

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.

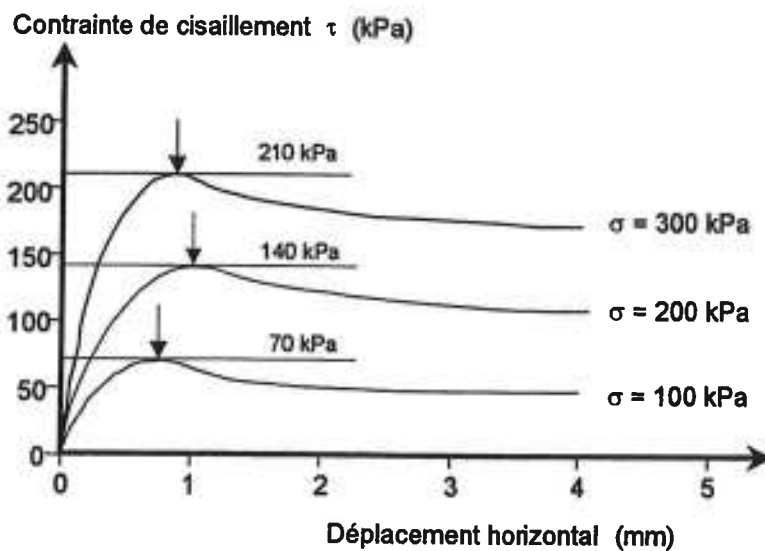


Figure 1 Valeurs des contraintes à la rupture

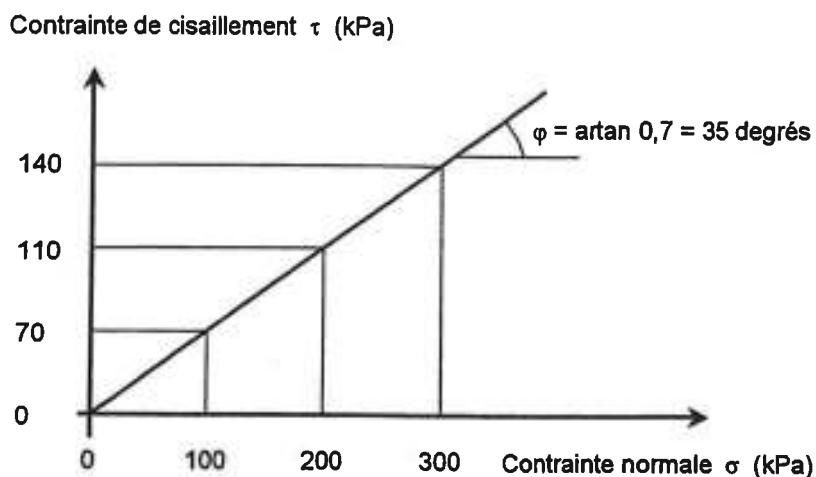


Figure 2 Diagramme de Mohr pour la résistance au cisaillement

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

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

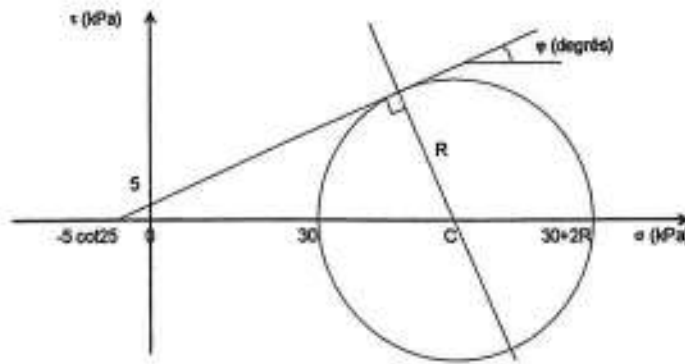


Figure 3 Construction du cercle de Mohr en contraintes effectives.

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

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

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

soit

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

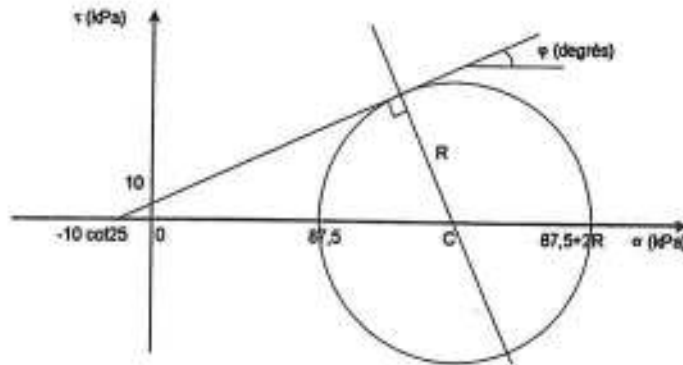


Figure 4 Cercle de Mohr à la rupture pour la couche d'argile inférieure (à 15m de profondeur)

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).

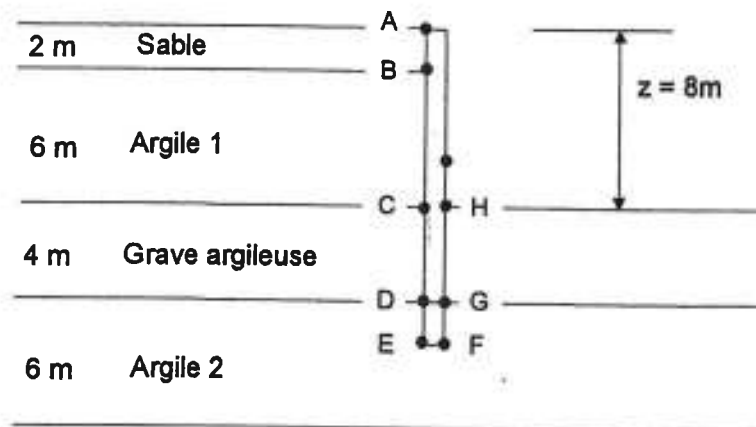


Figure 3 Position des points de calcul des contraintes sur la paroi

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_o	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.

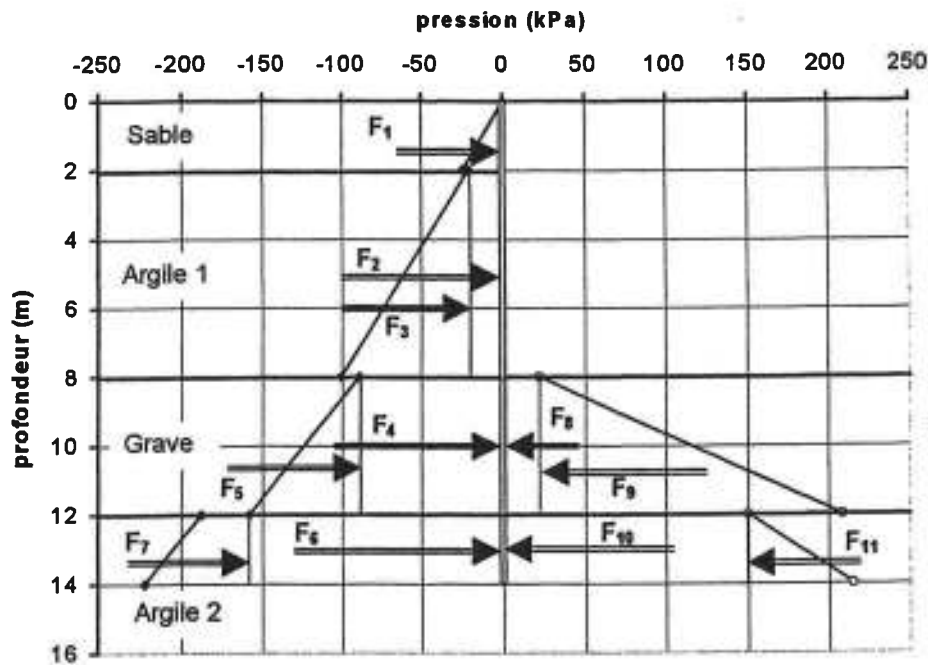


Figure 5 Distribution des pressions sur la paroi et forces résultantes

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).