

ÉCOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'ÉTAT
Année scolaire 2005-2006

MÉCANIQUE DES SOLS 1

Bureau d'études (BE)
Séance du 28 novembre 2005

On considère l'ouvrage représenté sur la figure 1. On admet pour les calculs que l'accélération de la pesanteur vaut 10 m/s^2 . La nappe est au niveau du terrain naturel.

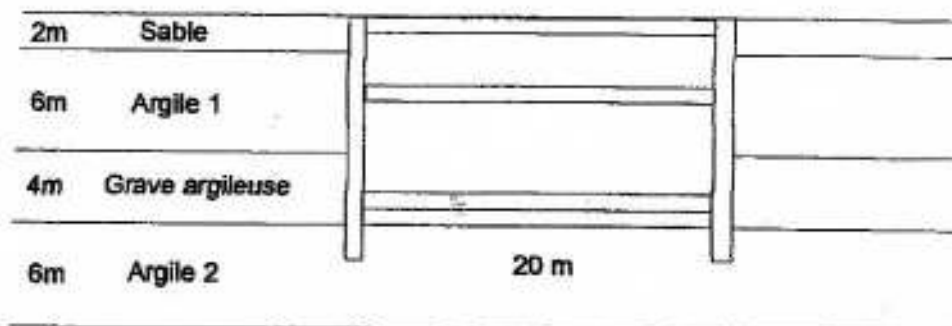


Figure 1 Schéma et dimensions de l'ouvrage à étudier

Les propriétés physiques moyennes des sols ont les valeurs indiquées dans le tableau 1.

Tableau 1 Propriétés des sols

Sol	Profondeur	γ (kN/m ³)	K_0
Sable	0 - 2 m	19	0,45
Argile 1	2 - 8 m	18	0,6
Grave argileuse	8 - 12 m	18	0,4
Argile 2	12 - 18 m	19	0,7

1. Résistance au cisaillement du sol

1.a Sable

Des essais de cisaillement sur le sable sec, exécutés à la boîte de Casagrande, ont donné les résultats représentés sur la figure 2. Tracer le diagramme de résistance au cisaillement en coordonnées (σ, τ) et déterminer les valeurs de c' et φ' du sable.

1.b Argile 1

Les essais triaxiaux réalisés sur cette argile ont permis de lui attribuer les caractéristiques de résistance au cisaillement drainé suivantes :

$$c' = 5 \text{ kPa,}$$

$$\varphi' = 25 \text{ degrés}$$

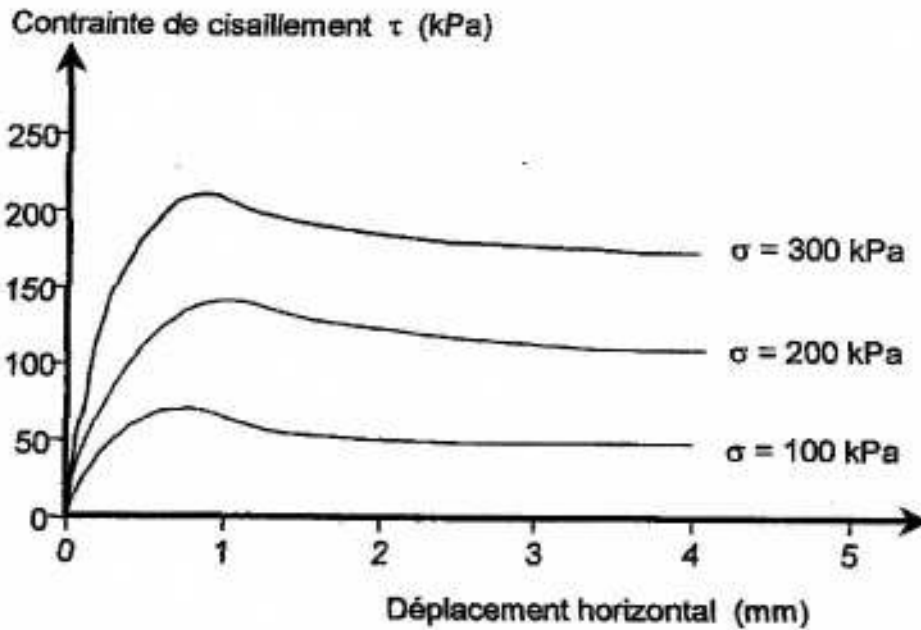


Figure 2 Essais de cisaillement rectiligne à la boîte

Pour l'un des essais, de type consolidé-non drainé avec mesure de la pression interstitielle, réalisé sur un échantillon prélevé à 6 mètres de profondeur, on a mesuré à la rupture une pression interstitielle de $u = 20$ kPa. Sachant que la pression de consolidation initiale de cet essai était égale à la contrainte verticale effective en place, tracer le cercle de Mohr à la rupture de cette éprouvette en contraintes effectives et en contraintes totales. Déterminer la cohésion non drainée de l'argile à 6 mètres de profondeur.

1.c Grave argileuse

Pour la grave argileuse, les essais triaxiaux ont fourni les valeurs suivantes des paramètres de résistance au cisaillement drainé :

$$c' = 5 \text{ kPa,}$$

$$\varphi' = 40 \text{ degrés}$$

1.d Argile 2

On a déterminé les caractéristiques de résistance au cisaillement drainé suivantes :

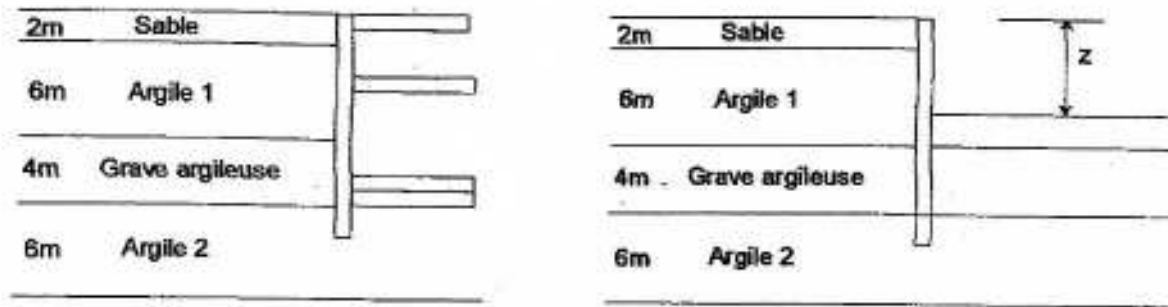
$$c' = 10 \text{ kPa,}$$

$$\varphi' = 25 \text{ degrés}$$

Calculer les contraintes verticales et horizontales initiales au milieu de cette couche d'argile. On applique à une éprouvette triaxiale prélevée à la profondeur de 15 mètres cet état initial anisotrope de contraintes effectives. On augmente ensuite la contrainte effective axiale appliquée à l'éprouvette, en conditions drainées. Pour quelle valeur de cette contrainte atteindra-t-on la rupture

2. Efforts appliqués par les sols sur les parois verticales de l'ouvrage.

On examine les efforts qui s'exerceront sur la paroi gauche de l'excavation (Figure 3).



a. Disposition des appuis réels

b. Schéma de calcul (excavation jusqu'à z)

Figure 3 Schémas pour le calcul des efforts sur la paroi

On va analyser la distribution des contraintes en l'absence d'appuis (butons) dans la fouille en fonction de la profondeur de l'excavation z .

Calculer :

a les contraintes totales et effectives s'exerçant sur le rideau avant le début de l'excavation (on admet que le sol est encore dans son état initial, caractérisé par le coefficient K_0) ;

b les contraintes totales et effectives s'exerçant sur le rideau (valeurs limites de poussée et butée de Rankine) pour $z = 8 \text{ m}$. On rappelle que

$$K_a = \frac{1}{K_p} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$$

On admet également que la fouille est isolée de l'extérieur et que l'eau est pompée au fur et à mesure de l'excavation, en conservant une distribution hydrostatique. Déterminer ensuite les résultantes des efforts horizontaux des deux côtés de la paroi. La paroi est-elle stable (en translation et en rotation par rapport au pied du rideau) ? Pour quelle profondeur atteint-on l'équilibre des efforts de poussée et de butée ?

3. Stabilité du radier terminé

La charge hydraulique dans la couche de grave argileuse est maintenue constante. Un écoulement se créera entre cette couche et le radier drainant représenté sur la figure 1. La base du radier drainant est à une profondeur de 12 mètres. Vérifier, en comparant la pression interstitielle et la contrainte verticale totale à 14 mètres de profondeur sous l'ouvrage qu'il ne se produira pas de soulèvement du radier à long terme.

ÉCOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'ÉTAT
Année scolaire 2005-2006

MÉCANIQUE DES SOLS 1

Bureau d'études (BE)
Séance du 28 novembre 2005

CORRIGÉ

1. Résistance au cisaillement du sol

1.a Sable

Les courbes (σ, τ) de la figure 1 permettent de déterminer l'instant de la rupture de chaque éprouvette (indiquée par une flèche sur chaque courbe) Les valeurs correspondantes de σ et τ sont reportées sur la figure 2. On trouve que les points sont alignés et correspondent à :

- $c' = 0$ kPa,
- $\varphi' = 35$ degrés

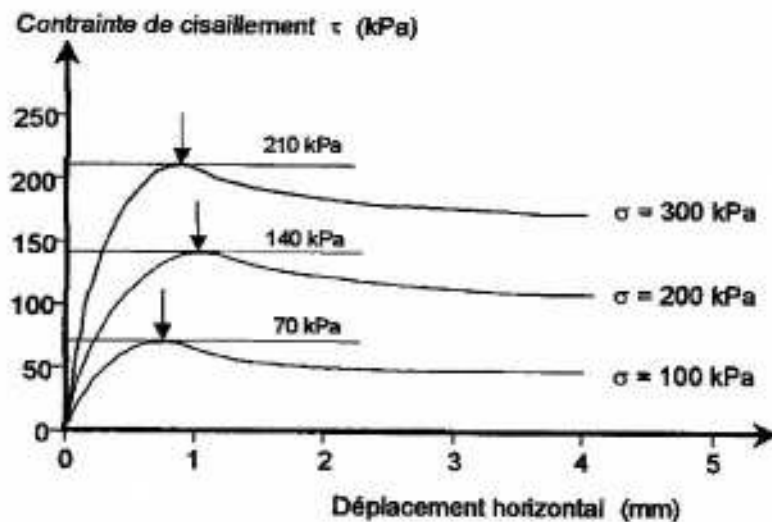


Figure 1 Valeurs des contraintes à la rupture

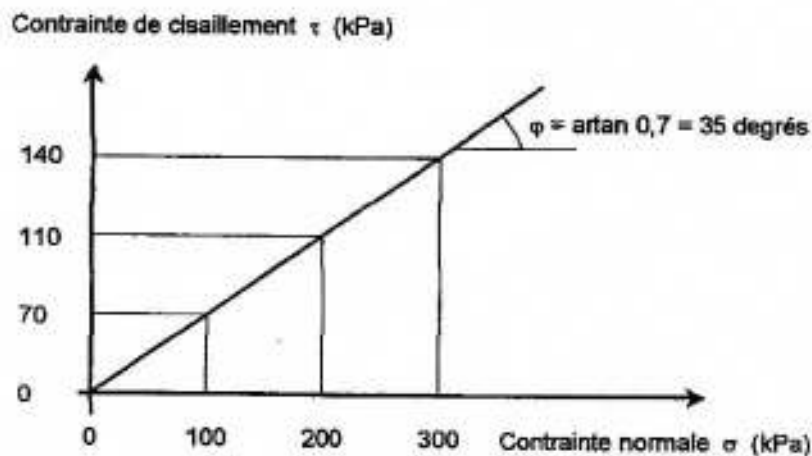


Figure 2 Diagramme de Mohr pour la résistance au cisaillement

1 b Argile 1

La contrainte effective verticale à 6m de profondeur est égale à :

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = (2 \cdot 19 + 4 \cdot 18) - 6 \cdot 10 = 38 + 72 - 60 = 50 \text{ kPa}$$

Le texte indique que le cercle de Mohr à la rupture en contraintes effectives, qui est tangent à la droite de Mohr-Coulomb, passe par le point $(\sigma = 30 \text{ kPa} ; \tau = 0 \text{ kPa})$. En effet, la pression de consolidation de la première phase de l'essai est égale à $\sigma_c = \sigma'_c = \sigma'_{v0} = 50 \text{ kPa}$. La contrainte totale dans la cellule triaxiale est maintenue constante dans tout l'essai et vaut donc 50 kPa. Comme la pression interstitielle à la rupture vaut 20 kPa, cela veut dire que la contrainte principale mineure à la rupture vaut 30 kPa. Le cercle de Mohr à la rupture en contraintes effectives peut donc être tracé (Figure 3). Son rayon R vérifie la relation :

$$\frac{R}{5 \cot 25 + 30 + R} = \sin 25$$

d'où

$$R = \frac{5 \cos 25 + 30 \sin 25}{1 - \sin 25} = 29,8 \text{ kPa}$$

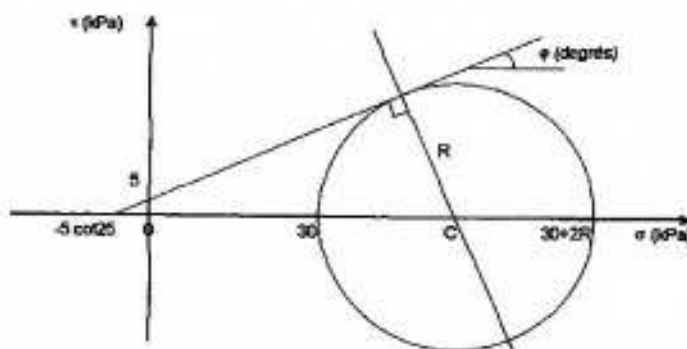


Figure 3 Construction du cercle de Mohr en contraintes effectives.

On en déduit la cohésion non drainée de l'argile (égale au rayon R) : $c_u = 30 \text{ kPa}$.

Le cercle de Mohr en contraintes totales est décalé de 20 kPa vers la droite par rapport au cercle tracé sur la figure 3. Ses contraintes totales principales mineure et majeure valent 50 kPa et 110 kPa (50 + 60)

1.c Grave argileuse
pour mémoire

1.d Argile 2

Les contraintes au milieu de cette couche valent :

- contrainte totale verticale : $\sigma_v = 2 \times 19 + 6 \times 18 + 4 \times 18 + 3 \times 19 = 275 \text{ kPa}$
- pression interstitielle : $u = 15 \times 10 = 150 \text{ kPa}$
- contrainte effective verticale : $\sigma'_v = 275 - 150 = 125 \text{ kPa}$
- coefficient K_0 : $K_0 = 0,7$
- contrainte effective horizontale : $\sigma'_h = 125 \times 0,7 = 87,5 \text{ kPa}$
- contrainte totale horizontale : $\sigma_h = 87,5 + 150 = 217,5 \text{ kPa}$

Le texte indique que l'on applique cet état de contraintes anisotrope à l'éprouvette. Elle est donc soumise à une pression horizontale constante de 87,5 kPa. Comme on réalise un essai drainé, la contrainte effective horizontale finale vaut aussi 87,5 kPa. La contrainte effective verticale (majeure) à la rupture (Figure 4) est donnée par une formule analogue à la précédente :

avec

$$\sigma'_v = \sigma'_h + 2R$$

soit

$$R = \frac{10 \cos 25 + 87,5 \sin 25}{1 - \sin 25} = 79,74 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_v = \sigma'_h + 2R = 87,5 + 159,5 = 247 \text{ kPa}$$

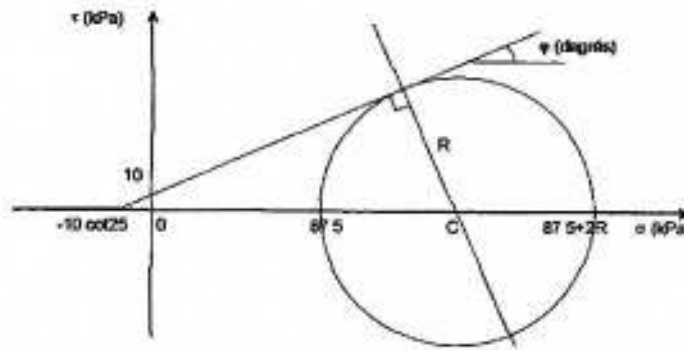


Figure 4 Cercle de Mohr à la rupture pour la couche d'argile inférieure (à 15m de profondeur)

2. Efforts appliqués par les sols sur les parois verticales de l'ouvrage.

On examine les efforts qui s'exercent sur le bord gauche de l'excavation pour $z = 8\text{m}$ (Fig 3)

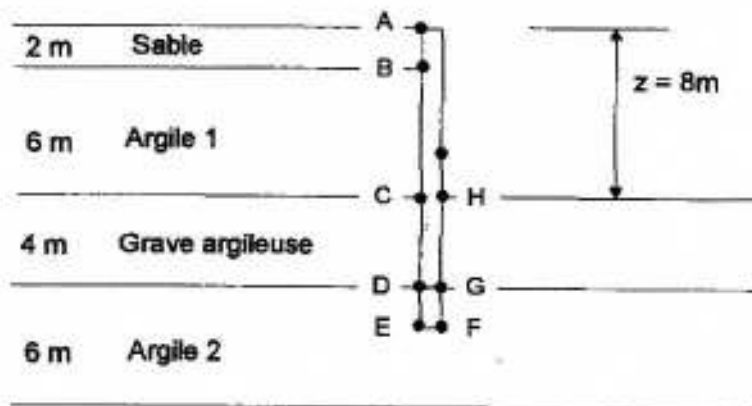


Figure 3 Position des points de calcul des contraintes sur la paroi

Les valeurs des contraintes horizontales sont déterminées dans le tableau suivant. Pour les interfaces de couches, deux valeurs sont indiquées

a. État initial des contraintes

Point	z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	K_0	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
A	0	0	0	0	0,45	0	0
B _{sable}	2	38	20	18	0,45	8,1	28,1
B _{argile}	2	38	20	18	0,6	10,8	38,8
C _{argile}	8	146	80	66	0,6	39,6	119,6
C _{grave}	8	146	80	66	0,4	26,4	106,4
D _{grave}	12	218	120	98	0,4	39,2	159,2
D _{argile}	12	218	120	98	0,7	68,6	188,6
E	14	256	140	116	0,7	81,2	221,2

b. États ultimes de poussée et de butée

Point	z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	K_a ou K_p	c' (kPa)	σ'_h (kPa)	σ_h (kPa)
A	0	0	0	0	0,271	0	0	0
B _{sable}	2	38	20	18	0,271	0	4,9	24,9
B _{argile}	2	38	20	18	0,406	5	0,9	20,9
C _{argile}	8	146	80	66	0,406	5	20,4	100,4
C _{grave}	8	146	80	66	0,217	5	9,6	89,6
D _{grave}	12	218	120	98	0,217	5	16,6	136,6
D _{argile}	12	218	120	98	0,406	10	27	147
E	14	256	140	116	0,406	10	34,4	174,4
F	6	110	60	50	2,46	10	154,4	214,4
G _{argile}	4	72	40	32	2,46	10	110,1	150,1
G _{grave}	4	72	40	32	4,60	5	168,6	208,6
H	0	0	0	0	4,60	5	21,4	21,4

La distribution des pressions qui s'exercent sur les deux côtés de la paroi est représentée sur la figure 5, avec les forces résultantes

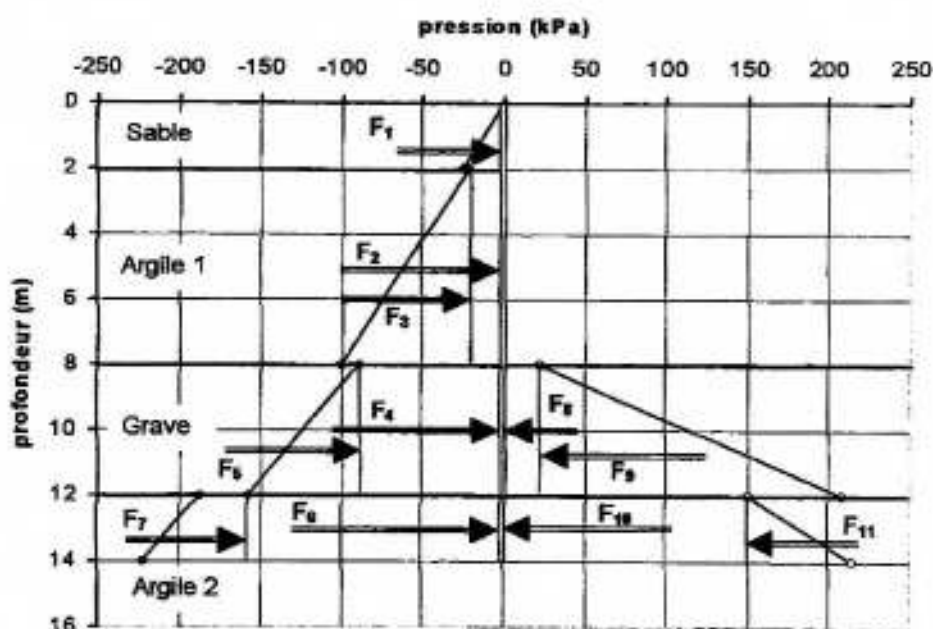


Figure 5 Distribution des pressions sur la paroi et forces résultantes

Les forces appliquées à la paroi ont les valeurs suivantes :

Force	Valeur (kN)	Hauteur du point d'application au dessus de F (m)	Moment par rapport au point F (kN.m)
F ₁	24,9	12,66	315,2
F ₂	125,4	9	1128,6
F ₃	238,5	8	1908
F ₄	357,6	4	1430,4
F ₅	139,2	3,33	463,5
F ₆	377,2	1	377,2
F ₇	32,6	0,66	21,5
F ₈	85,6	4	342,4
F ₉	374,4	3,33	1246,8
F ₁₀	300,2	1	300,2
F ₁₁	54,3	0,66	36

La somme des forces poussant sur la paroi est plus grande que la somme des forces résistantes. Cela est vrai aussi pour les moments. La paroi n'est donc pas en équilibre pour cet encastrement

On doit reprendre les calculs précédents en allongeant la paroi dans la couche d'argile 2. Si l'encastrement dans cette paroi dans la couche d'argile 2 est D, on obtient deux équations qui doivent être vérifiées. En fait, ces équations sont des inéquations (résistance > actions) et on retiendra la plus faible des valeurs fournies par les deux équations séparément.

3. Stabilité du radier terminé

Le toit de la nappe à l'extérieur est au niveau du terrain naturel. Sous le bâtiment, il est maintenu à la cote -12m. Il y a donc un écoulement dont la partie active est dans la couche d'argile 2. Si l'on admet que, le long de la paroi, l'écoulement a un gradient constant, la perte de charge entre le point D et le point F est donc égale aux trois-cinquièmes de la perte de charge entre le point D et le point G. La charge en F vaut donc

$$h_F = \frac{2 \cdot 12}{5} = 4,8\text{m}$$

et la pression en F est égale à

$$u_F = \gamma_w (h_F + z_F) = 10(4,8 + 2) = 68\text{kPa}$$

La contrainte totale verticale en F sous le bâtiment est égale à

$$\sigma_v = 25 (\text{béton}) + 20 (\text{couche drainante}) + 2 \cdot 19 (\text{argile 2}) = 83 \text{ kPa}$$

La stabilité est donc assurée (sans tenir compte du poids de la structure)