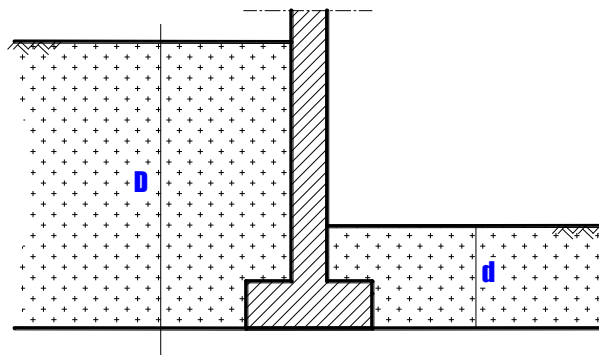


fig 6.5

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{q_1 - \gamma D}{F_s}$$

Avec : $q_u = \frac{1}{2} \gamma' B N + c N_c + (\gamma \cdot d) N_q$

CHAPITRE 7

POUSSEE ET BUTEE DES TERRES

1- Introduction :

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions horizontales dites « poussées des terres ». Un ouvrage de soutènement doit être alors conçu de manière à résister à cette poussée.

Pour un massif de sol, on distingue trois états d'équilibre :

- **Etat au repos** : le rapport entre la contrainte horizontale effective et la contrainte verticale effective s'exprime au moyen du **coefficient de pression des terres au repos K_0** .

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$$

$$\text{Alors } \sigma'_h = \sigma'_v \cdot K_0 \quad (7.1)$$

- **Etat actif** ou de poussée.
- **Etat passif** ou de butée.

2- La théorie de Rankine :

L'équilibre des contraintes dans un sol est exprimé par l'enveloppe de rupture (courbe intrinsèque) issue de l'équation de Coulomb : $\tau = c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi$.

L'état de contrainte agissant sur un élément de sol (σ'_h, σ'_v) est représenté par le cercle de Mohr. Rappelons que pour garder l'équilibre de l'élément de sol, le cercle doit être toujours à l'intérieur de l'enveloppe de rupture (fig 7.1)

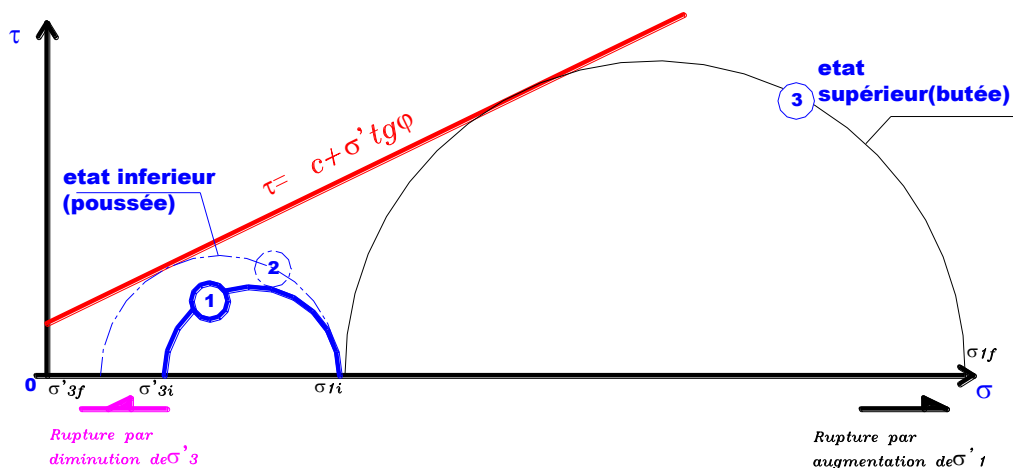


Fig 7.1 Les Trois états d'équilibre d'un sol

Les cercles représentent trois états différents des contraintes d'un élément de sol.

Cercle1 : exprime **l'état d'équilibre au repos**. La contrainte de cisaillement agissant sur l'élément est inférieure à la résistance au cisaillement du sol : pas de risque de rupture.

Cercle2 et cercle 3 : Si la contrainte horizontale diminue σ_{3i} ou la contrainte verticale σ_{1i} augmente, le cercle1 ira en augmentant jusqu'à ce qu'il touche l'enveloppe de rupture. A ce moment les contraintes seront plus fortes que la résistance au cisaillement du sol, ce qui entraînera une rupture le long d'un plan de cisaillement.

Pour qu'un relâchement de la contrainte horizontale contre un ouvrage de soutènement entraîne la rupture du sol, le mur doit nécessairement être flexible : c'est ce sur quoi s'appuie la théorie de Rankine.

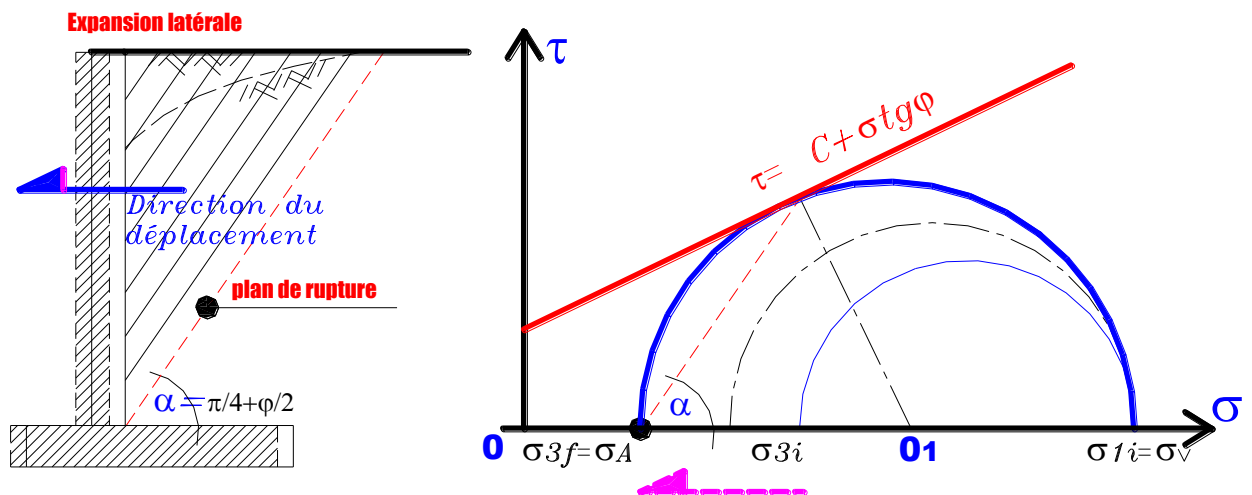


fig 7.2 Etat de poussée

$$\sigma'_A = K_A \cdot \sigma'_v$$

K_A : Coefficient de poussée

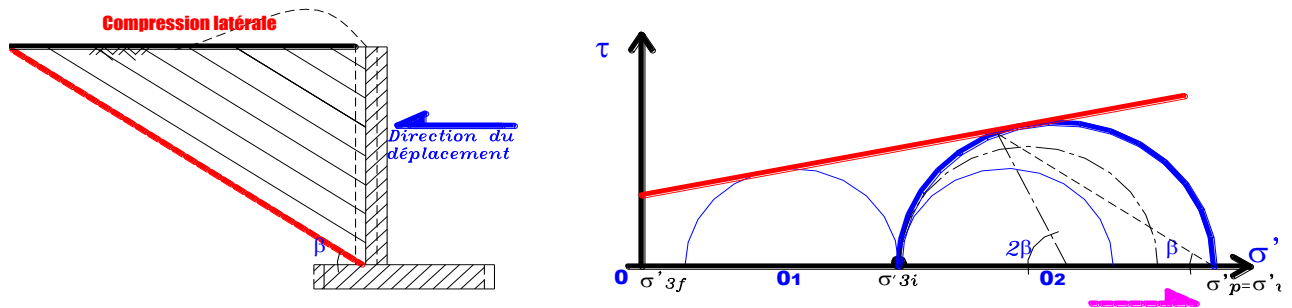


Fig 7.2 Etat de poussée

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v$$

K_p : Coefficient de butée

2-1 Massif à surface horizontale

a) Cas d'un sol pulvérulent

Pour déterminer le coefficient de poussée, il suffit d'établir une relation entre σ'_A , σ'_v et l'angle de frottement interne φ :

- en poussée : $\sigma'_A = K_A \sigma'_v$ (7.2)

- en butée : $\sigma'_p = K_p \sigma'_v$ (7.3)

avec : $K_A = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$ et $K_p = \frac{1}{K_A}$ (7.4)

b) Cas d'un sol cohérent et frottant:

□ A court terme :

$$\sigma_A = \sigma_v - 2Cu \quad (7.5)$$

$$\sigma_p = \sigma_v + 2Cu \quad (7.6)$$

Les résultats sont exprimés en terme de contraintes totales

- **A long terme : ($c' \neq 0$; $\varphi' \neq 0$)**

$$\sigma'_A = K_A \sigma'_v - 2C' \sqrt{K_A} \quad (7.7)$$

$$\sigma'_P = K_P \sigma'_v + 2C' \sqrt{K_P} \quad (7.8)$$

2-2 Massif à surface inclinée

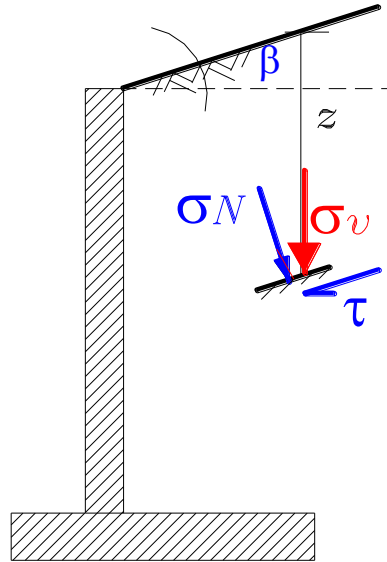


fig 7.3

La contrainte verticale appliquée à une profondeur (z) sur une facette parallèle au talus est :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \quad (7.9)$$

Par projection : $\sigma_N = \sigma_v \cos \beta = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \quad (7.10)$

$$\tau = \sigma_v \sin \beta = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta \quad (7.11)$$

Les contraintes de poussée et de butée se calculent de la même manière que précédemment mais en utilisant les coefficients suivants :

$$K_A(\beta) = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad K_P(\beta) = \frac{1}{K_A(\beta)} \quad (7.12)$$

3- Calcul des efforts de poussée et de butée

3-1 Massif à surface horizontale :

a) cas d'un sol pulvérulent

En exprimant la contrainte verticale en fonction du poids volumique du sol, on aura :

$\sigma'_A = K_A \cdot \gamma \cdot h$ qui sera représentée par le diagramme suivant (fig 7.4)

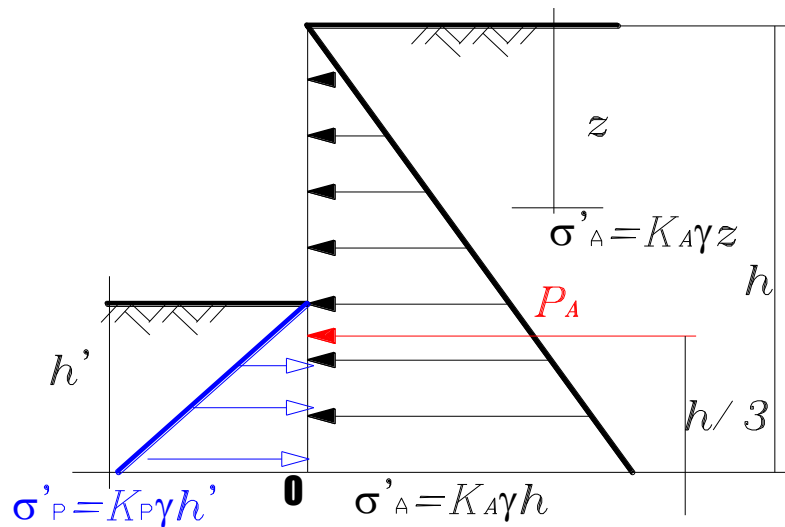


fig 7.4 Forces de poussée et de butée

$$\text{Poussée : } P_A = \int_0^h \sigma'_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A \text{ située à } h/3 \text{ par rapport à O} \quad (7.12)$$

$$\text{Butée : } P_P = \int_0^h \sigma'_P = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_P \text{ située à } h/3 \text{ par rapport à O} \quad (7.13)$$

Lorsqu'une surcharge uniformément répartie est appliquée à la surface du sol, à une profondeur, à une profondeur z , $\sigma_v = \gamma \cdot z + q$

$$\text{La contrainte de poussée est : } \sigma_A = K_A \cdot (\gamma \cdot z + q) \quad (7.14)$$

$$\text{La contrainte de butée est : } \sigma_P = K_P \cdot (\gamma \cdot z + q) \quad (7.15)$$

Puisque (q) est constante, sa répartition le long du mur est un rectangle de surface $(q \cdot h)$; la poussée résultante s'applique à $h/2$ du mur : $P_A = K_A q h$ (7.16)

Et par analogie, la butée résultante s'applique à $h/2$ du mur : $P_P = K_P q h$ (7.17)

Si le sol est saturé , l'action de l'eau est équivalente dans toutes les directions. La poussée de l'ouvrage de soutènement est indépendante des coefficients de poussée et de butée. Elle a une répartition triangulaire comme d'habitude :

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \omega \quad (7.18)$$

h_w : hauteur de l'eau sur l'ouvrage

c) Cas d'un sol cohérent et frottant

On a démontré que :

A long terme : $\sigma'_A = K_A \sigma'_v - 2C' \sqrt{K_A}$ avec $K_A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$

$$\sigma'_P = K_P \sigma'_v + 2C' \sqrt{K_P} \quad \text{avec} \quad K_P = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

les forces de poussée et de butée s'écrivent :

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A - 2c' \sqrt{K_A} \cdot h \quad (7.19)$$

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_P + 2c' \sqrt{K_P} \cdot h \quad (7.20)$$

A court terme : $\sigma'_A = \gamma \cdot h - 2cu$ et $\sigma'_P = \gamma \cdot h' + 2cu$ et les forces sont :

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 - 2cu \cdot h \quad (7.21)$$

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma h'^2 + 2cu \cdot h' \quad (7.22)$$

3-2 Massif à surface inclinée d'un angle (β) :

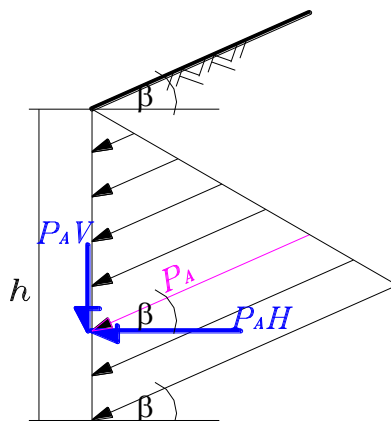


fig 7.5 Massif a surface incliné

Si le sol est pulvérulent, à une profondeur (z):

En poussée : $\sigma'_A = \gamma \cdot z K_A(\beta) \cos \beta$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 K_A(\beta) \cos \beta \quad (7.23)$$

Cette force de poussée a deux composantes :

$$P_{AH} = P_A \cos \beta \quad P_{AV} = P_A \sin \beta \quad (7.24)$$

en butée : $\sigma'_P = \gamma \cdot z K_P(\beta) \cos \beta$

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 K_P(\beta) \cos \beta \quad (7.25)$$

de la même manière que la force de poussée, la force de butée se décompose en deux foces. $P_{PH} = P_P \cos \beta$ et $P_{PV} = P_P \sin \beta$

Pour un sol cohérent et frottant, l'effet de la cohésion se retranche de la poussée et s'ajoute à la butée.

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_A(\beta) - 2c' \sqrt{K_A} \quad (7.26)$$

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_P(\beta) + 2c' \sqrt{K_P} \quad (7.27)$$

3-3 Massif en plusieurs couches hétérogènes :

Les méthodes de calcul citées précédemment restent valables. Mais, les contraintes de poussée ou de butée doivent être calculées à l'interface des couches en tenant compte des paramètres de chacune d'elles. Pour l'exemple de la figure 7.6 suivante, les contraintes de poussée aux points A,B et C sont :

Au point (A) :

$$\sigma_A = -2c_1 \sqrt{K_{A1}} \quad \text{avec} \quad K_A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$$

Au point (B) :

$$\sigma_{B1} = K_{A1} \gamma_1 h_1 - 2c_1 \sqrt{K_{A1}} \quad \sigma_{B2} = K_{A2} \gamma_1 h_1 - 2c_2 \sqrt{K_{A2}}$$

Au point (C)

$$\sigma_C = \sigma_{B2} + K_{A2} \gamma_2 h_2$$

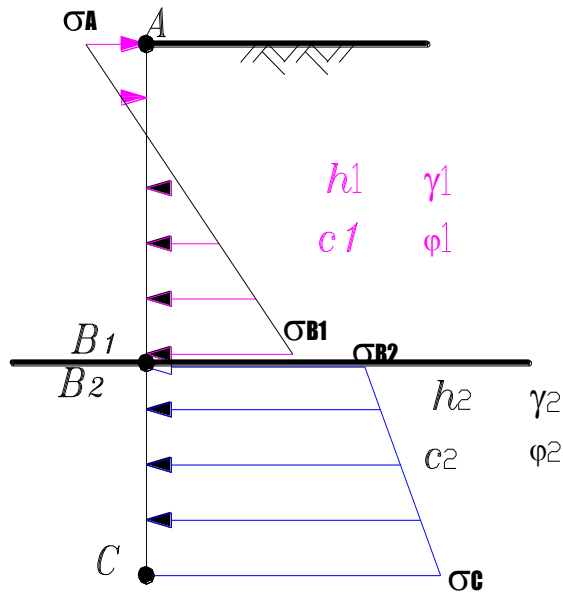


Fig 7.6 Contraintes à l'interface des couches

4- La stabilité des murs de soutènement

Deux types de murs de soutènement sont envisageables : les murs poids en maçonnerie ou en béton, et les murs cantilevers en béton armé
 Pour qu'un mur de soutènement soit stable, il ne doit ni **glisser**, ni se **renverser**, ni **poinçonner** le sol de fondation.

4.1 Vérification vis-à-vis du glissement

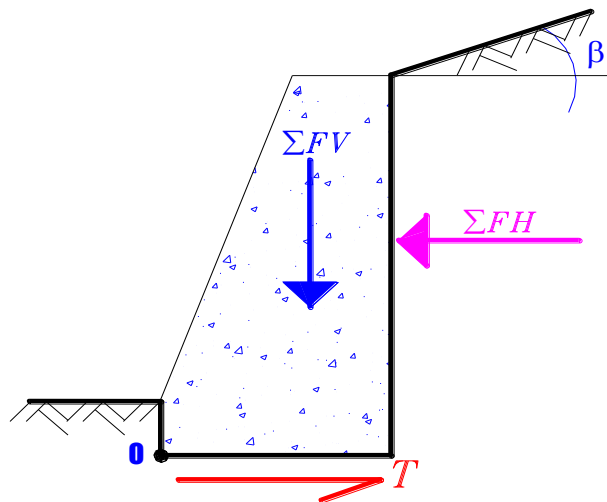


fig 7.7 Forces appliquées à un mur de soutènement

La poussée active est la seule force qui tend à faire glisser un mur de soutènement sur sa base. La résistance au glissement par le frottement entre le matériau constituant le mur et le sol support est (T)

On calcule le coefficient de sécurité (F_s) :

$$F_s = \frac{T}{\sum F_H} = \frac{\bar{c} \cdot B + \sum F_v \cdot \text{tg} \bar{\varphi}}{\sum F_H} \quad (7.28)$$

Pour que le mur soit stable :

- $F_s > 1.5$ si on néglige la butée.
- $F_s > 2$ si on tient compte de la butée

$\text{tg} \bar{\varphi}$: Coefficient de frottement entre le sol de fondation et la base du mur

\bar{c} : Cohésion réduite

On prendra en général :

$$\frac{\bar{\varphi}}{3} \leq \bar{\varphi} \leq \varphi \quad \text{et} \quad \bar{c} = c \text{ (à long terme)} \quad \bar{c} = c_u \text{ (à court terme)}$$

4-2 Vérification vis-à-vis du renversement

Pour s'assurer qu'un mur ne basculera pas autour du point aval le plus éloigné sous la semelle (point O), il faut connaître la valeur des moments résistants (stabilisateurs) et des moments moteurs (de renversement) par rapport au point (O)

On calcule le coefficient de sécurité F_s :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{moments moteurs}} \quad (7.29)$$

Pour que le mur soit stable :

- $F_s > 1.5$ si on néglige la butée.
- $F_s > 2$ si on tient compte de la butée

4-3 Vérification vis-à-vis de la portance du sol de fondation

La résultante des forces doit se situer à l'intérieur du noyau central de façon que la pression entre la semelle et le sol soit positive en amont ; en aval, cette pression de contact ne doit pas être supérieure à la capacité portante admissible du sol. Pour déterminer le lieu de passage de cette résultante, on doit calculer le moment total autour du point (O) :

$$M_{\text{résultant}} = \sum M(\text{moteurs}) - \sum M(\text{résistants}) = Mr_n$$

L'excentricité de la force par rapport au point O est :

$$e_o = \frac{Mrn}{\sum F_V}$$

L'excentricité de la force par rapport au centre de la semelle est :

$$e_c = \frac{B}{2} - e_o$$

On calcule alors les contraintes à l'aval et à l'amont de la semelle (σ_{\max}) et (σ_{\min})

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e_c}{B} \right) \leq q_{\text{adm}} \quad (7.30)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e_c}{B} \right) \geq 0 \quad (7.31)$$

5- Les rideaux de palplanches

5-1 Le fonctionnement des palplanches :

Les rideaux de palplanches métalliques, sont très utilisés dans les ouvrages, aussi bien provisoires que définitifs. Cependant, l'étude de leur stabilité dépend de leur mode de fonctionnement. On distingue alors :

- Les rideaux simplement encastrés en pied, dont la stabilité est assurée par la réaction du sol de la partie enterrée, appelée fiche. C'est le cas essentiellement des batardeaux.
- Les rideaux encastrés en pied et ancrés, dont la stabilité ; outre la réaction sur la fiche ; est due à un ou plusieurs ancrages enterrés dans le sol. C'est le cas des murs de quai, etc..
- Les rideaux simplement butés en pieds et ancrés

5-2 Les rideaux simplement encastrés en pied :

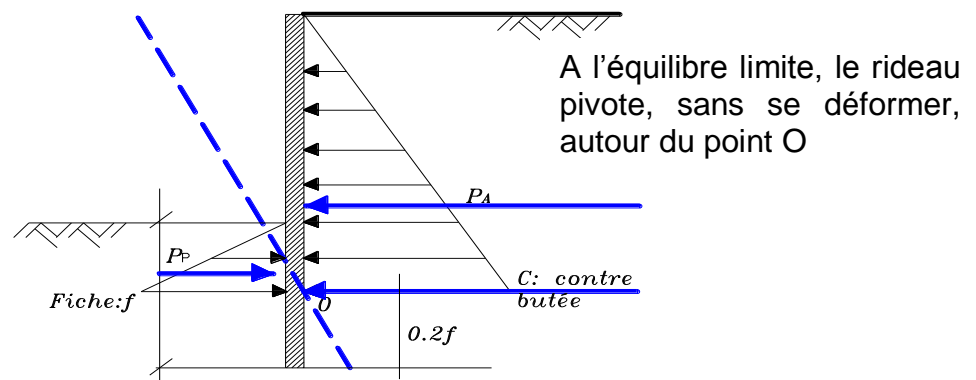


fig 7.8 Rideau simplement encastré

Les inconnues sont : la fiche « f » et la contre butée « C ».

Le principe fondamental de la statique, nous fournit deux équations :

$$\left\{ \sum F=0 \right\} \text{ et } \left\{ \sum M_{F/O}=0 \right\} \text{ Ainsi le système sera isostatique :}$$

on aura la longueur de la palplanche et les efforts qui lui sont appliqués.

En traçant les diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants, on peut dimensionner la palplanche selon son module de résistance(I / v) en appliquant l'équation de la résistance des matériaux :

$$\frac{M \max}{I} . v \leq \sigma'_a . \quad (7.32)$$

5-3 Les rideaux ancrés simplement butés en pied :

La méthode simplifiée de calcul consiste à ne pas tenir de la contre-butée. Le problème est alors isostatique et se résout en appliquant le principe fondamental de la statique :

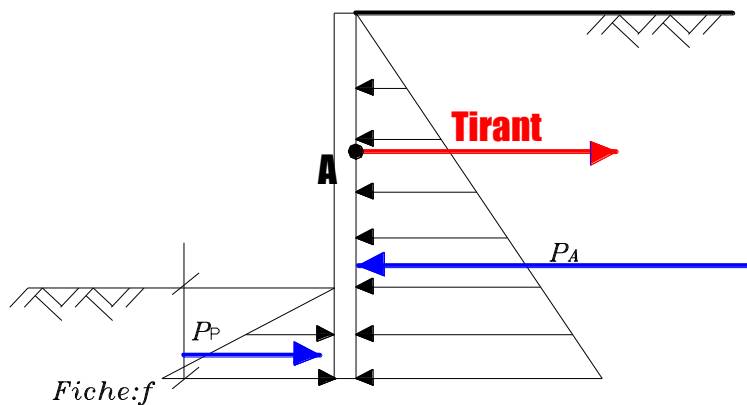


fig7.9 Rideau ancré simplement butée

$$\left\{ \sum F=0 \right\} \text{ et } \left\{ \sum M_{F/A}=0 \right\}$$

**EXERCICES
&
CORRECTIONS**

Exercice 1

En utilisant les paramètres de définition et d'état, montrer que :

$$1) \quad \gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

$$2) \quad \gamma = \frac{1+\omega}{1+e} \gamma_s$$

$$3) \quad S_r = \frac{\omega G_s}{e}$$

Exercice 2

Des essais réalisés sur un échantillon de sol remanié ayant une teneur en eau à l'état naturel de 21.5%, ont donné les résultats suivants :

- Analyse granulométrique

Tamis(mm)	2,0	1,00	0,63	0,315	0,160	0,080	0,050	0,020	0,005	0,002
T(%)	100	90	70	65	40	30	20	10	6	2

- Limites d'Atterberg :

- Limite de liquidité = 46.00 %
- Limite de plasticité = 28.80 %.

1) Tracer la courbe granulométrique de ce sol en utilisant la fiche jointe en annexe.

Calculer les coefficients d'uniformité et de courbure. Commenter.

2) Déterminer les indices de plasticité, de liquidité et de consistance. Commenter

3) Classer ce sol d'après la classification LPC.

Exercice3 (avec corrigé)

Les échantillons provenant d'un sondage carotté dans la région de Tunis, nous ont fournis les résultats suivants :

$$\gamma = 19.1 \text{ kN/m}^3 ; \quad \omega = 33.56\% ; \quad \gamma_s = 26.8 \text{ kN/m}^3 ; \quad \omega_L = 42.2\% \quad \omega_p = 18.3\%$$

1) Déterminer le poids volumique sec, l'indice des vides et le degré de saturation du sol.

2) Calculer les indices de plasticité, de liquidité et de consistance. En déduire l'état de consistance du sol.

3) Classer ce sol d'après la classification LPC.

Exercice4

On a effectué sur 4 échantillons de sols différents les essais d'identification dont les résultats sont :

Sol	Tamisât 2mm (%)	Tamisat 0,08mm(%)	D₁₀ (mm)	D₃₀(mm)	D₆₀(mm)	W_I(%)	W_P(%)
S1	93	14	0,06	0,16	0,35	45	65
S2	70	50	-	-	-	38	25
S3	56	3	0,2	0,75	2,4	-	-
S4	100	90	-	-	-	32	12

Appliquer à ces sols les classifications LPC.

Exercice5

Un échantillon de sol a un indice des vides égal à 0,6 et une teneur en eau de 15%. Sachant que la gravité spécifique vaut 2,7 ; déterminer :

- 1) Le poids volumique sec
- 2) Le poids volumique total
- 3) La teneur en eau et son poids volumique à l'état saturé.

Exercice 6

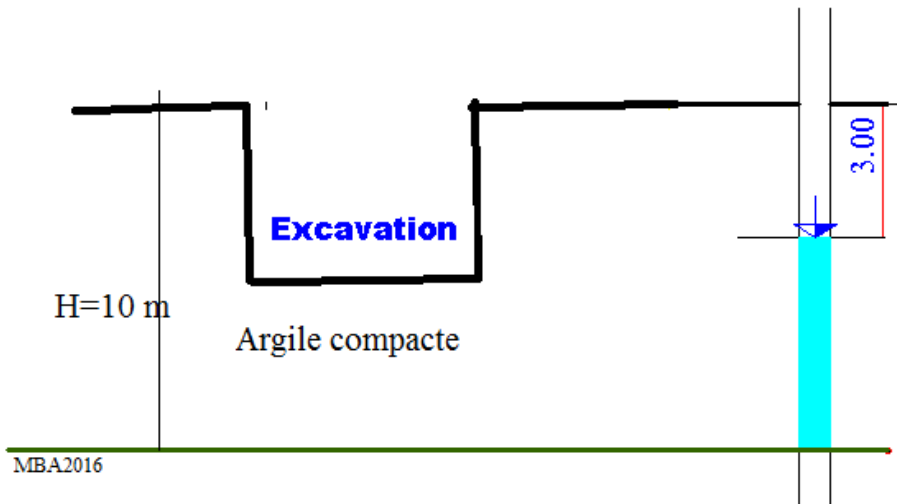
Un échantillon d'argile saturée pesait 35.4g à l'état naturel et 24.2g après séchage à l'étuve. Si le poids volumique des grains solides vaut 26,2 kN/m³ ; déterminer la teneur en eau, l'indice des vides, la porosité, le poids volumique total, le poids volumique sec et le poids volumique déjaugé.

Exercice 7 (avec corrigé)

Calculer le gradient hydraulique critique d'un sable dont la porosité est de 40% et dont la gravité spécifique est de 2.52.

Exercice 8 (avec corrigé)

On doit effectuer une excavation dans un dépôt d'argile imperméable ayant une épaisseur de 10m et reposant sur une couche de sable compact.



Sachant que la nappe phréatique se situe à 3m sous la surface du sol, déterminer la profondeur maximale de l'excavation juste avant l'apparition du renard dans la couche d'argile.

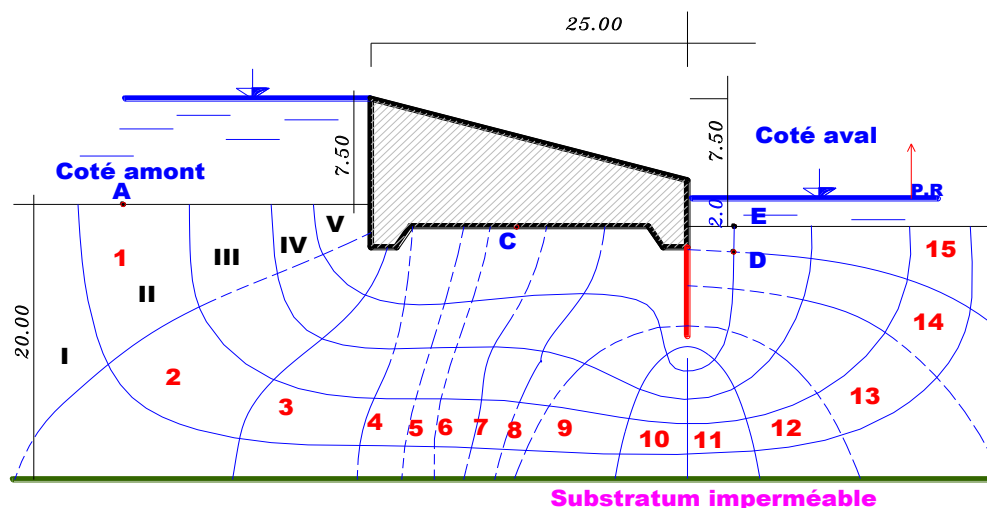
La masse volumique de l'argile saturée est de 18.20 kN/m^3 , tandis que celle du sable est de 21.5 kN/m^3 .

Exercice 9 (avec corrigé)

Un barrage doit être fondé sur une couche d'alluvions ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) perméable ($k=10^{-5} \text{ m/s}$) limité à 20 m de profondeur par un substratum horizontal imperméable. La largeur de ce barrage est de 25m.

La différence du niveau d'eau entre l'amont et l'aval est de 7.50m.

Le réseau d'écoulement à mailles carrées est tracé sur la figure suivante :



1) Calculer la pression interstitielle au point C du contact barrage alluvions situé à mi-distance du parement amont et du pied aval du barrage.

2) Evaluer le gradient hydraulique de sortie au contact du pied aval du barrage entre les points D et E (DE=2m).

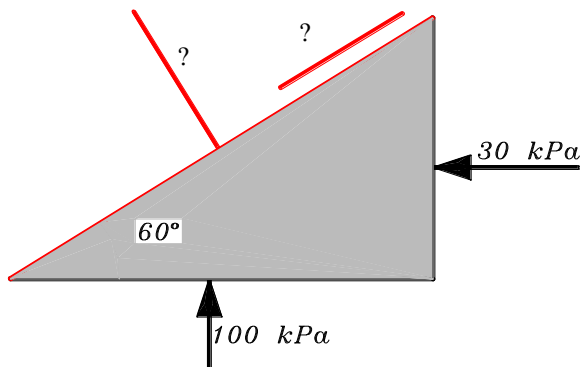
En déduire le coefficient de sécurité vis-à-vis du phénomène de renard

$$F_s = \frac{i_{cr}}{i} ; (i_{cr} : \text{gradient hydraulique critique})$$

3) Calculer le débit de fuites sous le barrage

Exercice 10 (avec corrigé)

Déterminer analytiquement et graphiquement les contraintes qui se développent sur le plan incliné de 60°:

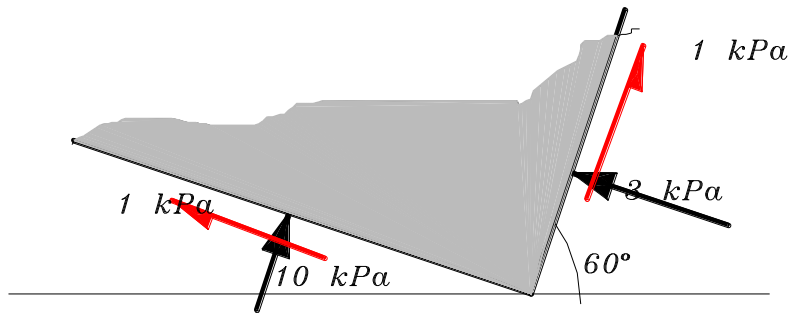


Exercice 11

On donne l'état de contraintes illustré sur la figure ci-dessous.

On demande de déterminer :

- 1) les contraintes principales et leurs directions
- 2) L'état de contraintes sur les plans horizontal et vertical
- 3) La contrainte de cisaillement maximale positive et le plan sur lequel elle est appliquée. En déduire l'angle entre ce plan et le plan de σ_3 (ou σ_1)

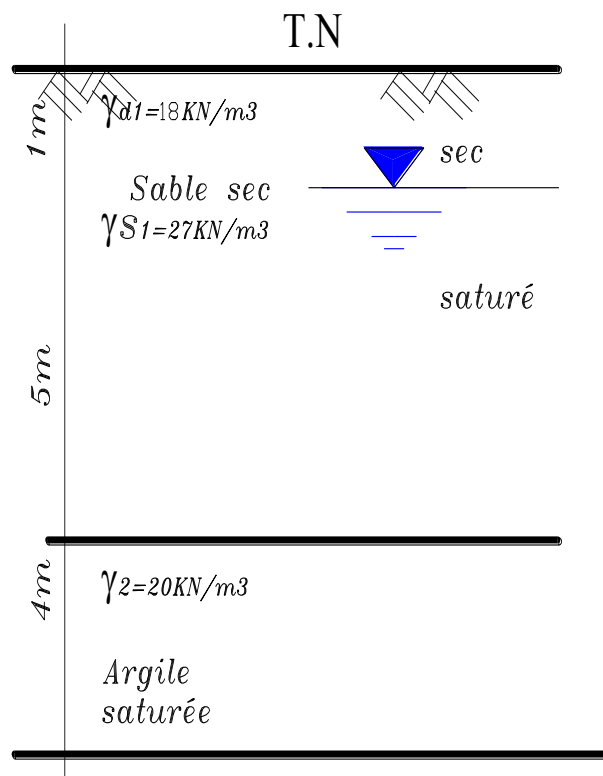


Exercice 12

Tracer les diagrammes de variation des contraintes totales et effectives et des pressions interstitielles, en fonction de la profondeur pour les deux cas suivants :

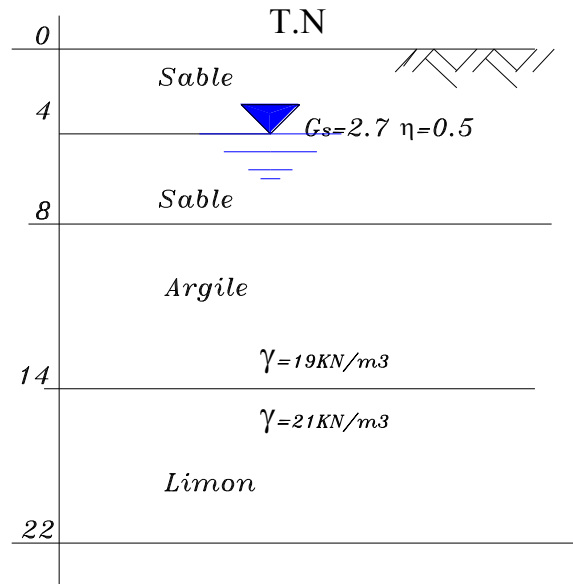
- Le niveau de la nappe est à 1m au-dessous du terrain naturel.
- On rabat la nappe jusqu'à une profondeur de 5m à partir du terrain naturel.

Entre 1 et 5m, le sol à un degré de saturation de 50% que peut on conclure ?

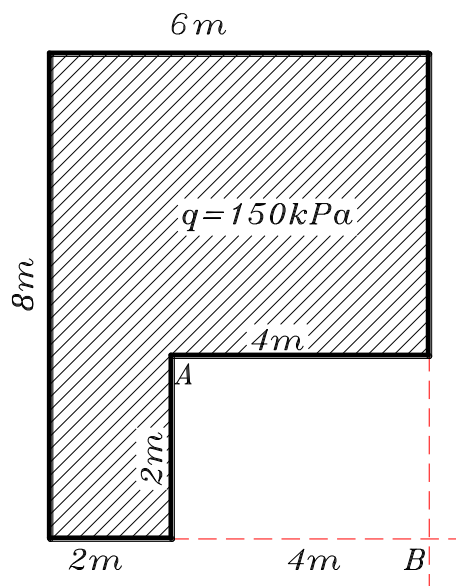


Exercice 13 (avec corrigé)

On donne le profil d'un sol de fondation de 0 à 22m.



- 1) Tracer les diagrammes de variation des contraintes totales, effectives et des pressions interstitielles de 0 à 22m.
- 2) Calculer le supplément de contraintes dû au rabattement de la nappe à 6m du terrain naturel (T.N).
- 3) On construit à la surface du sol un bâtiment ayant la forme ci-dessous. Déterminer les valeurs des contraintes dues à ce bâtiment, aux profondeurs 6m et 18m au-dessous de la base de la fondation pour les verticales passant par A et B.



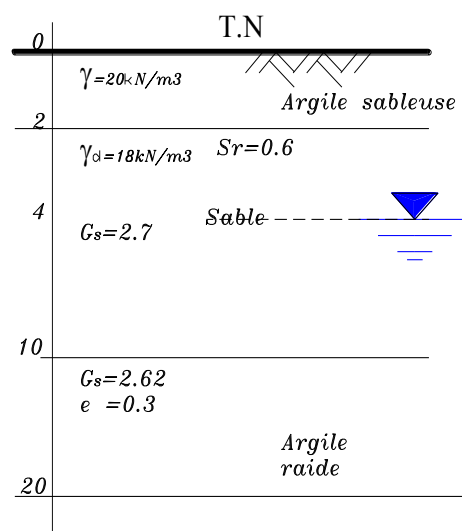
Exercice 14

Une semelle carrée 4m x 4m porte une charge totale de 1520 kN. Déterminer l'accroissement de la contrainte dans le sol à 4m et à 8m de profondeur :

- Sous un coin de la semelle.
- Sous le centre de la semelle.
- Sous les points milieux des deux côtés de la semelle.

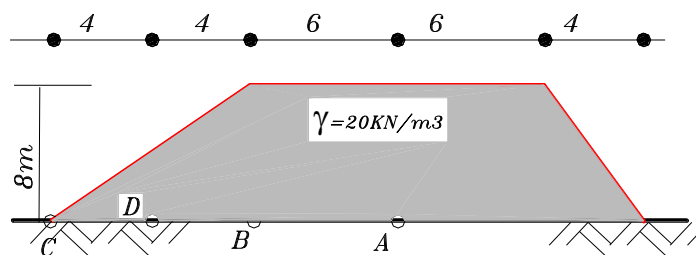
Exercice 15

Soit la coupe géotechnique du sol représenté par la figure ci-après.



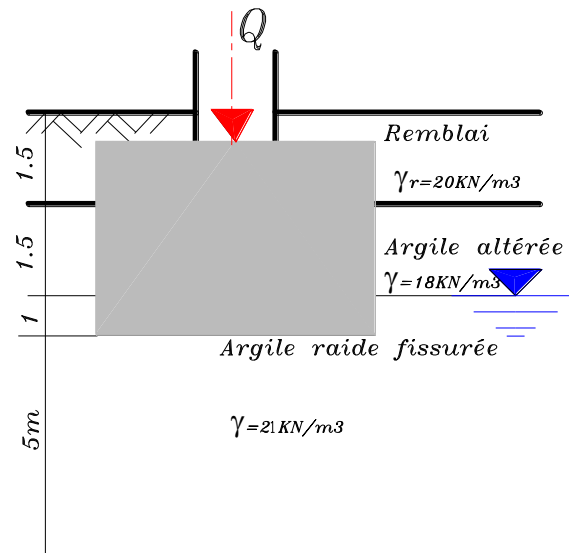
1) Tracer les diagrammes des contraintes totales, effectives et interstitielles. On considère que l'argile sableuse est sèche entre 0 et 2 m, le sable est partiellement saturé ($S_r = 0.6$) entre 2 et 4 m.

2) On construit à la surface du sol un remblai représenté par la figure ci-dessous. Calculer alors les accroissements de contraintes dues à ce remblai aux profondeurs $z = 4 \text{ m}$ et $z = 7 \text{ m}$ sous les verticales passant par le point A, le point B (côte du talus), le point C (pieds du talus) et le point D.



Exercice 16

Suite à un sondage à ciel ouvert, on donne une représentation de la coupe d'un sol.



Les résultats d'essais œdométriques réalisés sur des éprouvettes de la couche d'argile raide:

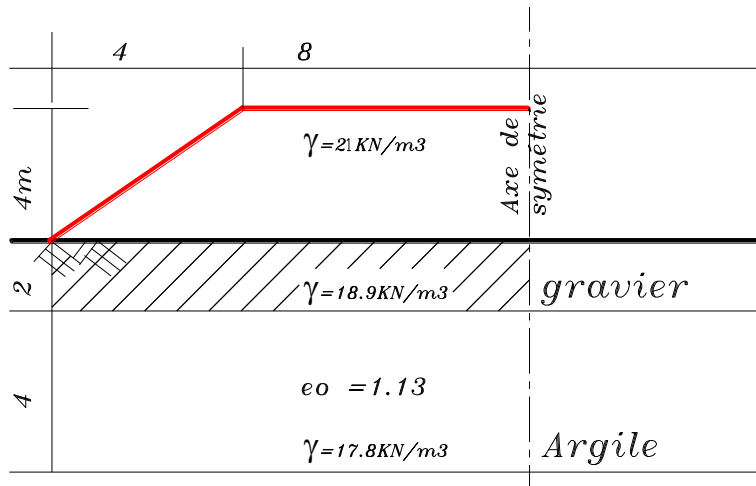
$$e_0 = 0.8 \quad C_c = 0.26 \quad \sigma'_p = 70 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad C_v = 2.10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

- 1) Pour une largeur de la fondation $B=3\text{m}$, calculer le tassement final de consolidation primaire dû au remblai et à la pression « q » appliquée par la semelle. $Q= 800 \text{ kN}$
On prendra : $q = ((Q/B) + 20 \times 2.5)$ en kPa, et on la suppose uniformément répartie sur une bande infinie.
- 2) Combien de temps après l'application des charges obtient-t-on 30%, 50% et 100% de consolidation.
- 3) Calculer, lorsque $U=50\%$, les valeurs du tassement et de l'indice des vides.

Exercice 17 (avec corrigé)

L'essai de consolidation effectué sur un échantillon prélevé à mi-hauteur du dépôt argileux a révélé une pression de pré consolidation de 110 kPa, un coefficient de gonflement de 0.023 et de compression de 0.38.

A l'aide des données de la figure suivante, calculer le tassement de consolidation d'un dépôt d'argile sous le centre d'un remblai en longueur de 4 m de hauteur, sans tenir compte du tassement immédiat de la couche de gravier.



Exercice 18

Estimer le temps nécessaire pour qu'un dépôt argileux de 6m de hauteur situé entre deux couches de sables perméable atteigne 95% de son tassement de consolidation. L'essai de consolidation a fourni un coefficient de consolidation de $0.5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Exercice 19

Un dépôt d'argile de 3.5m d'épaisseur repose sur une marne imperméable très compacte.

Si le coefficient de consolidation est de $0.625 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, quel sera le degré de consolidation du dépôt sous la pression provoquant le tassement :

- 1) après six mois.
- 2) après un an

Exercice 20 (avec corrigé)

Chercher les relations entre les contraintes principales et l'angle de frottement interne dans les conditions où la cohésion est nulle.

Exercice 21 (avec corrigé)

On a effectué des essais de cisaillement direct sur un sable moyen.

A l'aide des résultats qui suivent :

- Déterminer les paramètres de la résistance au cisaillement de ce sable.
- Commenter les résultats trouvés.

Essai N°	σ'_{rupt}	τ_{rupt}
1	67.3	57.1
2	118.6	99.2
3	170.2	150.7
4	231.8	194.7

Exercice 22

Les résultats de deux essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) avec mesure de la pression interstitielle sur matériau de remblai, sont les suivants :

Essai N°	σ_3 (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	U(kPa)
1	105	466.5	20.70
2	307.5	1056	93.01

Déterminer les caractéristiques de résistance à long terme et les paramètres de résistance consolidés non drainés.

Exercice 23

On prélève d'un sondage carotté à 11 m de profondeur, des carottes de sol vaseux.

Les résultats d'essais sur les différentes éprouvettes de ce sol, sont fournis dans les tableaux suivants :

- Essai de compression simple :

$$R_c = 100 \text{ kPa.}$$

- Essai triaxial UU :

$$\sigma_1 = 248 \text{ kPa} \quad \sigma_3 = 140 \text{ kPa}$$

- Essai de cisaillement direct drainé :

Essai N°	σ' (kPa)	τ (kPa)
1	30	22
2	50	36
3	80	57

- Essai triaxiaux CU :

Essai N°	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	U(kPa)
1	100	170	70.8
2	340	580	240

Calculer :

1) La cohésion non drainée de la vase.

2) Les paramètres de résistance effectifs déterminés à partir des essais de cisaillement direct et des essais CU.

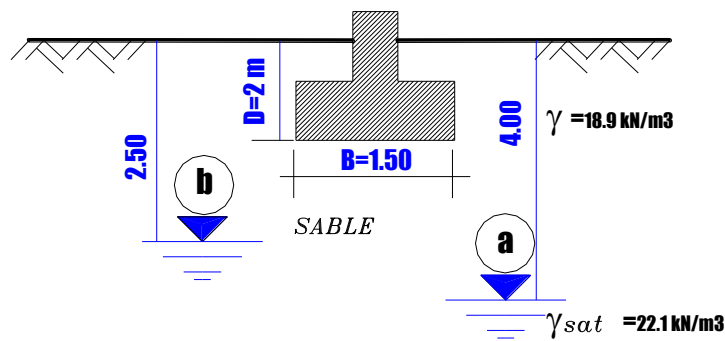
- 3) Les paramètres de résistance consolidés non drainés ainsi que la variation de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation ($\sigma'c$)
- 4) L'inclinaison des plans de rupture dans les éprouvettes :
- de l'essai de cisaillement direct.(Essai 1)
 - de l'essai triaxial CU (Essai 2)

Exercice 24(avec corrigé)

Calculer la capacité portante sous la semelle filante dans les deux cas :

- La nappe est au niveau (a).
- La nappe est au niveau (b).

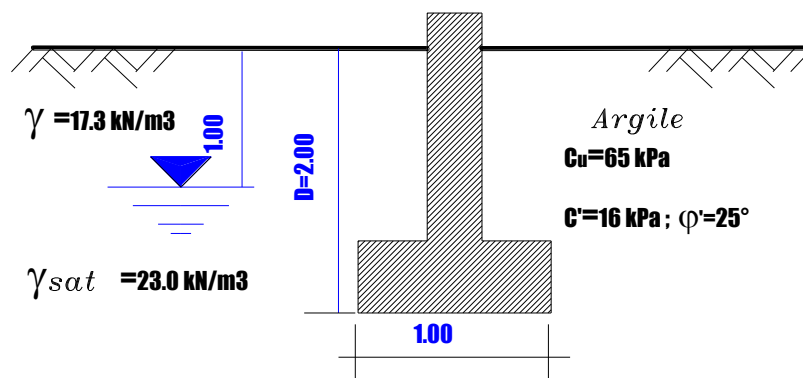
L'angle de frottement interne du sol est 30°



Semelle filante reposant sur un sable

Exercice 25(avec corrigé)

Une semelle filante de 1 m de largeur repose sur une argile saturée. Calculer la capacité portante admissible de l'argile à court et à long terme en utilisant un coefficient de sécurité égal à 3.



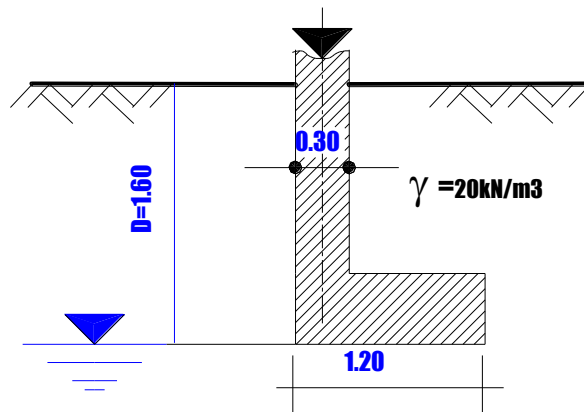
Semelle filante sur une argile saturée.

Exercice 26(avec corrigé)

Au niveau d'un mur mitoyen, on construit une semelle rectangulaire ayant comme dimensions $B = 1.20$ m, et $L = 1.00$ m. La charge transmise par le poteau est alors excentrée de 45 cm dans la direction parallèle à B .

Le sol support est pulvérulent de poids volumique 20 kN/m^3 et d'angle de frottement interne 35° .

Déterminer la capacité portante admissible de ce sol en utilisant un coefficient de sécurité $F = 3$

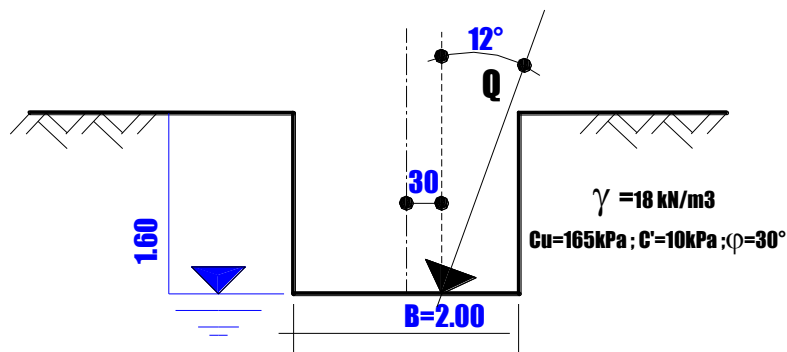


Semelle rectangulaire excentrée.

Exercice 27

Sur un sol très compact, on construit à 1.60 m de profondeur une semelle filante de largeur $B = 2$ m produisant une charge $Q = 250 \text{ kN/ml}$, inclinée de 30° et excentrée de 30 cm.

Calculer les coefficients de sécurité à court et à long terme.



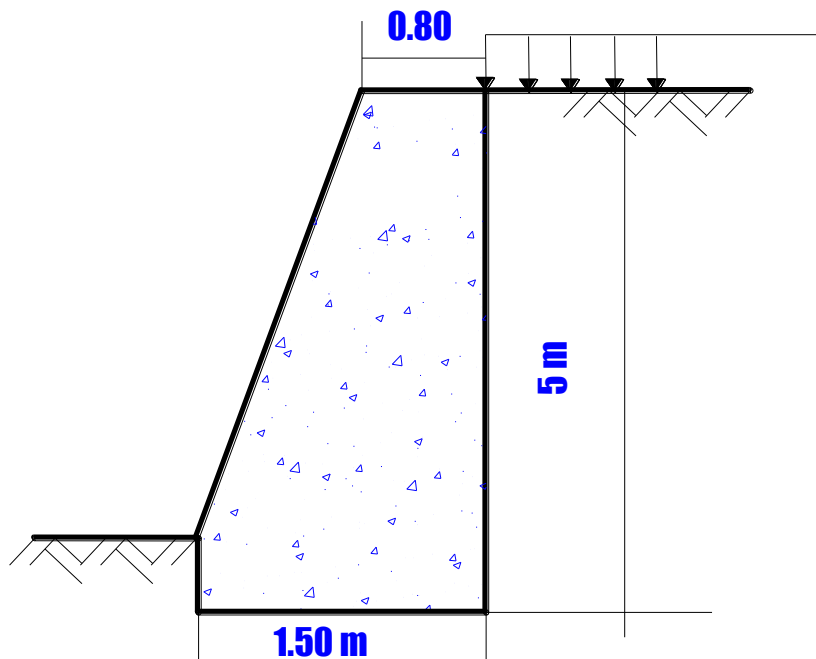
Semelle filante avec charge excentrée et inclinée

Exercice 28

On veut remblayer un mur de soutènement en béton de 5 m de hauteur avec un sable de poids volumique 18kN/m^3 et ayant un angle de frottement interne de 30° .

1) Calculer la poussée active sur le mur en utilisant la théorie de Rankine. Le mur supporte uniquement le remblai.

2) Sachant qu'il y a une surcharge de 30kPa sur le terrain situé en amont du mur. Calculer dans ce cas la poussée active.

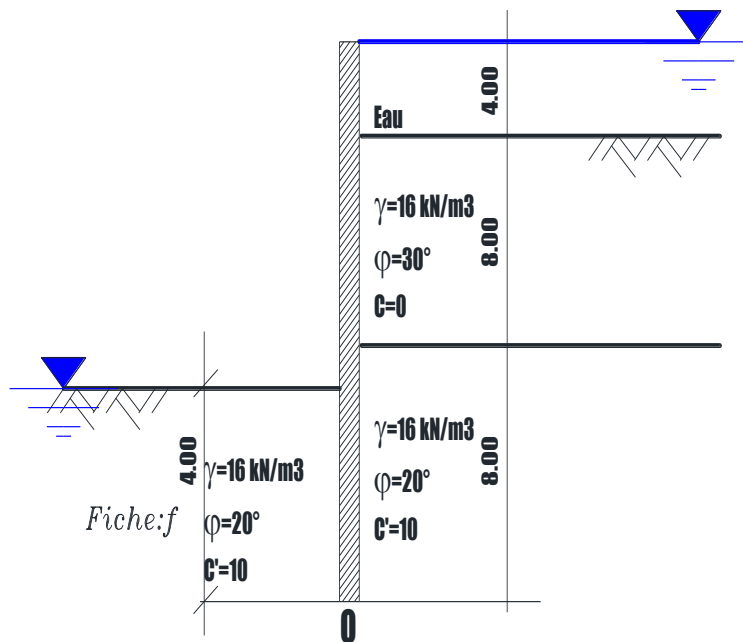


3) Vérifier la stabilité du mur au glissement et au renversement, lorsqu'il supporte le remblai et la surcharge. Le poids volumique du béton est de 25kN/m^3

4) Vérifier uniquement le renversement le sol à l'amont de l'ouvrage est entièrement saturé.

Exercice 29

Un rideau de palplanches simplement encastré est représenté par le schéma suivant :



- 1) Tracer les diagrammes des contraintes de poussée et de butée sur le rideau de palplanches (méthode de Rankine)
- 2) Calculer les valeurs des forces ainsi que leurs positions par rapport au point O. En déduire les valeurs des moments.

Exercice 30

- a- Calculez le gradient hydraulique critique dans un sol caractérisé par une porosité de **40%** et un poids spécifique des grains solides de **26.5kN/m³**.
- b- Que se produit-il dans le sol lorsque le gradient atteint sa valeur critique ? Expliquez.

ELEMENTS DE CORRECTION

Exercice 3

$$1) \quad \gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} = \frac{19.1}{1.3356} = 14.30 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 = 0.87$$

$$Sr = \frac{\omega Gs}{e} = \frac{0.3356 \times 2.368}{0.87} = 1.0$$

$$2) \quad I_P = \omega_L - \omega_P = 42.2 - 18.3 = 23.9$$

$$I_C = \frac{\omega_L - \omega}{I_P} = 0.36 \quad I_L = \frac{\omega - \omega_P}{I_P} = 0.64$$

3) Il s'agit d'un sol argileux de consistance plastique

4) d'après la classification LPC : le sol est une argile peu plastique

Exercice 7

$$i_c = \frac{Gs-1}{1+e} = 1.07$$

Exercice 8

Profondeur maximale d'excavation = 6.15m

Exercice 9

1) Pression interstitielle au point C :

On sait que, pour le point C, la charge hydraulique est :

$$h_c = \frac{u_c}{\gamma \omega} + z_c$$

$$z_c = -2 \text{ m ;}$$

d'après le réseau d'écoulement

$$h_c = h_A - 5.75 \Delta h$$

Avec $h_A = 7.5m$ et $\Delta h = \frac{\Delta H}{nh}$; $\Delta h = 7.5m$ et $n_h = 15$

On aura : $h_c = 4.62m$, et

$$u_c = (4.62 - (-2)) \cdot 10 = 66.2 kN/m^2$$

2) Gradient hydraulique de sortie

$$i = \frac{\Delta h}{DE} = \frac{\Delta H}{n_h DE} = 0.25$$

$$i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \text{ D'ou. } F_s = \frac{\gamma'}{0.25 \gamma_w} = 4.4$$

La sécurité au phénomène de renard est assurée.

3) Débit traversant le sol

$$Q = k \cdot \Delta h \cdot \frac{nc}{nh} \text{ Avec, } nh = 15 \quad nc = 5 \text{ et } k = 4 \cdot 10^{-5} m/s$$

$$Q = 10^{-4} m^3/s$$

Exercice 10

Analytiquement :

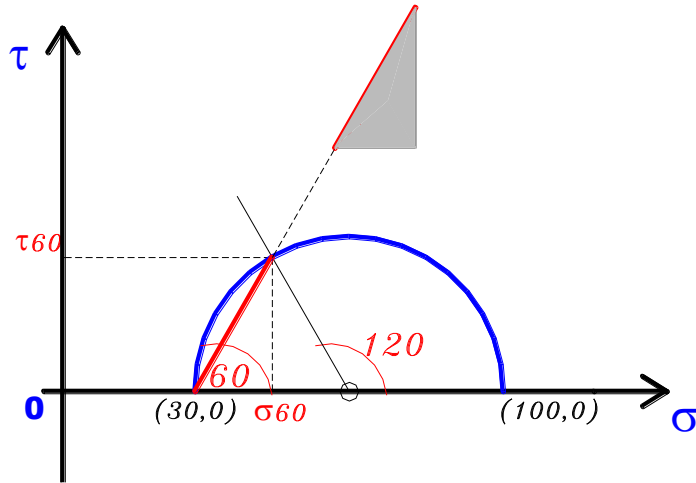
$$\sigma_3 = 30 \text{ Kpa et } \sigma_1 = 100 \text{ kPa}$$

Pour déterminer σ_θ et τ_θ on utilise les relations (3.7) et (3.8)

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \text{ et } \tau_\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

$$\sigma_\theta = 47.4 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad \tau_\theta = 30.2 \text{ kPa}$$

Graphiquement :



Exercice 13

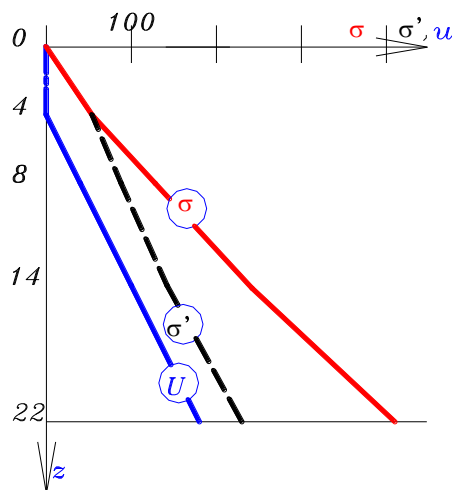
1- Entre 0 et 4m le sable est sec :

$$\gamma_d = (1-\eta)G_s \gamma_w = 13.5 \text{ kN/m}^3$$

Entre 4 et 8m le sable est saturé

$$\gamma = [(1-\eta)G_s + \eta] \gamma_w = 18.5 \text{ kN/m}^3$$

Profondeur	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)
4	54	0	54
8	128	40	88
14	242	100	142
22	410	180	230

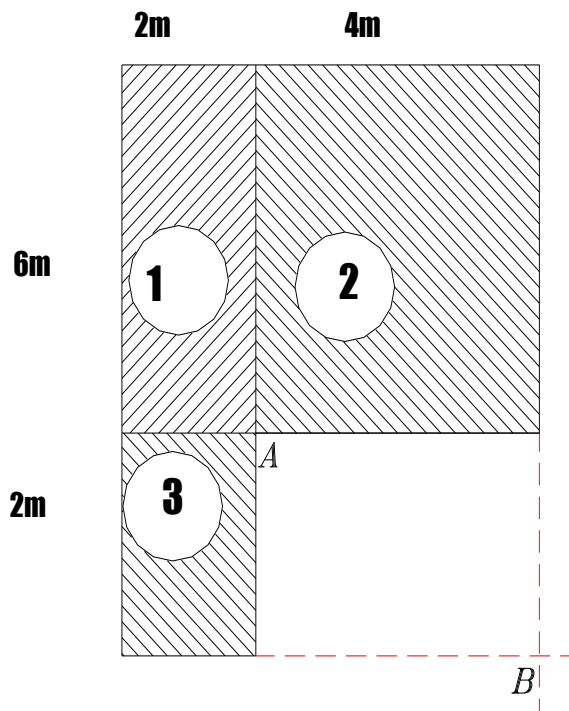


Diagrammes de variation des contraintes totale, effective et de pression interstitielle

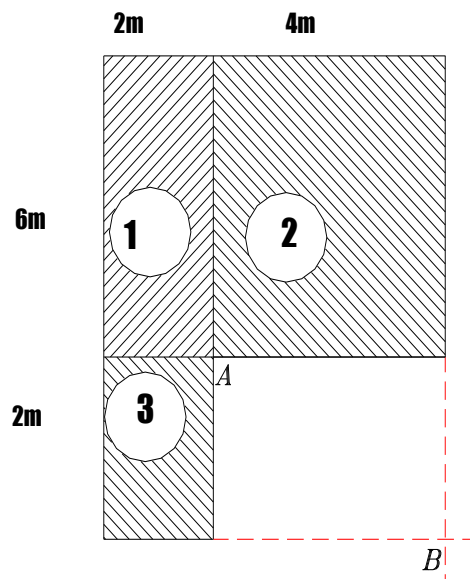
2) Lorsque la nappe s'abaisse de 2m, on a :

- σ_v reste constante (puisque les poids volumiques restent inchangés)
- u diminue de $\gamma_w \cdot 2 = 20\text{kPa}$.
- σ'_v augmente de $\gamma_w \cdot 2 = 20\text{kPa}$.

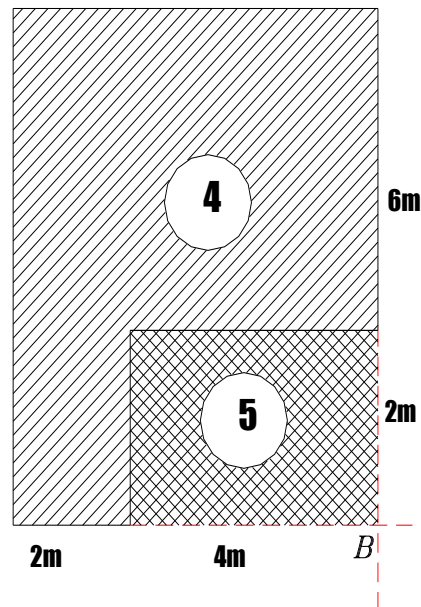
4) Le supplément de contraintes pour $q=200\text{kPa}$:



Au point A : $\Delta\sigma = q (lz_1 + lz_2 + lz_3)$



Au point B: $\Delta\sigma = q (lz_4 - lz_5)$



Sachant que : $lz_1 = f(2/z, 6/z)$

: $lz_2 = f(4/z, 6/z)$

: $lz_3 = f(2/z, 2/z)$

: $lz_4 = f(6/z, 8/z)$

: $lz_5 = f(4/z, 2/z)$

Exercice 17

1)

$h = 5\text{m}$

$\sigma'_o = 18 \times 1 + 3.5 \times 11 = 56.5\text{kPa}$.

$\sigma'_p = 70\text{kPa}$.

$$s_c = \frac{C_c}{1+e_o} h \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)$$

$\Delta\sigma = q_r h_r + 2 q lz$ sachant que $q = 383.33\text{ kPa}$.

$lz = f(b/z, l/z)$ $b = 1.50\text{m}$; $l = \text{infini}$ (semelle filante)

$$Z = 2.50\text{m}$$

D'après l'abaque 3-3, on aura $lz = 0.157$

$\Delta\sigma = 150.36\text{ kPa}$.

D'où : $\Delta h_c = 0.322\text{m}$.

2)

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad \text{avec : } C_v = 2.10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} ; H' = h/2 \text{ (couche simplement drainée)}$$

U	30%	50%	100%
T_v	0.07	0.2	2.08
Temps (ans)	0.28	0.8	8.32

3)

Lorsque U = 50%, le temps correspondant est environ de 9mois et 18jours.

$$\Delta h_t = 0.5 \times 32.2 = \mathbf{16.1 \text{ cm}}$$

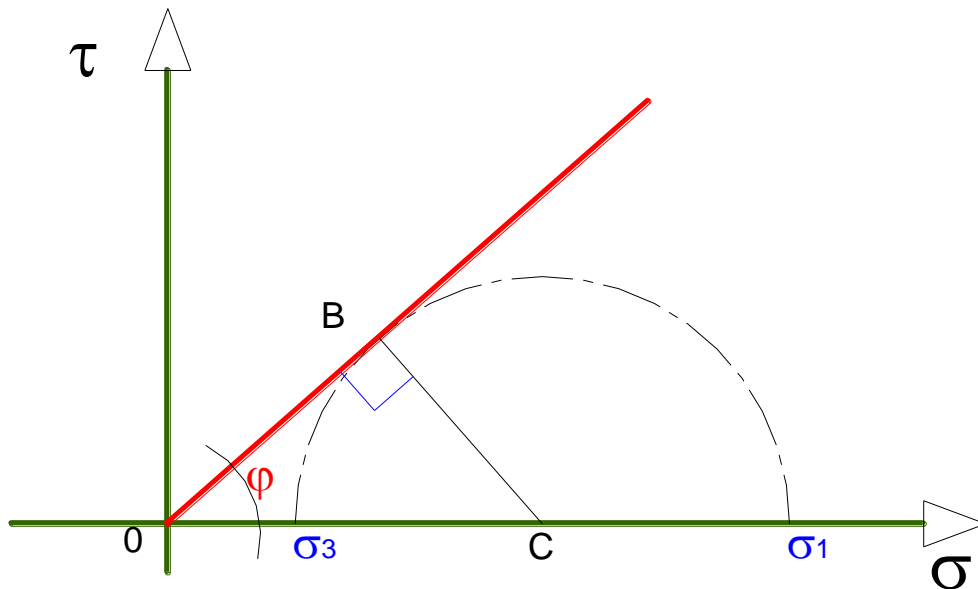
$$\text{et } \Delta/(1+e_0) = \Delta h/h \quad \text{avec } \Delta e = e_0 - e$$

$$e = e_0 - (\Delta h/h) (1+e_0) = 0.74$$

$$\mathbf{e = 0.74}$$

Exercice 20

La cohésion est nulle, donc la courbe intrinsèque passe par l'origine ($\tau = \text{tg}\varphi$)



Le triangle OBC est rectangle

$$OC = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad \text{et} \quad BC = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

$$= BC/OC \quad \text{d'où} \quad \sigma_3/\sigma_1 = (1 - \sin\varphi) / (1 + \sin\varphi) = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$$

$$\text{de même} \quad \sigma_1/\sigma_3 = (1 + \sin\varphi) / (1 - \sin\varphi) = \text{tg}^2 (\pi/4 + \varphi/2)$$

Exercice 21

2- Paramètre de résistance à court terme :

Essai de compression simple : $C_u = R_c/2 = 50\text{kPa}$.

Essai triaxial UU : $C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = (248-140)/2 = 54 \text{ kPa}$.

3- Paramètre de résistance effectifs :

- **Cisaillement direct :**

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

$$22 = 30 \text{tg } \varphi' + c' \quad (1)$$

$$36 = 50 \text{tg } \varphi' + c' \quad (2)$$

$$57 = 80 \text{tg } \varphi' + c' \quad (3)$$

$$(1) \text{ et } (2) \Rightarrow \varphi' = 35^\circ \quad ; \quad (2) \text{ et } (3) \Rightarrow \varphi' = 35^\circ \quad c' = 0$$

- **Cisaillement triaxial :**

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p - 2 c' \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \varphi'/2) = N_\phi$$

$$\text{Essai1 : } 99.2 = 29.2 N_\phi + 2c' \sqrt{N_\phi}$$

$$\text{Essai2 : } 340 = 100 N_\phi + 2c' \sqrt{N_\phi}$$

$$\Rightarrow \varphi' = 33^\circ \text{ et } c' \cong 0$$

4- Paramètre : **C_{cu} et φ_{cu}**

Essai CU : Contraintes totales

- $\sigma_1 = \sigma_3 K_p + 2 C_{cu} \sqrt{K_p}$.

$$K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \varphi_{cu}/2)$$

$$\text{Essai1 : } 170 = 100 N_\phi + 2c' \sqrt{N_\phi}$$

$$\text{Essai2 : } 580 = 340 N_\phi + 2c' \sqrt{N_\phi}$$

$$\Rightarrow \varphi_{cu} = 15.1^\circ \text{ et } C_{cu} = 0$$

Variation de la cohésion non drainée :

$$\text{Essai1 : } \sigma_3 = 100 \text{ kPa} \quad C_u = 35 \text{ kPa}$$

$$\text{Essai2 : } \sigma_3 = 340 \text{ kPa} \quad C_u = 120 \text{ kPa}$$

$$C_u = a + \lambda \sigma'_c$$

$$C_u = a + \lambda \cdot 100$$

$$C_u = a + \lambda \cdot 340$$

$$\Rightarrow \lambda = 0.354 \text{ et } a = 0 \quad C_u = 0.354 \sigma'_c$$

5- Inclinaison des plans de rupture :

- Eprouvette1, essai de cisaillement direct : Plan horizontal.

- Eprouvette 2, essai CU : $\alpha = \pi/4 + \varphi'/2 = 61.5^\circ$

Exercice 24

Nappe en (a) :

La nappe phréatique se trouve sous la profondeur d'influence de la semelle

$H_w > (D+B)$ puisque $4 > (2+1.5)$

Pour $\varphi = 30^\circ \Rightarrow$ abaques 6-1, on a : $N_\gamma = 18.10$, $N_q = 18.4$, $N_c = 30.00$

Les facteurs de formes pour une semelle filante sont égaux à 1. Pas de facteurs d'inclinaison, ni d'excentricité. D'où :

$$q_{adm} = (q_{net} / F_s) + \gamma \cdot D \text{ telle que } q_{net} = q_l - \gamma \cdot D \text{ et } F_s = 3$$

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + (\gamma D) N_q$$

$$q_l = (1/2 \cdot 18.9 \times 2 \times 18.1) + (18.9 \times 2 \times 18.4) = 1037.61 \text{ kPa.}$$

$$q_{net} = 1037.61 - (18.9 \times 2) = 999.81 \text{ kPa}$$

$$\mathbf{q_{adm} = 999.81/3 + (18.9 \times 2) = 371.07 \text{ kPa}}$$

Nappe en (a) :

La nappe phréatique se trouve à une profondeur intermédiaire entre la profondeur de la semelle et la profondeur d'influence de la semelle. Il faut alors déjauger le sol dans le terme de surface.

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + (\gamma D) N_q = 856.60 \text{ kPa}$$

$$q_{net} = 856.6 - 8.9 \times 2 = 838.8 \text{ kPa}$$

$$\mathbf{q_{adm} = 297.4 \text{ kPa}}$$

Exercice 25

A court terme:

$\varphi_u = 0 \Rightarrow$ abaques 6-1 on a : $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$, $N_c = 5.14$

$$\mathbf{q_{adm} = 120.7 \text{ kPa}}$$

A Long Terme:

$\varphi' = 25^\circ \Rightarrow$ abaques 6-1 on a : $N_\gamma = 8.10$, $N_q = 10.70$, $N_c = 20.70$

$$\mathbf{q_{adm} = 227.6 \text{ kPa}}$$

Exercice 26

A Court Terme : $q_{adm} = Q/1.4$ $F_s = 4.20$

A long terme : $F_s = 4.40$

SUJETS D'EXAMENS

SUJET 01

PRESENTATION DU SUJET

L'étude d'un projet de construction d'un barrage collinaire en terre compactée, comporte 03 parties indépendantes :

- Calcul des contraintes
- Comptage de la tranchée d'ancrage de la digue
- Etude du réseau d'écoulement

FIG 01 : AVANT CONSTRUCTION DU BARRAGE

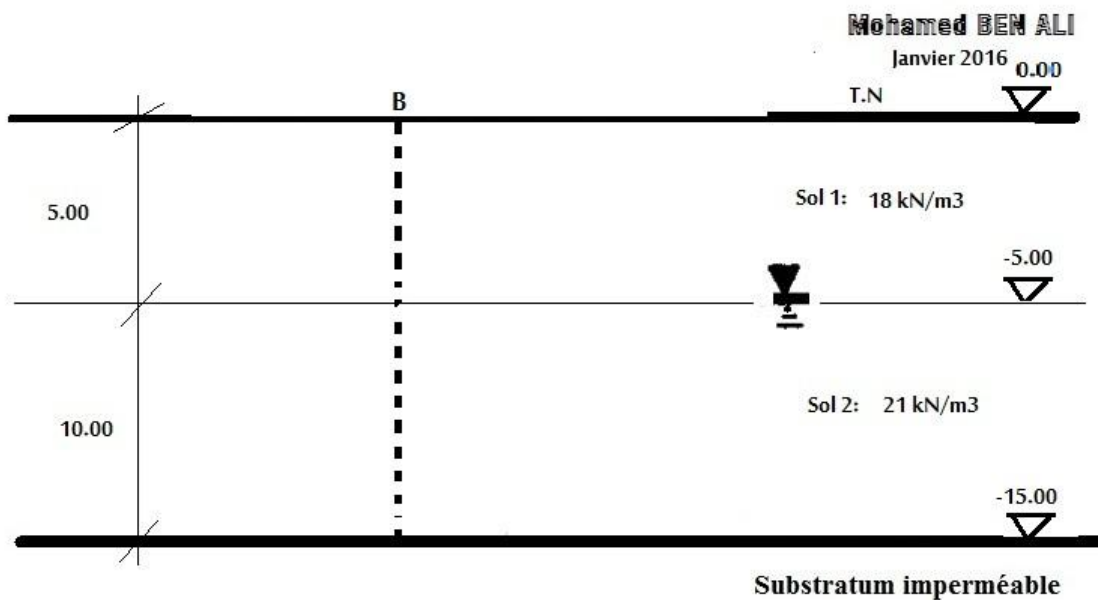
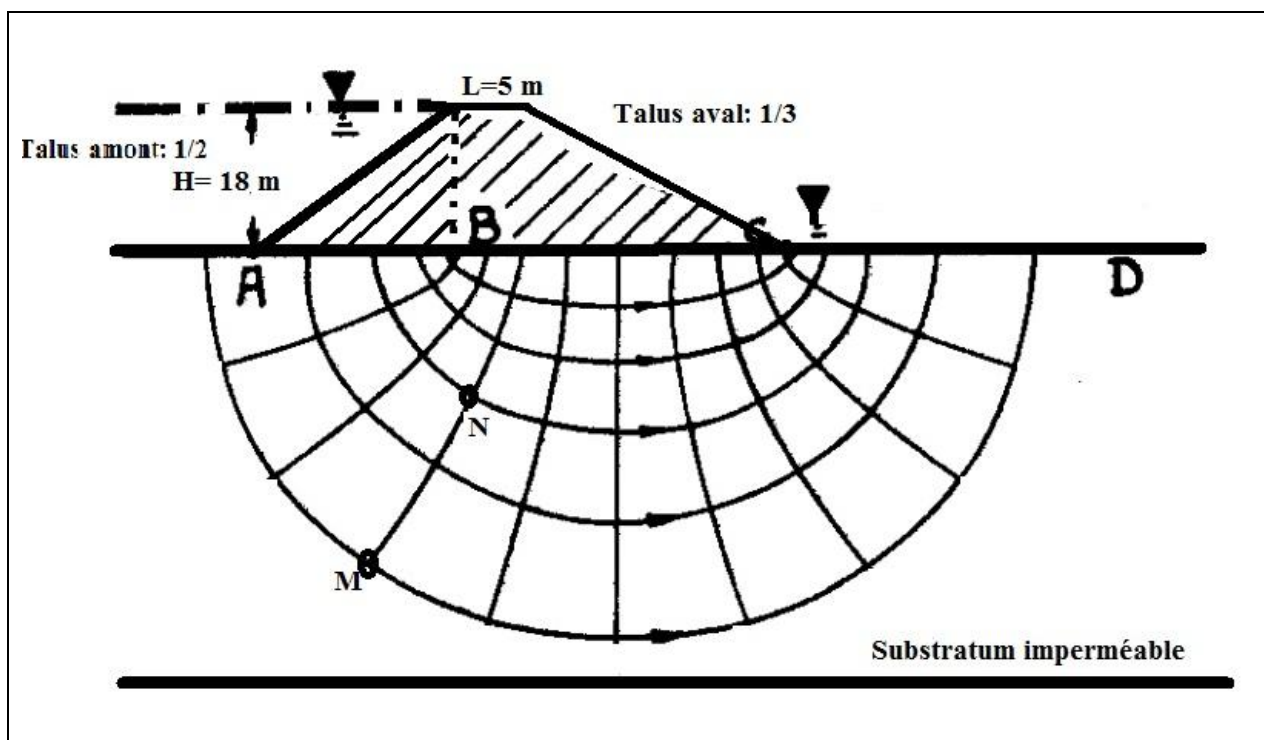


FIG 02 : APRES CONSTRUCTION DU BARRAGE



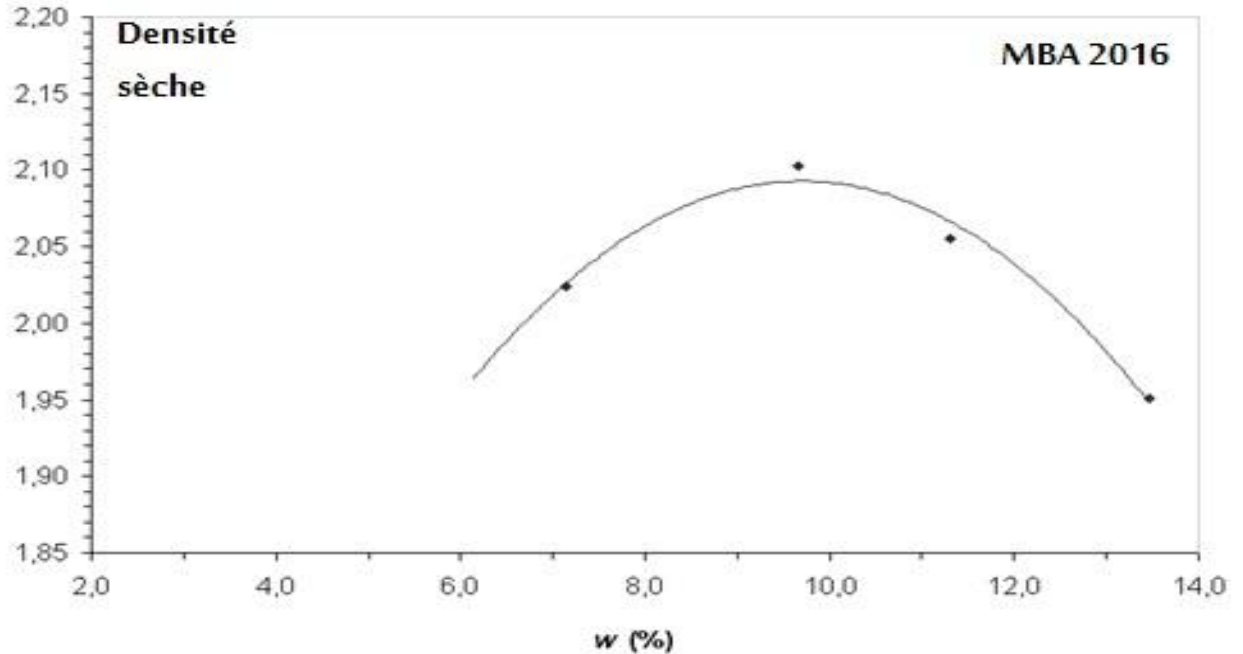
I- CALCUL DES CONTRAINTES

1.1 Tracer le diagramme des contraintes : totales, interstitielles et effectives sur la verticale passant par le point « B » entre les niveaux : 0.00 et -15.00

1.2 Calculer le supplément de contrainte due au remblai de la digue : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, hauteur : 18 m, sur la verticale passant par « B » et à la profondeur $z = 10 \text{ m}$

II- COMPACTAGE DE LA TRANCHEE D'ANCRAGE DE LA DIGUE

Les essais P.M réalisées au laboratoire, ont aboutis la courbe suivante :



2.1 Déduire de la courbe : d_{max} w_{opt}

2.2 Que désigne l'abréviation : P.M ? quel est son utilité ?

2.3 Quel type de compacteur doit-on choisir pour un sol cohérent ? Pourquoi ?

III- ETUDE DU RESEAU D'ECOULEMENT (FIG 02)

En utilisant la schématisation du réseau d'écoulement sous le barrage (fig02), déterminer :

3.1 Les charges hydrauliques aux points : A – C – M – N

3.2 Le débit des fuites d'eau sous le barrage, en supposant un coefficient de perméabilité :

$$k = 10^{-4} \text{ m/s}$$

SUJET 02

Avant d'entamer les travaux de construction d'un silo (diamètre=20m), situé à 6 m d'une construction existante ; on se propose de réaliser une étude géotechnique comportant trois parties qui seront étudiés dans ce sujet.

DONNEES :

1- Coupe géotechnique du sol, sujet de l'étude (fig1)

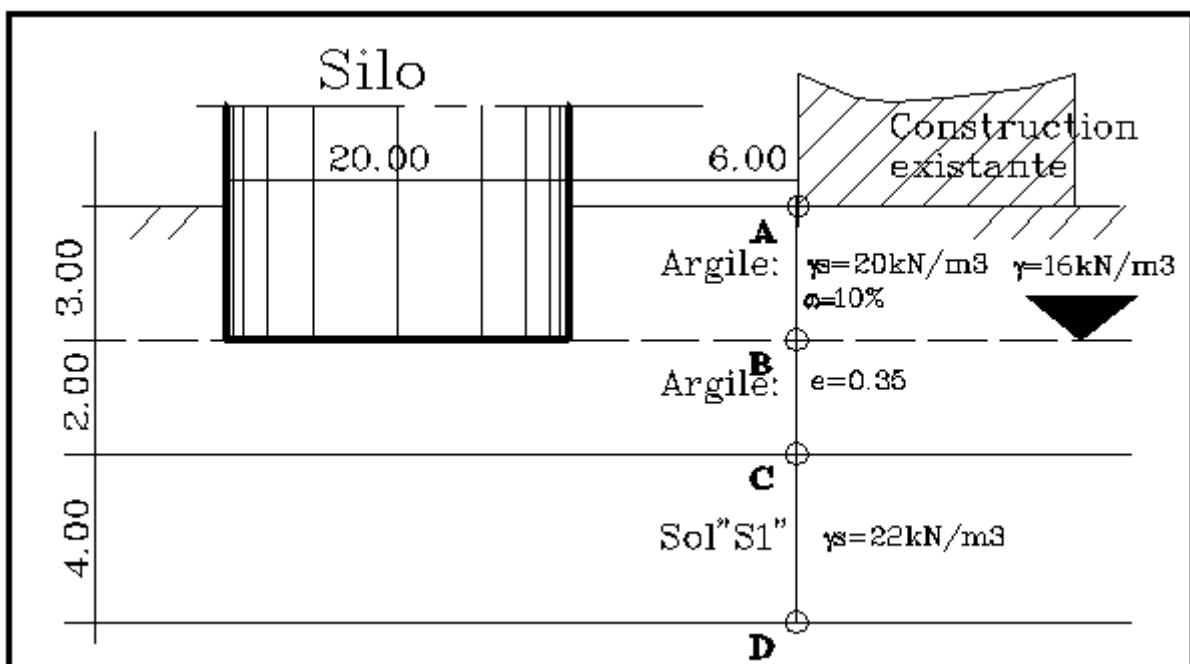


fig1 : coupe géotechnique du sol

2- Résultats d'essais sur le sol « S1 »

- Limites d'Atterberg : $w_L = 34\%$ et $w_P = 24\%$
- Poids volumique : $W = 1500 \text{ g}$ et $V = 882.35 \text{ cm}^3$
- Teneur en eau : Tare = 25 g, Poids total humide = 65.2 g,
Poids total sec = 57.4g

TRAVAIL DEMANDE :

PARTIE I : Caractéristiques physiques et classification des sols

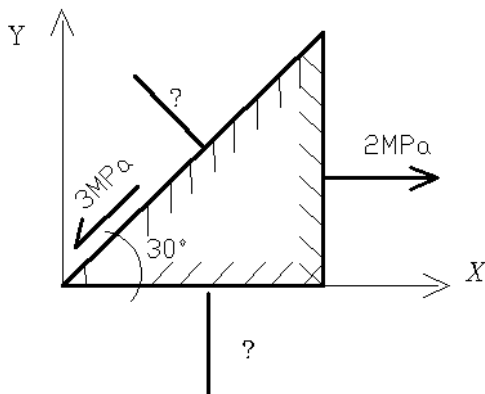
- 1- Calculer le poids volumique sec de l'argile située au-dessus de la nappe.
- 2- Calculer le poids volumique saturé de l'argile située sous la nappe.
- 3- Pour le sol « S1 » :
 - a. Déterminer le degré de saturation et le poids volumique saturé.
 - b. Classifier ce sol selon le diagramme de Casagrande.

PARTIE II : calcul des contraintes

- 1- Sans tenir compte des surcharges, tracer les diagrammes des contraintes totales, interstitielles et effective sur la verticale passant par A, B, C et D
- 2- La surcharge circulaire apportée par le silo est $q=150\text{kPa}$. Calculer alors $\Delta\sigma$ aux points C et D.

PARTIE III : Etat de contraintes

On donne l'état de contrainte suivant en un point de la verticale passant par A



- 1- Déterminer la contrainte normale sur la facette inclinée de 30° .
- 2- Donner les contraintes principales (majeure et mineure).
- 3- Déterminer la direction du plan sur lequel la contrainte de cisaillement est maximale

SUJET 03

Lors de la campagne géotechnique avant la construction d'un barrage en terre, on a réalisé des sondages au niveau de la clé d'ancrage dont les résultats sont indiqués sur la figure1

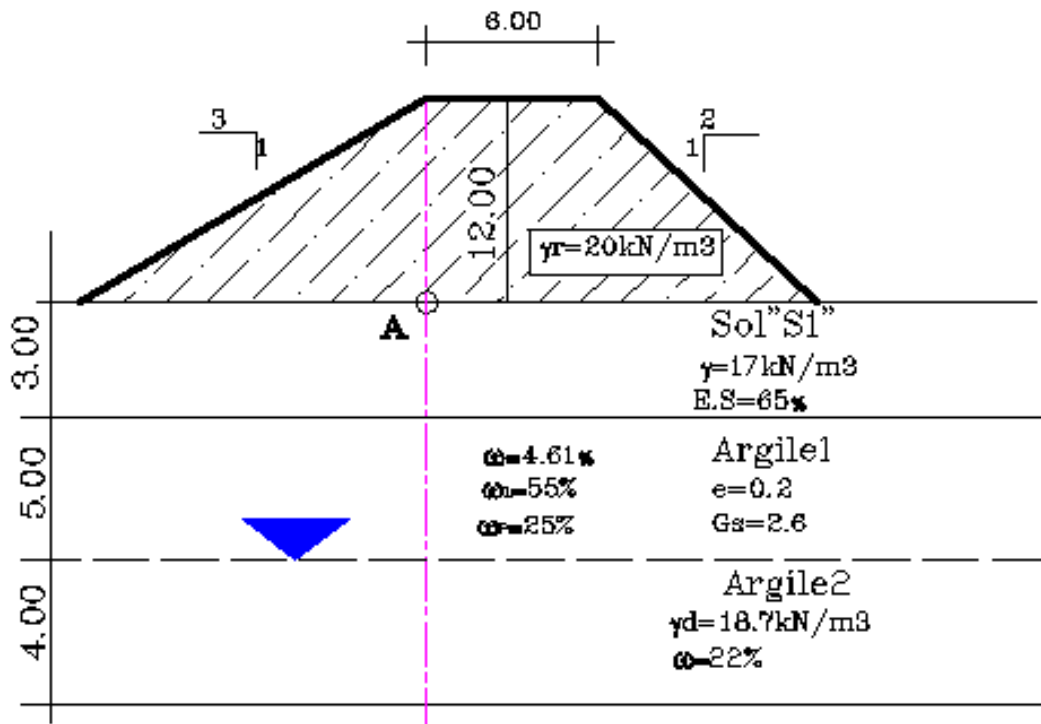


fig1 : coupe géotechnique du sol

N.B : Les trois parties du sujet sont entièrement indépendantes

PARTIE I : Caractéristiques physiques et classification des sols

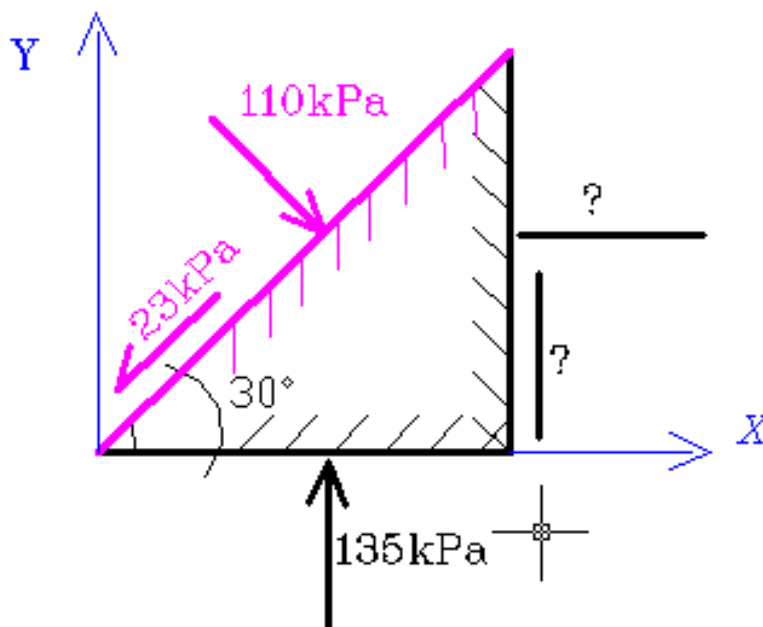
- 4- Classer les sols :
 - a. Sol « S1 »
 - b. Argile1.
- 5- Calculer pour l'argile1
 - a. Le poids volumique sec
 - b. Le degré de saturation.
- 6- Calculer pour l'argile2, le poids volumique total.

PARTIE II : calcul des contraintes

- 3- Sans tenir compte des surcharges, tracer les diagrammes des contraintes totales, interstitielles et effectives.
- 4- Calculer le supplément de contraintes dû au poids du barrage sur la verticale passant par le point A au milieu de la couche d'argile2.

PARTIE III : Etat de contraintes

On donne l'état de contrainte autour d'un point situé environ à 5m de profondeur



- 4- Déterminer les contraintes normales et tangentielles sur la facette verticale :
 - a. Analytiquement
 - b. Graphiquement

SUJET 04

Exercice 1

Un échantillon de sol a été prélevé intact par une trousse coupante. L'ensemble a une masse de 334 g au prélèvement et de 294g après passage à l'étuve. La masse de la trousse coupante est 124 g et son volume est de 115cm³. Le poids spécifique des particules solides est 26,5 kN/m³.

1.1 Déterminer les paramètres de nature : w , e , S_r , et η ainsi que les poids volumique total γ et sec γ_d du sol.

1.2 Si on rajoute 6 cm³ d'eau que deviendront les valeurs de w , e , S_r , γ et γ_d .
(Le volume total reste inchangé = 115 cm³).

1.3 Quelle est la quantité d'eau nécessaire pour saturer l'échantillon

2 Exercice 2

Les échantillons provenant d'un sondage carotté dans la région de la Soukra, nous ont fournis les résultats suivants :

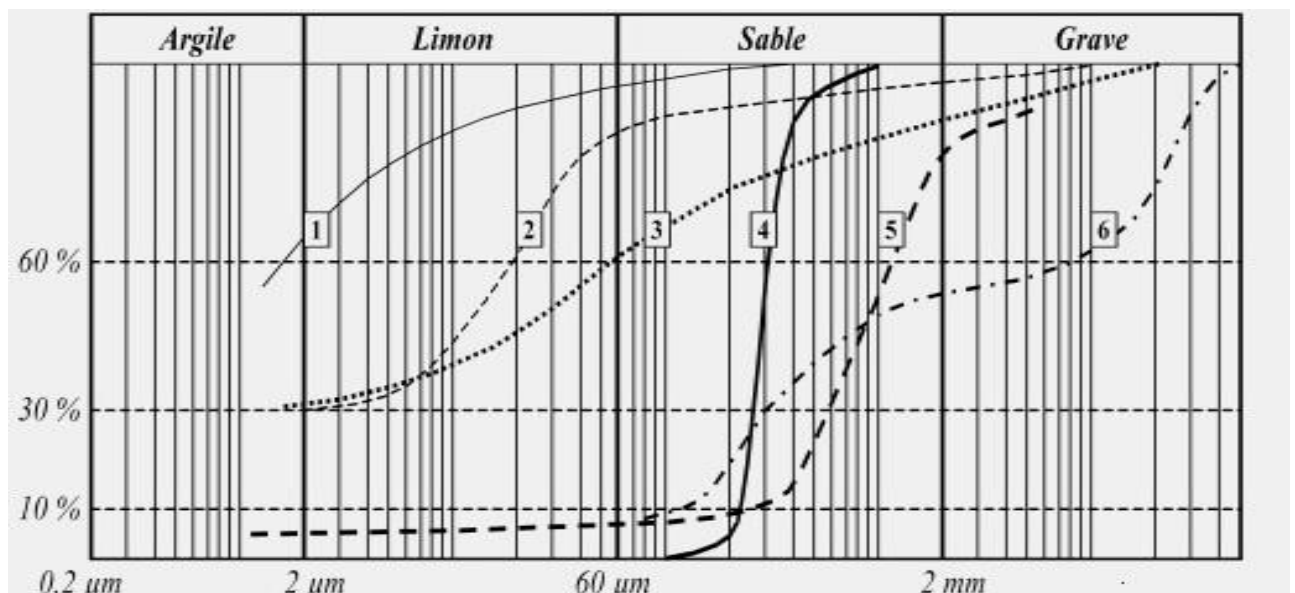
$$\gamma = 19.1 \text{ kN/m}^3 ; \omega = 33.56\% ; \gamma_s = 26.8 \text{ kN/m}^3 ; \omega_L = 42.2\% \quad \omega_p = 18.3\%$$

2.1 Calculer les indices : de plasticité, de liquidité et de consistance. En déduire l'état de consistance du sol.

2.2 Classer ce sol d'après la classification LPC.

Exercice 3 (07 points)

Déterminer pour chaque sol : d_{10} , d_{30} , d_{60} , C_u , C_c , et la classification géotechnique (LPC) des six sols (1) à (6) dont les courbes granulométriques sont indiquées sur la figure ci-jointe ? Discuter l'allure de chaque courbe



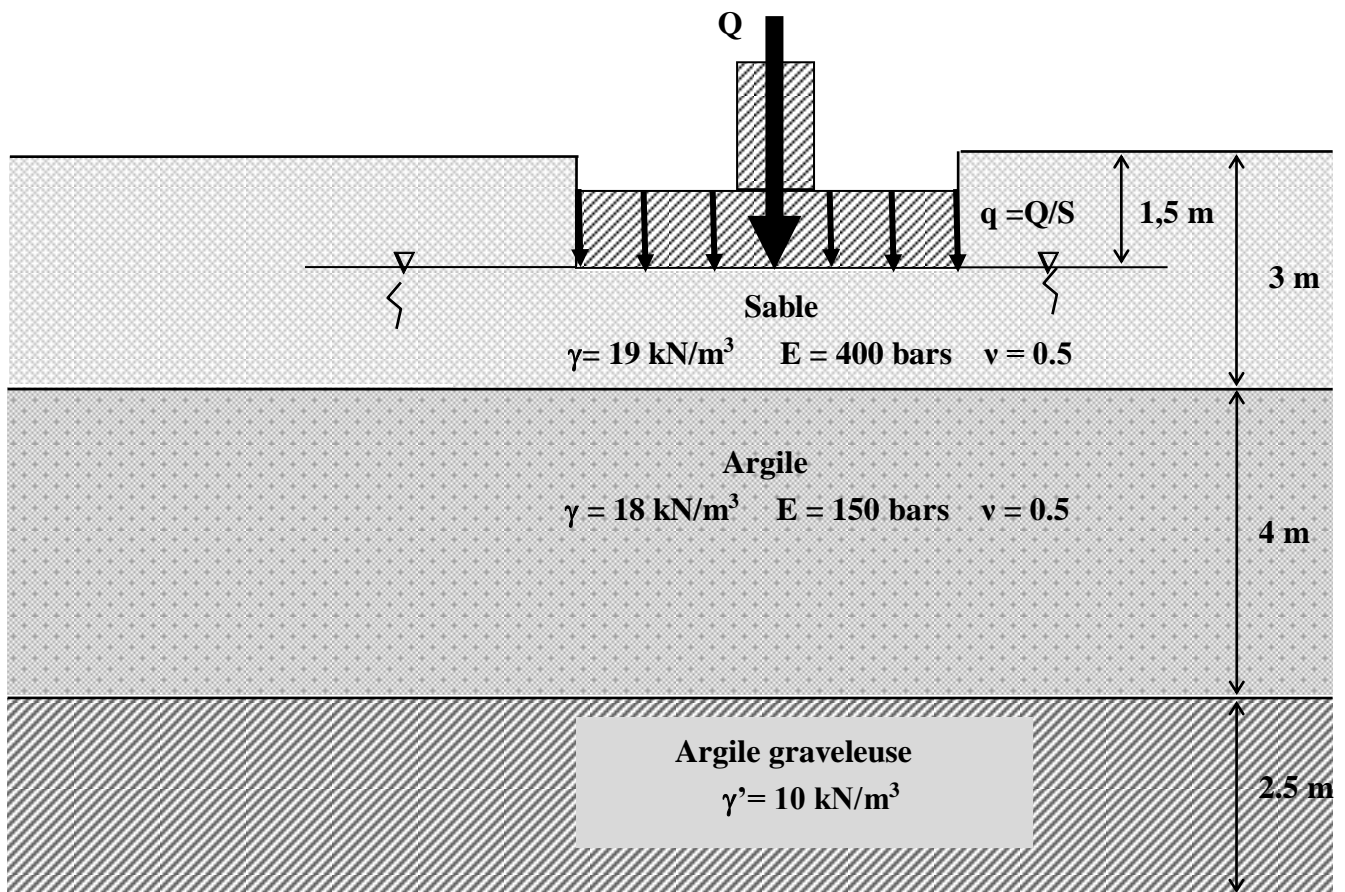
(source : V. Ferber)

SUJET 05

Exercice 1

Un ouvrage est construit sur un sol dont la coupe géotechnique est représentée sur la figure ci-dessous. Les fondations adoptées sont des semelles isolées souples de dimensions ($B = 1,5\text{m}$ et $L = 1,8\text{m}$) recevant une charge totale $Q = 945\text{kN}$ (la pression vaut $q=Q/S$ avec $S = B \times L$).

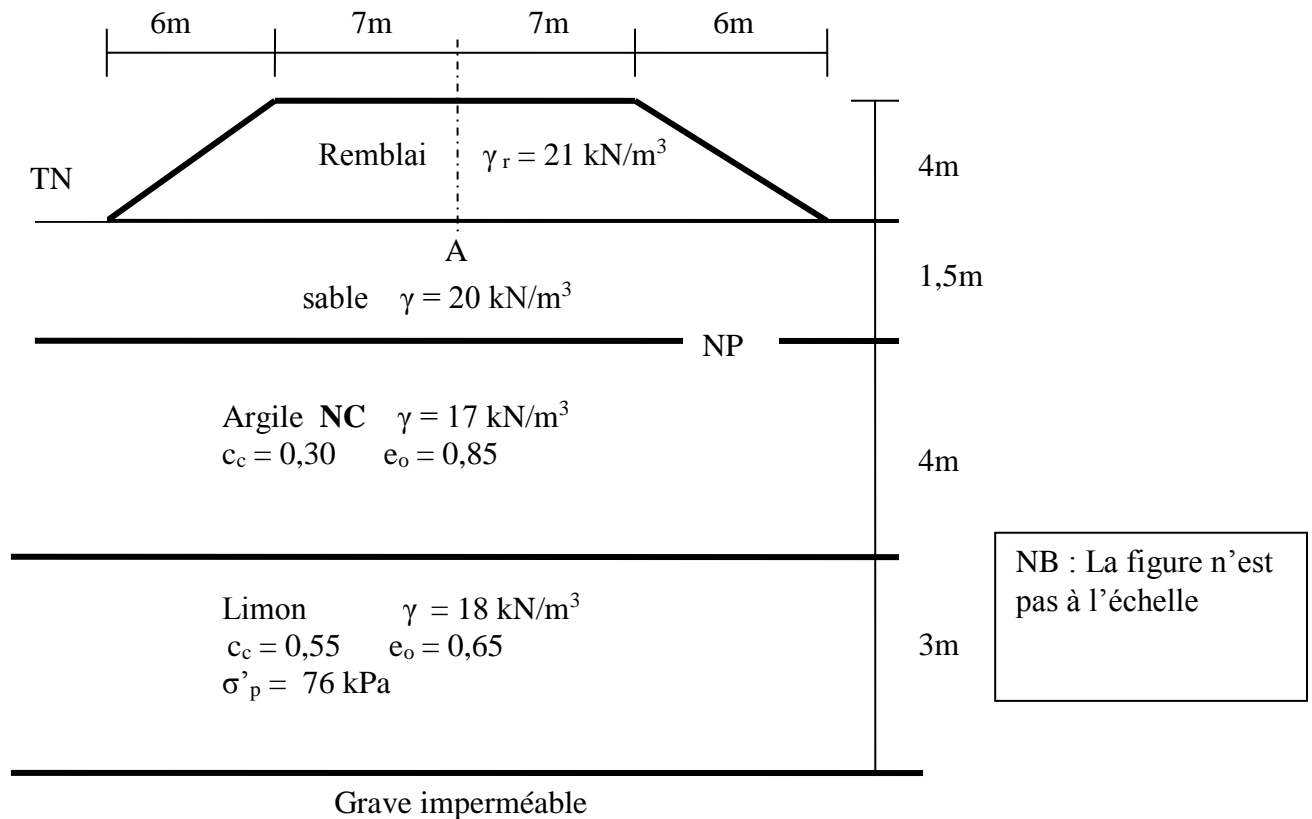
La semelle est construite à une profondeur de 1.5m du terrain naturel.



1. Tracer les diagrammes de la contrainte totale, de la pression interstitielle et de la contrainte effective en fonction de la profondeur (avant la construction de la semelle)
2. Déterminer le tassement immédiat sous le **centre** et le **coin** de la semelle flexible.
3. Déterminer les suppléments (excès) de contraintes verticales dus à la construction de la semelle au milieu de la couche d'argile sur les verticales passant par le **centre** et le **coin** de la semelle flexible.

Exercice 2

On construit sur le sol dot la coupe géotechnique est représentée par la figure ci-dessous un remblai de poids volumique $\gamma_r = 21 \text{ kN/m}^3$ et d'une hauteur $H_r = 4\text{m}$.



1. Quel est l'état de consolidation des couches d'argile et du limon
2. Déterminer le tassement final de consolidation primaire sous le point A du remblai
3. Sachant que les essais œdométriques réalisés sur des éprouvettes, de 4cm de hauteur et drainées des deux côtés, des deux sols ont donné pour 50% de consolidation un temps $t_{50}=6,4$ minutes, calculer les temps qui correspondent à 30% , 70% et 100% de consolidation.
4. Calculer, lorsque **U=60%** et **100%** de consolidation :
 - Le tassement de consolidation primaire
 - Les indices des vides des deux couches (argile et limon)
 - Les valeurs des contraintes effectives et des pressions interstitielles dues au remblai, sur la verticale passant par le point A, au milieu des deux couches. En déduire l'allure des diagrammes de $\sigma'(z,t)$ et $u(z,t)$ pour $U=0\%$, $U=60\%$ et $U=100\%$.

SUJET 06

Exercice 1

Trois essais triaxiaux CU ont été réalisés sur un échantillon de sol par consolidation de chaque éprouvette sous la pression cellulaire puis cisaillement sans possibilité drainage. Les résultats à la rupture sont :

Essai	I	II	III
Pression de la cellule totale (kPa)	60	100	185
Contrainte principale majeure totale à la rupture (kPa)	127	200	355
Pression interstitielle (kPa)	20	40	85

- 1.1- Déterminer graphiquement et analytiquement les paramètres de résistance du sol
- 1.2- Quel est l'inclinaison du plan de rupture par rapport à l'horizontale.
- 1.3- Déterminer analytiquement les valeurs de σ' et τ appliquées sur le plan de rupture dans l'essai II
- 1.4- Déterminer l'équation de variation de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation

Exercice 2

2.1 Quelle est la charge maximale **Qmax** que peut supporter le sol chargé par une semelle rectangulaire de largeur **B = 1.5m** et de longueur **L = 2 m fondée à 1m** de profondeur (voir figure 1 ci-dessous). Le sol est un sable ayant les caractéristiques suivantes :

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \quad c = 0 \text{ kPa}, \quad \varphi = 31^\circ$$

La valeur de Qmax doit être calculée avec un coefficient de sécurité **Fs** égal à **3**.

On donne :

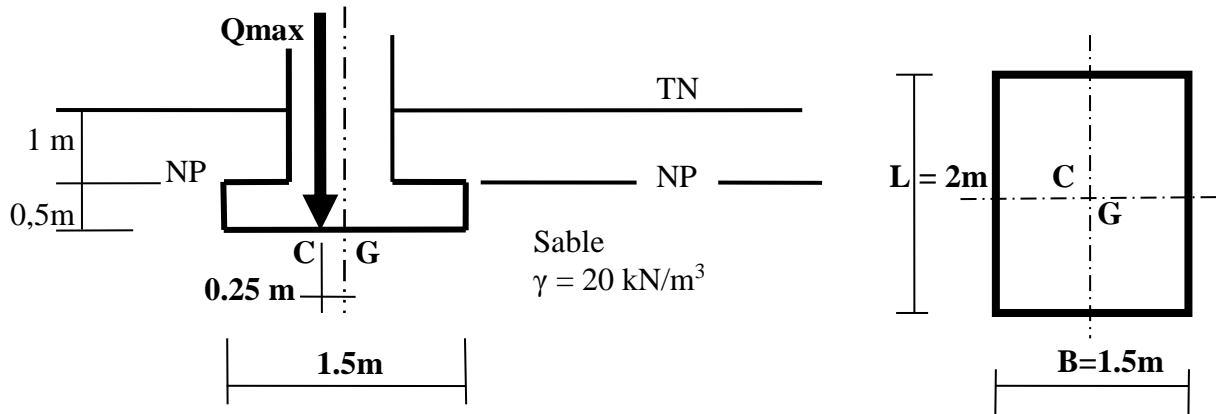


Figure 1

2.2- On suppose que la charge verticale $V = 400 \text{ kN}$. La semelle est soumise à une action horizontale $H = 25 \text{ kN}$ appliquée à la base de la semelle (voir figure 2 ci-dessous). Vérifier si la semelle est stable avec un coefficient de sécurité $F_s = 3$.

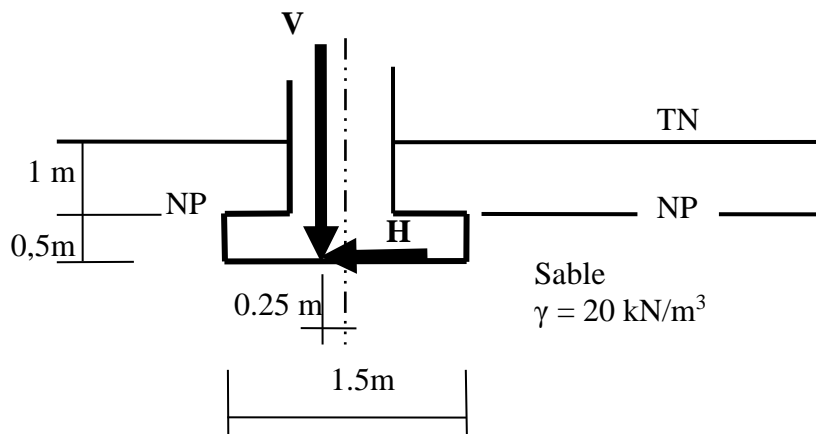


Figure 2

2.3- Si le sol est une argile ayant les caractéristiques :

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 25 \text{ kPa}, \quad \varphi' = 20^\circ \quad \text{et} \quad c_u = 80 \text{ kPa}$$

Avec les mêmes charges V et H , vérifier si la semelle est stable avec un coefficient de sécurité $F_s = 3$.

SUJET 07

Exercice 1

Soit le mur de quai représenté par la figure 1 ci-dessous. On demande de :

1.1-Tracer les diagrammes des contraintes de poussée et de butée à **long terme** en utilisant la méthode de Rankine

1.2-Déterminer les valeurs des efforts verticaux et horizontaux et vérifier la stabilité du mur **au glissement et au renversement** avec un **coefficient de sécurité égal à 1,5**.

On prendra : adhésion base du mur / argile : $c = c'$

et angle de frottement base du mur / argile : $\phi = \phi'$

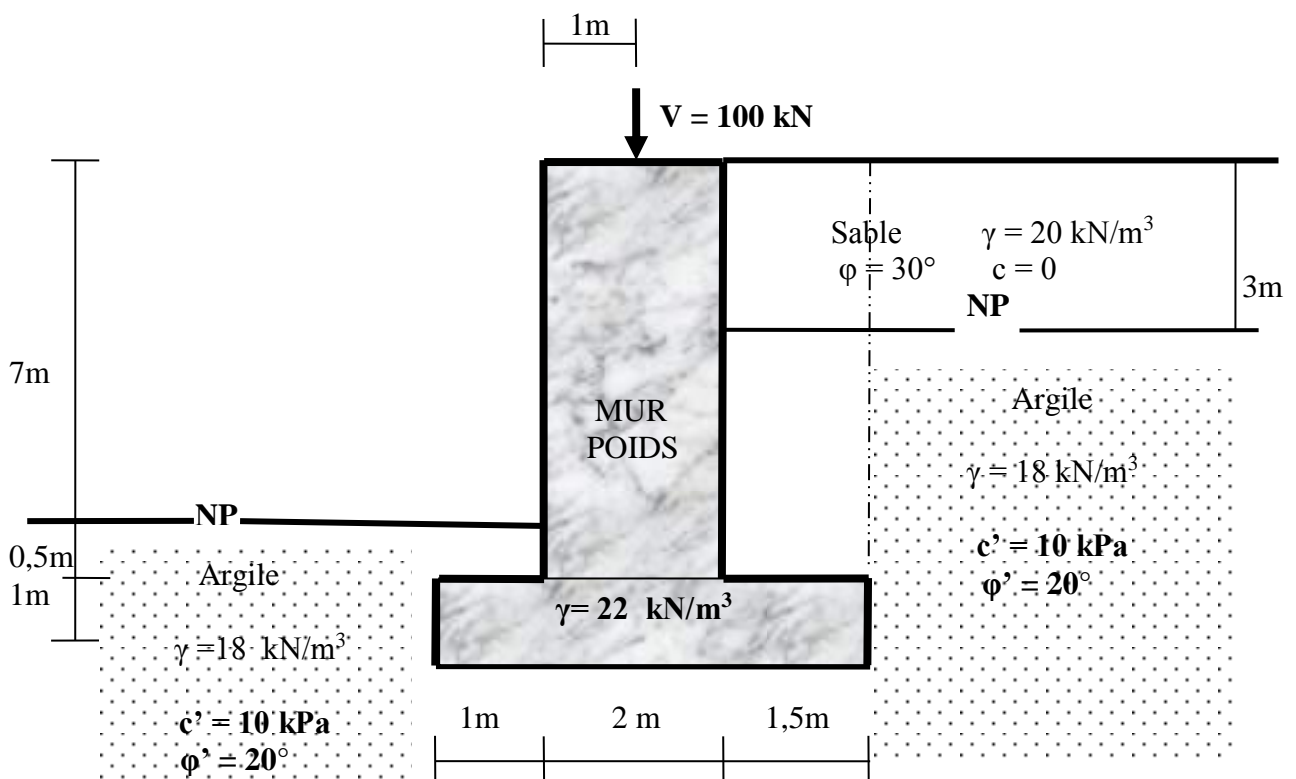
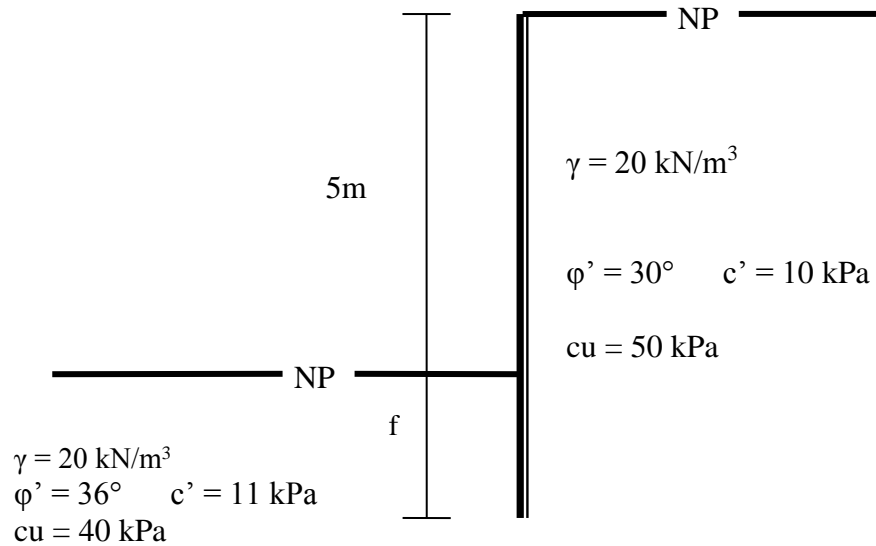


Figure 1

Exercice 2

1- Quelle fiche minimale faut-il prévoir pour assurer la stabilité, **à court terme et à long terme**, du rideau de palplanches **encastré** schématisé ci-dessous.



2- Si le rideau était **simplement buté** et **ancré** à 2,5m de profondeur par une ligne de tirants d'inclinaison 25° **sous** l'horizontale, quel serait, **à long terme**, l'effort d'ancrage à reprendre et que devient la fiche minimale.

ANNEXES

Tableau 1.1

Relations entre les paramètres de définition d'un sol

Données G_s (*) et	$e=$	$\eta=$	$\omega=$	$S_r=$	$\gamma_d=$	$\gamma=$	$\gamma_{sat}=$
e ; S_r	e	$e/(1+e)$	$e.S_r/G_s$	S_r	$G_s.\gamma_\omega/(1+e)$	$G_s+S_r.e.\gamma_\omega/(1+e)$	$G_s+e.\gamma_\omega/(1+e)$
η ; S_r	$\eta/(1-\eta)$	η	$\eta.S_r.G_s/(1-\eta)$	S_r	$(1-\eta)G_s.\gamma_\omega$	$[(1-\eta).G_s+\eta.S_r].\gamma_\omega$	$[(1-\eta).G_s+\eta].\gamma_\omega$
ω ; S_r	$\omega.G_s/S_r$	$\omega.G_s/(S_r.\omega.G_s)$	ω	S_r	$S_r.G.\gamma_\omega/(S_r+\omega.G_s)$	$S_r.G_s(1+\omega).\gamma_\omega/(S_r+\omega.G_s)$	$G_s(S_r+\omega).\gamma_\omega / (S_r+\omega.G_s)$
γ_d ; S_r	$[(G_s.\gamma_\omega/\gamma_d)-1]$	$1-[(\gamma_d/G_s.\gamma_\omega)]$	$S_r[(\gamma_\omega/\gamma_d)-(1/G_s)]$	S_r	γ_d	$\gamma_d + S_r[\gamma_\omega - (\gamma_d/G_s)]$	$\gamma_d.[1-(1/G_s)] + \gamma_\omega$
γ_d ; ω	$[(G_s.\gamma_\omega/\gamma_d)-1]$	$1-[(\gamma_d/G_s.\gamma_\omega)]$	ω	$[(\gamma_d.\omega.G_s)]/[(\gamma_\omega.G_s)-\gamma_d]$	γ_d	$\gamma_d(1+\omega)$	$\gamma_d.[1-(1/G_s)] + \gamma_\omega$
e ; ω	e	$e/(1+e)$	ω	$\omega.G_s/e$	$G_s.\gamma_\omega/(1+e)$	$[(1+\omega)/(1+e)].G_s.\gamma_\omega$	$[(G_s+e)/(1+e)].\gamma_\omega$
η ; ω	$\eta/(1-\eta)$	η	ω	$(1-\eta).\omega.G_s/\eta$	$(1-\eta)G_s.\gamma_\omega$	$(1-\eta)(1+\omega)G_s.\gamma_\omega$	$[(1-\eta)G_s+\eta].\gamma_\omega$
γ ; ω	$(1+\omega).[G_s.\gamma_\omega/\gamma]-1$	$1-[\gamma/(G_s(1+\omega).\gamma_\omega)]$	ω	$(\omega.G_s.\gamma)/[G_s(1+\omega).\gamma_\omega-\gamma]$	$\gamma/(1+\omega)$	γ	$[\gamma/(1+\omega)][1-1/G_s] + \gamma_\omega$

G_s : Gravité spécifique (γ_s / γ_ω)

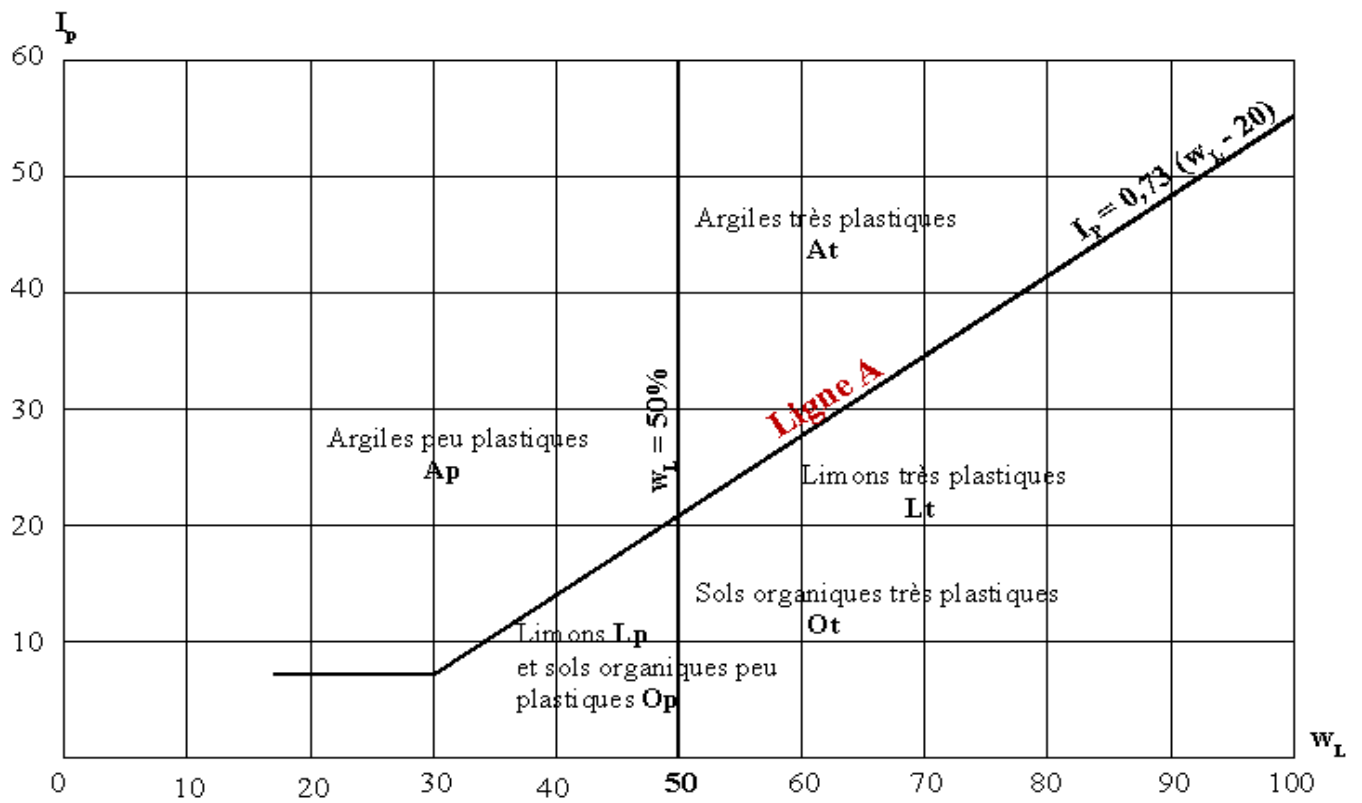
Tableau 1.2

Classification LCPC des sols grenus

Définitions			Symboles L.P.C.	Conditions	Appellations
Graves	Plus de 50% des éléments > 80µm ont un diamètre > 2mm	Moins de 5% d'éléments < 80µm	Gb	$C_u = (D_{60} / D_{10}) > 4$ et $1 < C_c = ((D_{30})^2) / (D_{10} \cdot D_{60}) < 3$	Grave propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal graduée
		Plus de 12% d'éléments < 80µm	GL	Limites d'Atterberg au-dessous de A	Grave limoneuse
			GA	Limites d'Atterberg au-dessus de A	Grave argileuse
Sables	Plus de 50% des éléments > 80µm ont un diamètre > 2mm	Moins de 5% d'éléments < 80µm	Sb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $1 < C_c = ((D_{30})^2) / (D_{10} \cdot D_{60}) < 3$	Sable propre bien gradué
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	Sable propre mal gradué
		Plus de 12% d'éléments < 80µm	SL	Limites d'Atterberg au-dessous de A	Sable limoneux
			SA	Limites d'Atterberg au-dessus de A	Sable argileux
<p>Si 5% d'éléments < 80µm < 12%, on utilise un double symbole :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pour les grave : Gb-GL ; Gb-GA ; Gm-GL ; Gm-GA - Pour les sables : Sb-SL ; Sl-SA ; Sm-SL ; Sm-SA 					

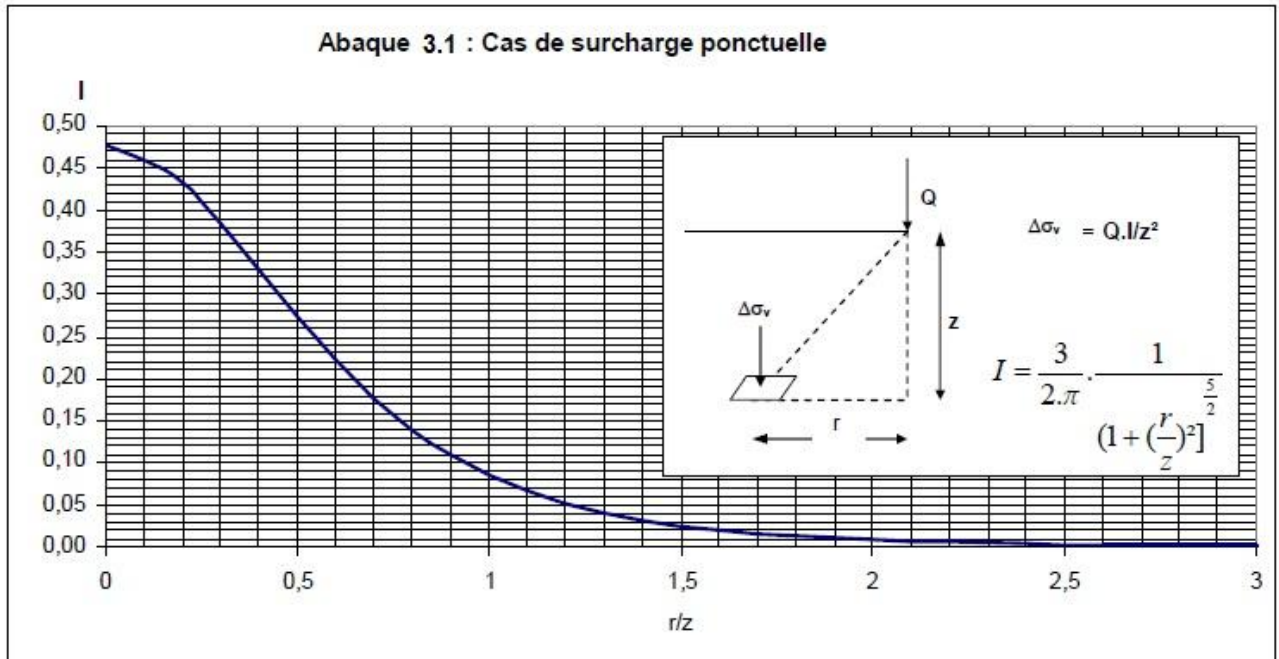
Tableau 1.3

Classification des sols fins par le diagramme de Casagrande



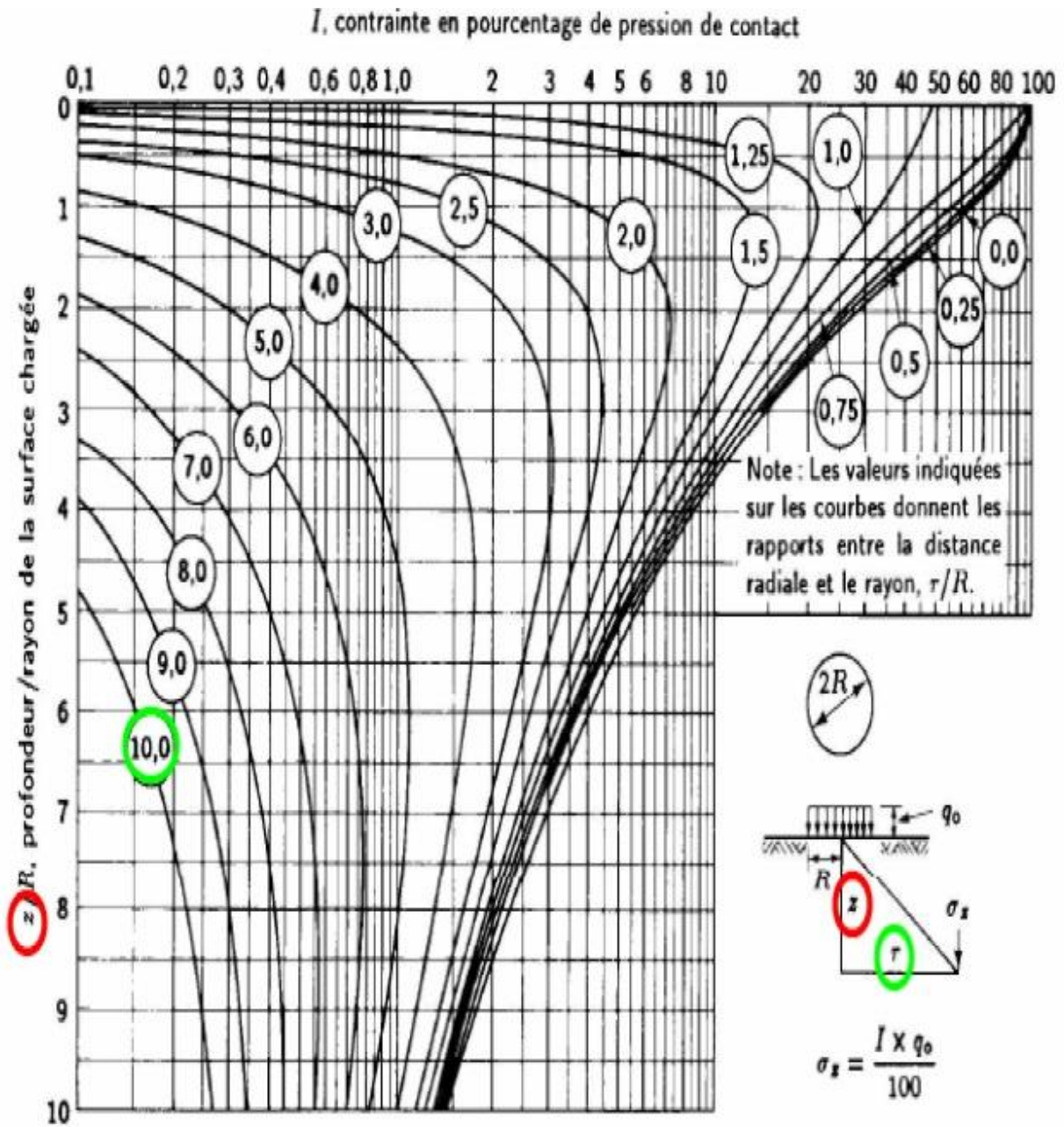
Abaque 3.1

Cas de surcharge ponctuelle



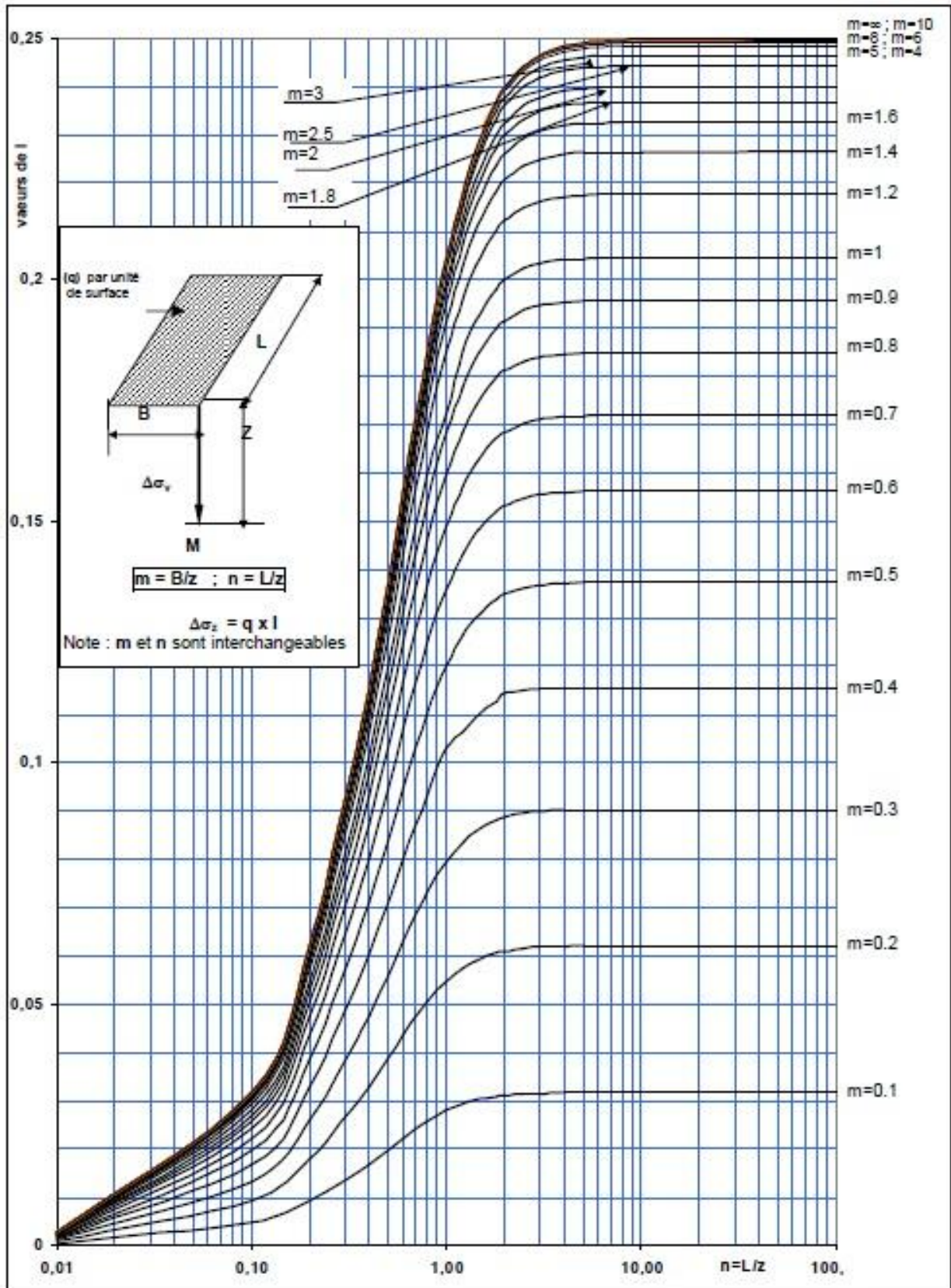
Abaque 3.2

Cas de surcharge circulaire



Abaque 3.3

Cas de surcharge rectangulaire (Abaque de STEINBRENNER)

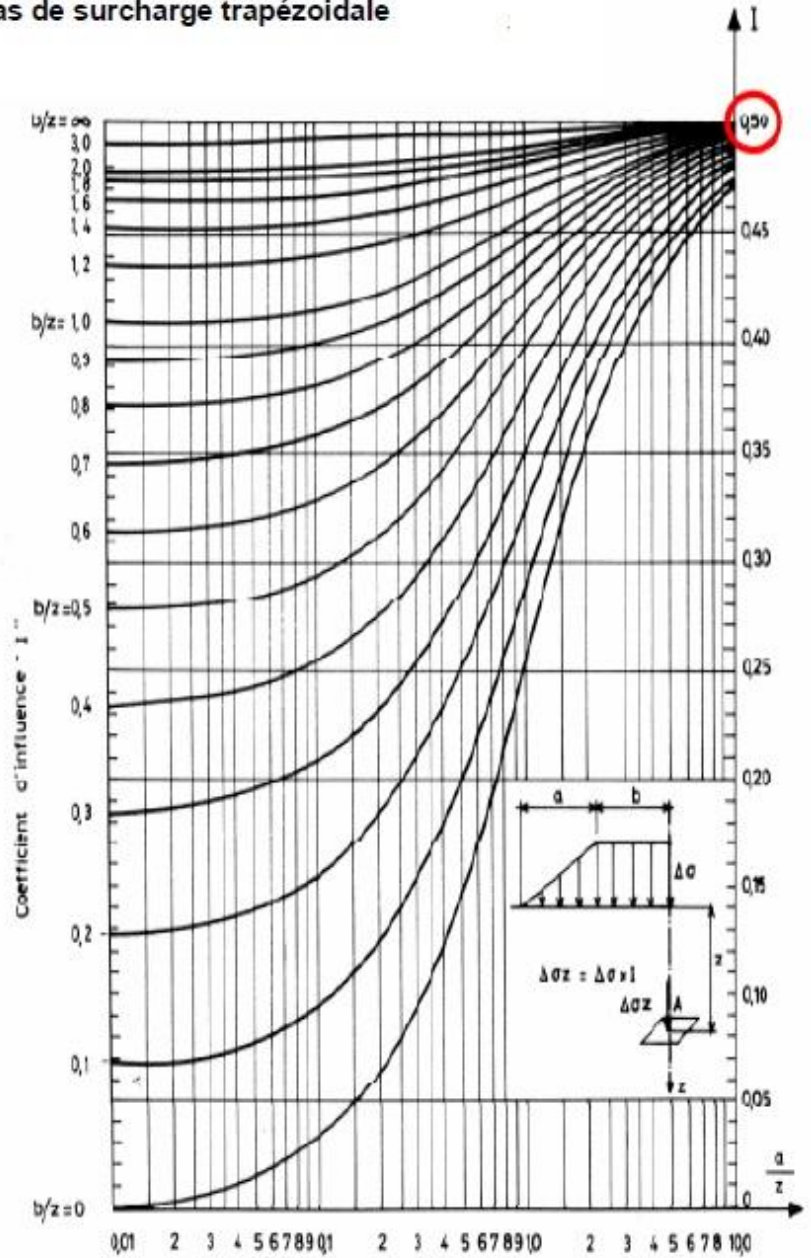
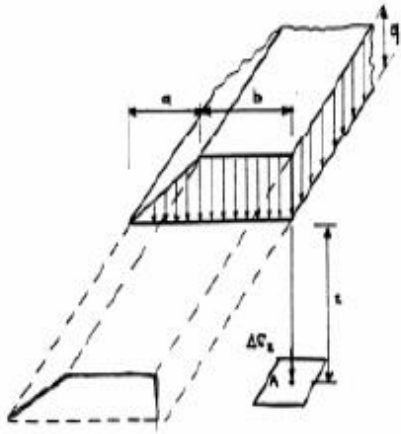


Abaque 3.4

Cas de surcharge trapézoïdale

Abaque 3.4 : Cas de surcharge trapézoïdale

Abaque d'Österberg



Abaque 4.1

Calcul du tassement immédiat

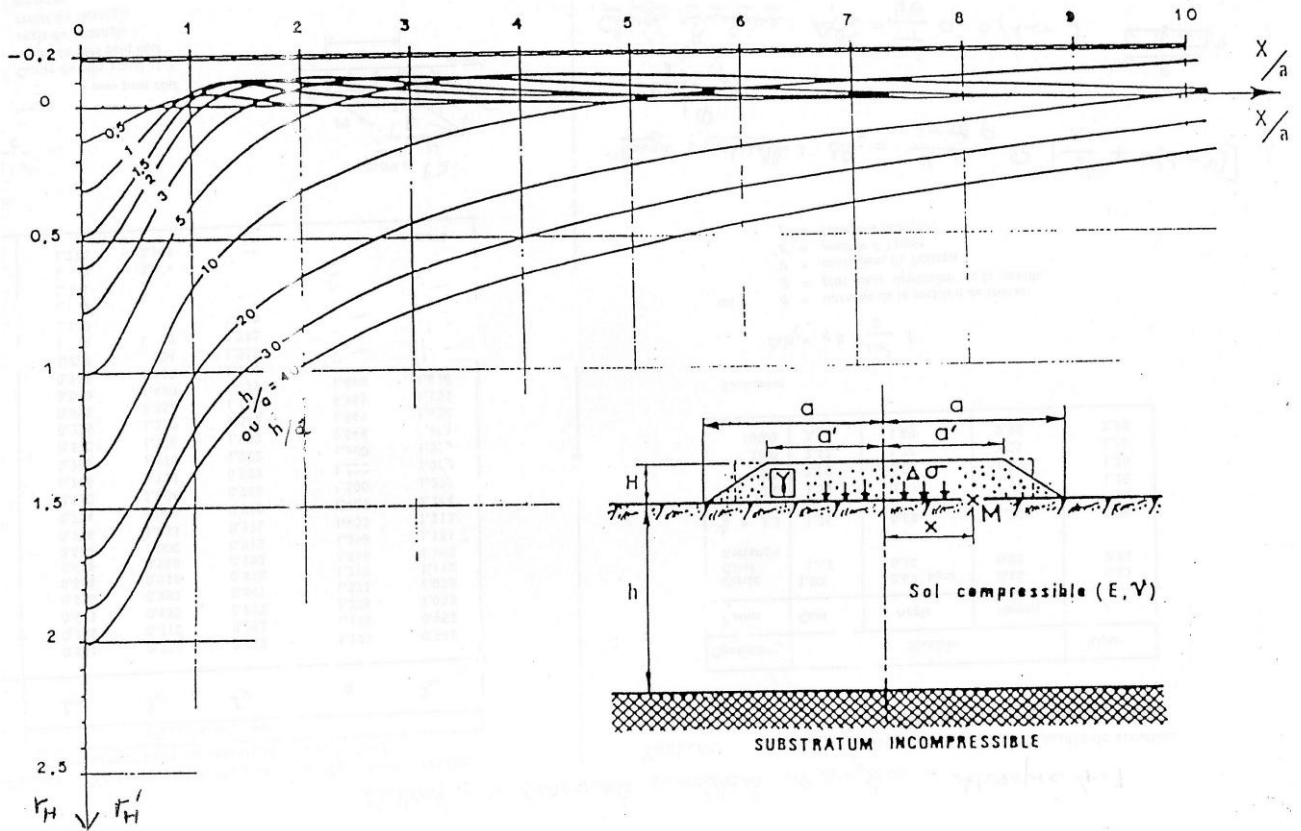
Facteurs d'influence pour un déplacement vertical de surface sous un rectangle – Giroud 1968						Facteurs d'influence pour différents points de semelles flexibles et rigides de formes différentes – Bowles 1960																																																																																																																																																										
<p>En tout point :</p> <p>$s_i = [(1-\nu^2)/E].Pb.l$</p> <p>s_i : Tassement immédiat b : plus petit côté P : Intensité charge de contact l : facteur d'influence ν : coefficient de Poisson m : Moyenne E : Module d'Young</p>						<p>Semelle rectangulaire</p> <p>$s_i = q.B[(1-\nu^2)/E].l$</p> <p>s_i : Tassement immédiat B : plus petit côté Q : Intensité charge de contact l : facteur d'influence ν : coefficient de Poisson</p>																																																																																																																																																										
						Consistance	Flexible			Rigide																																																																																																																																																						
						Forme	Centre	Angle	Moyen	I																																																																																																																																																						
						Cercle	1.00	0.64	0.85	0.82																																																																																																																																																						
						Carré	1.12	0.56	0.95	0.88																																																																																																																																																						
						Rectangle L/B	1.5	1.36	0.68	1.20	1.06																																																																																																																																																					
							2	1.53	0.77	1.31	1.20																																																																																																																																																					
							5	2.10	1.05	1.83	1.70																																																																																																																																																					
							10	2.52	1.26	2.25	2.10																																																																																																																																																					
							100	3.38	1.69	2.96	2.90																																																																																																																																																					
<p>Facteur d'influence « I »</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>l/b</th> <th>I_C</th> <th>I_M</th> <th>I_N</th> <th>I_O</th> <th>I_m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>0.561</td><td>0.766</td><td>0.766</td><td>1.122</td><td>0.946</td></tr> <tr><td>1.1</td><td>0.588</td><td>0.810</td><td>0.795</td><td>1.176</td><td>0.992</td></tr> <tr><td>1.2</td><td>0.613</td><td>0.852</td><td>0.822</td><td>1.226</td><td>1.035</td></tr> <tr><td>1.3</td><td>0.636</td><td>0.892</td><td>0.847</td><td>1.273</td><td>1.075</td></tr> <tr><td>1.4</td><td>0.658</td><td>0.930</td><td>0.870</td><td>1.317</td><td>1.112</td></tr> <tr><td>1.5</td><td>0.679</td><td>0.966</td><td>0.892</td><td>1.358</td><td>1.148</td></tr> <tr><td>1.6</td><td>0.698</td><td>1.000</td><td>0.912</td><td>1.396</td><td>1.181</td></tr> <tr><td>1.7</td><td>0.716</td><td>1.033</td><td>0.931</td><td>1.433</td><td>1.213</td></tr> <tr><td>1.8</td><td>0.734</td><td>1.064</td><td>0.949</td><td>1.467</td><td>1.244</td></tr> <tr><td>1.9</td><td>0.750</td><td>1.094</td><td>0.966</td><td>1.500</td><td>1.273</td></tr> <tr><td>2</td><td>0.766</td><td>1.122</td><td>0.982</td><td>1.532</td><td>1.300</td></tr> <tr><td>2.2</td><td>0.795</td><td>1.176</td><td>1.012</td><td>1.590</td><td>1.353</td></tr> <tr><td>2.4</td><td>0.822</td><td>1.226</td><td>1.039</td><td>1.644</td><td>1.401</td></tr> <tr><td>2.5</td><td>0.835</td><td>1.250</td><td>1.052</td><td>1.669</td><td>1.424</td></tr> <tr><td>3</td><td>0.892</td><td>1.358</td><td>1.110</td><td>1.783</td><td>1.527</td></tr> <tr><td>3.5</td><td>0.940</td><td>1.450</td><td>1.159</td><td>1.880</td><td>1.616</td></tr> <tr><td>4</td><td>0.982</td><td>1.532</td><td>1.201</td><td>1.964</td><td>1.694</td></tr> <tr><td>4.5</td><td>1.019</td><td>1.604</td><td>1.239</td><td>2.038</td><td>1.763</td></tr> <tr><td>5</td><td>1.052</td><td>1.669</td><td>1.272</td><td>2.105</td><td>1.826</td></tr> <tr><td>6</td><td>1.110</td><td>1.783</td><td>1.330</td><td>2.220</td><td>1.935</td></tr> <tr><td>7</td><td>1.159</td><td>1.880</td><td>1.379</td><td>2.318</td><td>2.028</td></tr> <tr><td>8</td><td>1.201</td><td>1.964</td><td>1.422</td><td>2.403</td><td>2.110</td></tr> <tr><td>9</td><td>1.239</td><td>2.038</td><td>1.459</td><td>2.477</td><td>2.182</td></tr> <tr><td>10</td><td>1.272</td><td>2.105</td><td>1.493</td><td>2.544</td><td>2.246</td></tr> </tbody> </table>						l/b	I _C	I _M	I _N	I _O	I _m	1	0.561	0.766	0.766	1.122	0.946	1.1	0.588	0.810	0.795	1.176	0.992	1.2	0.613	0.852	0.822	1.226	1.035	1.3	0.636	0.892	0.847	1.273	1.075	1.4	0.658	0.930	0.870	1.317	1.112	1.5	0.679	0.966	0.892	1.358	1.148	1.6	0.698	1.000	0.912	1.396	1.181	1.7	0.716	1.033	0.931	1.433	1.213	1.8	0.734	1.064	0.949	1.467	1.244	1.9	0.750	1.094	0.966	1.500	1.273	2	0.766	1.122	0.982	1.532	1.300	2.2	0.795	1.176	1.012	1.590	1.353	2.4	0.822	1.226	1.039	1.644	1.401	2.5	0.835	1.250	1.052	1.669	1.424	3	0.892	1.358	1.110	1.783	1.527	3.5	0.940	1.450	1.159	1.880	1.616	4	0.982	1.532	1.201	1.964	1.694	4.5	1.019	1.604	1.239	2.038	1.763	5	1.052	1.669	1.272	2.105	1.826	6	1.110	1.783	1.330	2.220	1.935	7	1.159	1.880	1.379	2.318	2.028	8	1.201	1.964	1.422	2.403	2.110	9	1.239	2.038	1.459	2.477	2.182	10	1.272	2.105	1.493	2.544	2.246	<p>Charge circulaire</p> <p>$s_i = (\pi/4.E).q.B.(1-\nu^2)$</p> <p>$s_i$: Tassement immédiat B : Diamètre de la charge q : Intensité charge de contact ν : coefficient de Poisson</p>				
l/b	I _C	I _M	I _N	I _O	I _m																																																																																																																																																											
1	0.561	0.766	0.766	1.122	0.946																																																																																																																																																											
1.1	0.588	0.810	0.795	1.176	0.992																																																																																																																																																											
1.2	0.613	0.852	0.822	1.226	1.035																																																																																																																																																											
1.3	0.636	0.892	0.847	1.273	1.075																																																																																																																																																											
1.4	0.658	0.930	0.870	1.317	1.112																																																																																																																																																											
1.5	0.679	0.966	0.892	1.358	1.148																																																																																																																																																											
1.6	0.698	1.000	0.912	1.396	1.181																																																																																																																																																											
1.7	0.716	1.033	0.931	1.433	1.213																																																																																																																																																											
1.8	0.734	1.064	0.949	1.467	1.244																																																																																																																																																											
1.9	0.750	1.094	0.966	1.500	1.273																																																																																																																																																											
2	0.766	1.122	0.982	1.532	1.300																																																																																																																																																											
2.2	0.795	1.176	1.012	1.590	1.353																																																																																																																																																											
2.4	0.822	1.226	1.039	1.644	1.401																																																																																																																																																											
2.5	0.835	1.250	1.052	1.669	1.424																																																																																																																																																											
3	0.892	1.358	1.110	1.783	1.527																																																																																																																																																											
3.5	0.940	1.450	1.159	1.880	1.616																																																																																																																																																											
4	0.982	1.532	1.201	1.964	1.694																																																																																																																																																											
4.5	1.019	1.604	1.239	2.038	1.763																																																																																																																																																											
5	1.052	1.669	1.272	2.105	1.826																																																																																																																																																											
6	1.110	1.783	1.330	2.220	1.935																																																																																																																																																											
7	1.159	1.880	1.379	2.318	2.028																																																																																																																																																											
8	1.201	1.964	1.422	2.403	2.110																																																																																																																																																											
9	1.239	2.038	1.459	2.477	2.182																																																																																																																																																											
10	1.272	2.105	1.493	2.544	2.246																																																																																																																																																											
						<p>Charge ponctuelle</p> <p>$s_i = [(1+\nu)/((2.E\pi.\rho).Q)].[(z^2/R^2)+2.(1-\nu)]$</p> <p>$s_i$: Tassement immédiat z : Profondeur du point concerné Q : Intensité charge ponctuelle ν : coefficient de Poisson</p>																																																																																																																																																										

Abaque 4.2

Tassement immédiat (cas d'un remblai)

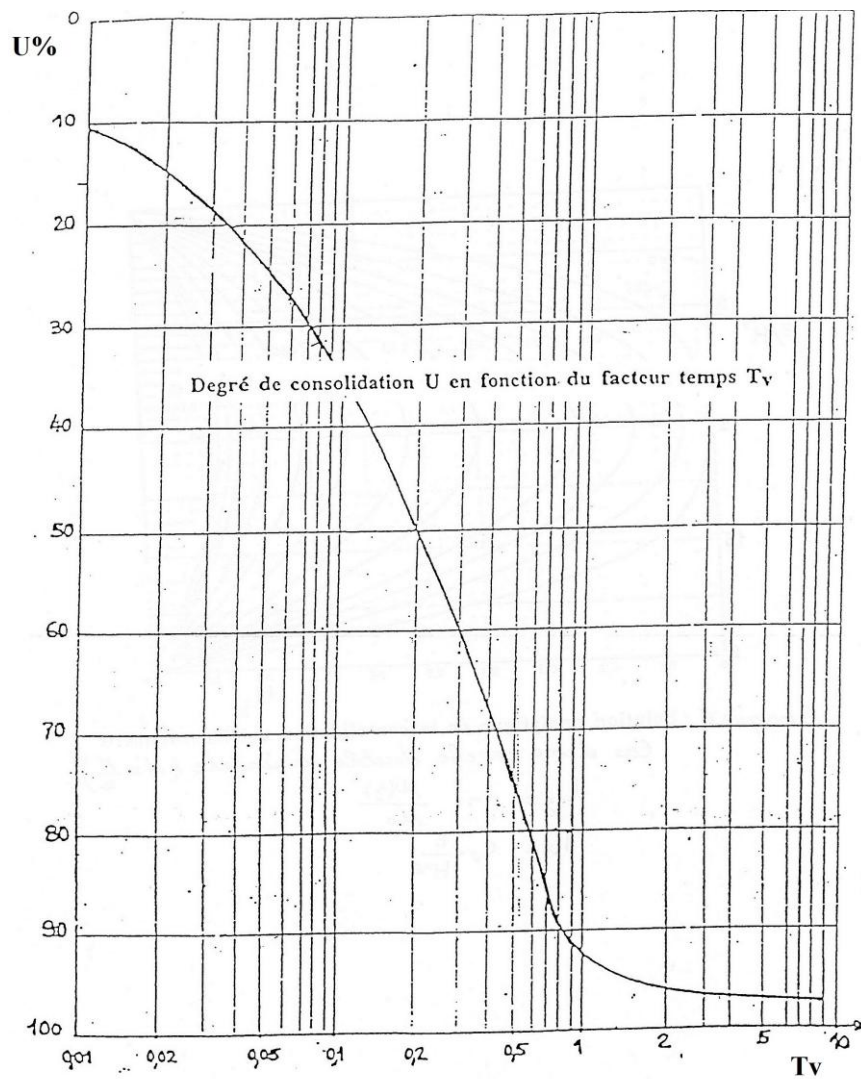
Le tassement immédiat est donné par :

$$s_c = \frac{\gamma H}{E} \cdot \frac{a^2}{a-a'} \left[r_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 \kappa r'_H \right] \quad (\text{Giroud 1973})$$



Abaque 4.3

Courbe : $U = f(T_v)$



Casagrande : pour $U < 60\%$ $T_v = \frac{\pi}{4} U^2$

Taylor : pour $U > 60\%$ $T_v = 1,78 - 0,933 \log(100 - U\%)$

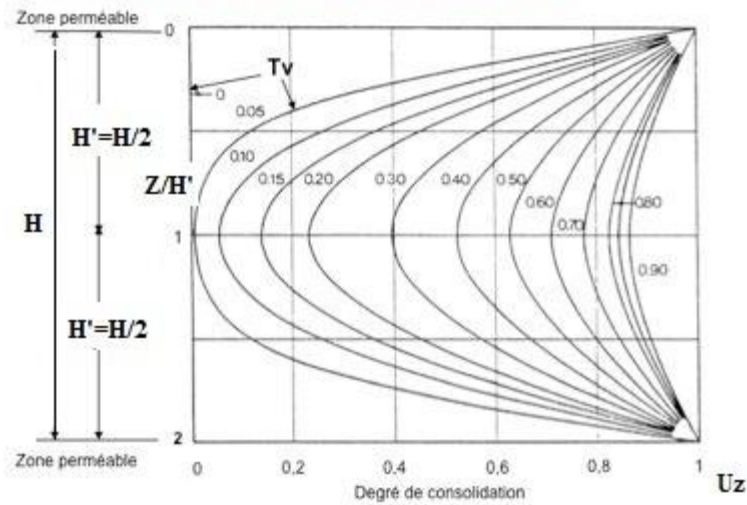
Table de la fonction $T_v(U)$

U (%)	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%
T_v	0.008	0.031	0.071	0.127	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848	2.08

Abaque 4.4

Pression interstitielle au cours du temps

**Abaque 4.4: Solution analytique de la consolidation unidimensionnelle
(Cas d'une couche doublement drainée)**



$$U_z = 1 - \frac{u(z,t)}{u(z,0)} \quad T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

Abaque 6.1

Facteurs de capacité portante

Facteurs de capacité portante d'après l'Eurocode 7 et le DTU 13.12

φ (degrés)	N_γ Eurocode 7	N_γ DTU 13.12	N_q	N_c
0	0	0	1	5,1
5	0,11	0,1	1,6	6,5
10	0,5	0,45	2,5	8,3
15	1,6	1,5	3,9	11,0
20	4,6	4,3	6,4	14,8
25	9	8,3	10,7	20,7
30	20	18,5	18,4	30,1
35	45	42	33,3	46,1
40	106	98	64,2	75,3
45	268	248	134,9	133,9

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES - WEBOGRAPHIE

Eurocodes 7

AFNOR 1996

Fascicule 62 titre V

DTU 13.12

Eléments de mécanique des sols

François schlosser

Mécanique des sols Tome 1 et Tome 2

J.Costet - G.Sanglerat

Problèmes pratiques de mécanique des sols

G.Sanglerat

G.Ouilari et B. Cambou.

Mécanique des sols

V.Robitaille - D.Tremblay

<http://tice.inpl-nancy.fr>

<https://moodle.insa-toulouse.fr>

<http://www.techniques-ingenieur.fr>