

JERZY PRZYSTAŃSKI\*

## Détermination de la charge portante des sols mous en prenant en compte la vitesse de l'augmentation de la charge

### 1. Introduction

En cas des sous-sols faibles et compressibles, surtout avec des couches minces de silts et de limons nonconsolidée, on pose souvent la question s'il est nécessaire d'appliquer une fondation profonde, par exemple sur des pieux, ou s'il est possible d'appliquer une fondation peu profonde sur des semelles ou des radiers. La réponse positive à ces questions a beaucoup plus de chance si on calcule la force portante limite du sol en prenant en compte la vitesse de l'augmentation de la charge (Chaput 1973, Lechowicz 1982, Przystański 1978).

Le plus souvent on détermine la charge portante du sol d'après le modèle élasto-plastique en profitant de l'hypothèse de la résistance élaborée par Coulomb-Mohr  $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \cot \phi} = \sin \phi$ . Les paramètres de la résistance  $c$  et  $\phi$  ce sont ceux qui ont la plus grande influence sur la valeur de la charge portante. On peut les déterminer d'après les méthodes nommées: directe et indirecte. Leurs valeurs dependent du genre et de la consistance du sol. La charge transmise pendant l'élévation du bâtiment ou des remblais, provoque le changement de la consistance. La méthode directe, c'est une méthode du laboratoire, qui permet de prendre en compte l'influence de la vitesse de l'augmentation de la charge. Elle est utilisée surtout dans les cas importants, difficiles et compliqués. La norme européenne Eurocod 7 (1990) recommande d'appliquer les méthodes directes uniquement en cas appartenant à la 3<sup>e</sup> catégorie géotechnique.

\*J. PRZYSTAŃSKI, Université Technique de Poznań, Institut de Génie Civil, 5 rue Piotrowo, 61-138 Poznań.

La méthode nommée indirecte est celle qui est le plus souvent employée en pratique. On détermine au laboratoire ou *in situ* les paramètres de base, par exemple l'indice de liquidité ( $I_L$ ) ou la teneur en eau ( $w$ ) et on détermine les paramètres de la résistance d'après les corrélations entre les paramètres physiques et mécaniques. Les paramètres de base sont déterminés à l'état naturel sans prendre en compte l'effet de consolidation qui se produit pendant l'élévation du bâtiment.

En cas des sols mous, il y a une grande différence entre les paramètres naturels du sol déterminées *in situ* et ceux du sol au moment où la charge de la fondation s'approche de la charge portante limite du sol. Alors, on propose une méthode du calcul qui permettra de prendre en compte cette différence.

## 2. L'influence de la consolidation sur le changement des paramètres physiques dans les sols cohérents

On peut indiquer les paramètres mécaniques de la résistance dans les sols cohérents d'après la corrélation de l'indice de liquidité.

$$\phi = f(I_L); \quad c = f(I_L) \quad (1)$$

Profitant des relations suivantes:

$$e = e_0 - a(\sigma' - \sigma_0) = e_0 - \frac{1 + e_0}{M_0} (\sigma' - \sigma_0) \quad (2)$$

$$w = e \frac{\gamma_w}{\gamma_s} S_r \quad (3)$$

$$\Delta I_L = I_{L0} - I_L = \frac{w_0 - w_p}{I_p} - \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{w_0 - w}{I_p} = \frac{\Delta w}{I_p} \quad (4)$$

$$\sigma' = \sigma U \quad (5)$$

où:

$\sigma'$  - la contrainte effective,

$\sigma$  - la contrainte totale,

$U$  - le degré de consolidation.

On obtient le changement des paramètres physiques:

$$\Delta e = \frac{1 + e_0}{M_0} \Delta \sigma' = \frac{1 + e_0}{M_0} (\sigma U - \sigma_0) \quad (6)$$

$$\Delta w = \frac{1}{M_0} \left( w_0 + \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right) (\sigma U - \sigma_0) \quad (7)$$

$$\Delta I_L = \frac{1}{M_0} \left( w_0 + \frac{\gamma_w}{\gamma_s} S_r \right) (\sigma U - \sigma_0) \quad (8)$$

Le tableau 1 montre l'influence de la consolidation sur le changement de l'indice de liquidité dû à l'accroissement de la pression  $\Delta \sigma' = 100$  kPa dans les sols silteux. Les paramètres géotechniques sont obtenus à l'aide de la norme polonaise PN-81/B 03020 (1981). On voit que la réduction de l'indice de liquidité dans les sols minéraux est assez petite. On obtient les meilleurs résultats seulement dans les sols compressibles avec des modules de compressibilités inférieurs à 10 Mpa (fig. 1).

Tableau 1

Réduction de l'indice de liquidité due à l'accroissement de la pression  $\Delta\sigma' = 100$  kPa

	$\Delta I_L$		
	$I_L = 0.0 - 0.25$	$I_L = 0.25 - 0.50$	$I_L = 0.50 - 1.0$
sable limoneux	0.01456	0.02998	0.06724
silt sableux	0.01614	0.03053	0.06789
silt	0.01519	0.02983	0.06638

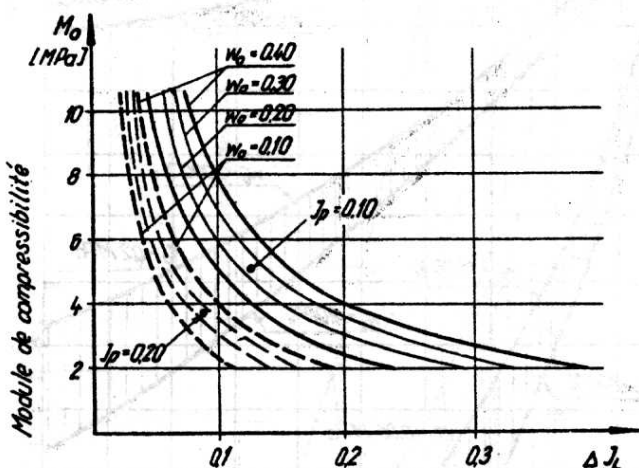


Fig. 1. Réduction de l'indice de liquidité due à l'accroissement de la pression  $\Delta\sigma' = 100$  kPa dans les sols très compressibles

### 3. L'influence de la consolidation sur le changement des paramètres physiques dans les sols organiques et très mous

Dans les sols organiques et très mous on prend le plus souvent:

$$\phi = 0.0 \text{ et } c_u = f(w) \text{ ou } \tau = f(w) \tag{9}$$

Profitant de la relation suivante:

$$e = e_0 \frac{1 + e_m}{M_0} (\sigma' - \sigma_0); \Delta e = \frac{1 + e_m}{M_0} \Delta\sigma \tag{10}$$

et de la relation (3) on obtient:

$$\Delta w = \frac{\Delta\sigma_0}{M_0 + \Delta\sigma'/2} \left( w_0 + \frac{\gamma_w}{\gamma_s} S_r \right) \tag{11}$$

La réduction relative de la teneur en eau peut s'exprimer comme suit:

$$\frac{\Delta w}{w_0} = \left(1 + \frac{\gamma_w S_r}{\gamma_s w_0}\right) \frac{\Delta \sigma'}{M_0 + \Delta \sigma'/2} \quad (12)$$

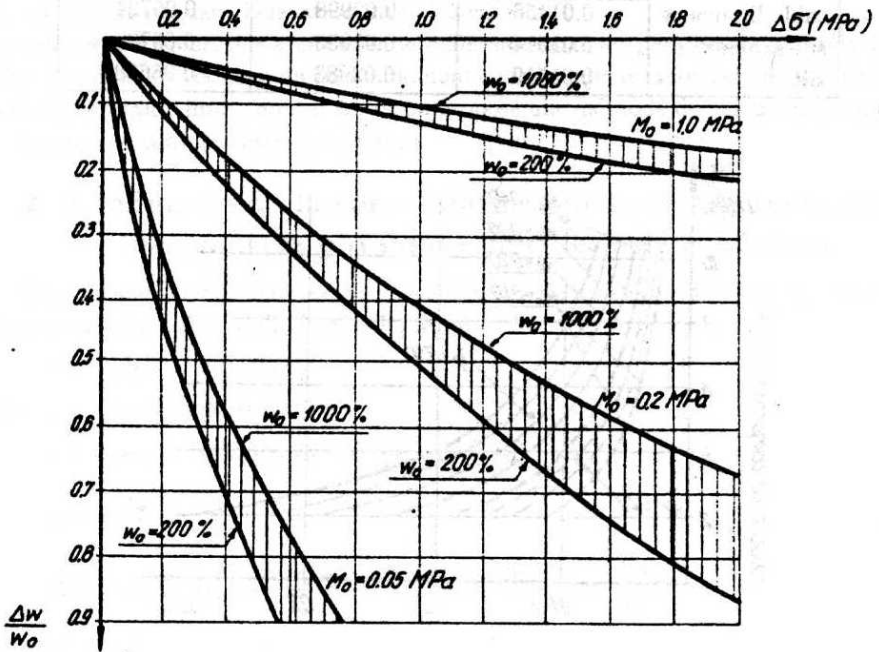


Fig. 2. Influence de la pression sur le changement de la teneur en eau dans la tourbe

La fig. 2 montre l'influence de la pression sur le changement de la teneur en eau dans la tourbe avec les modules de compressibilités  $M_0 =$  de 200 à 1000 kPa. On constate que la pression de 60 kPa peut diminuer la teneur en eau dans la tourbe avec le module  $M_0 = 200$  kPa et  $w_0 = 500\%$   $\frac{\Delta w}{w_0} = 0.3$  c'est à dire de 500 à 350%.

#### 4. L'influence de la vitesse de l'augmentation de la charge sur le processus de la consolidation

On obtient un effet positif de l'influence de la charge sur l'accroissement des paramètres de résistance, si la vitesse de l'augmentation de la charge n'est plus grande que celle du processus de la consolidation. C'est la pression interstitielle qui montre la différence entre la vitesse de l'augmentation de la charge et celle de la consolidation. La figure 3 présente le diagramme qui permet de constater la variation de la pression interstitielle et le degré de la consolidation dans le point le plus défavorable de la couche en dépendance de la vitesse de l'augmentation de la charge.

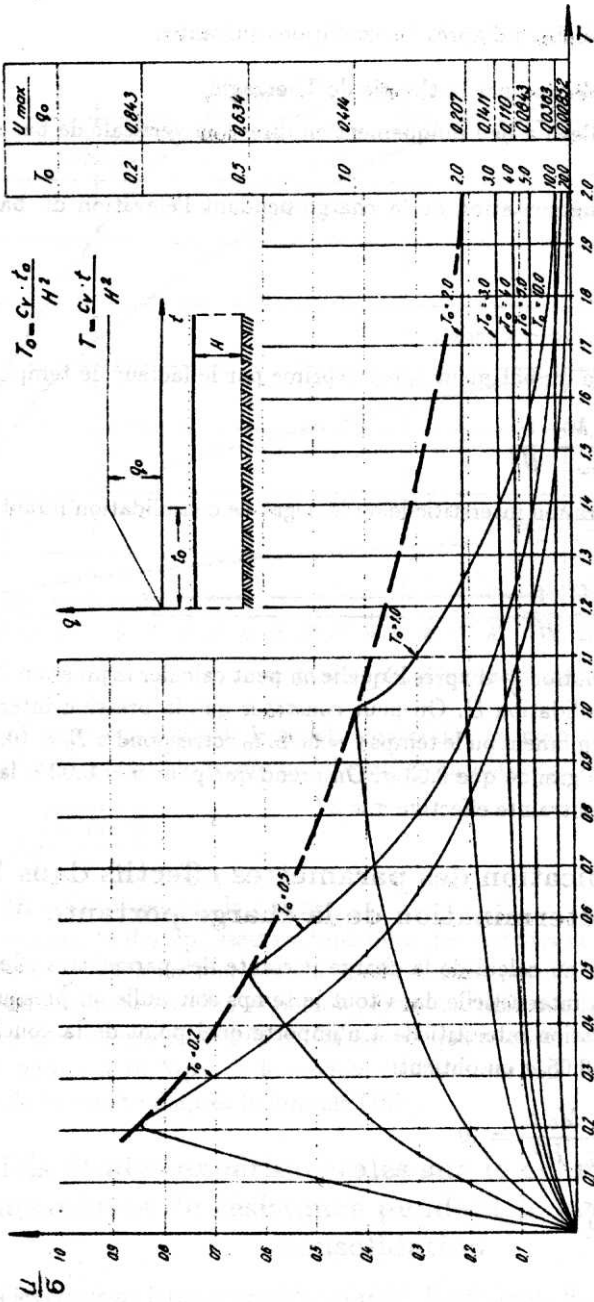


Fig. 3. Diagramme illustrant le changement de la pression interstitielle dans couche consolidée pendant l'élevation du bâtiment ou des remblais

Ce diagramme est élaboré d'après les conditions suivantes:

- la consolidation décrite par la théorie de Therzaghi,
- l'écoulement de l'eau a lieu uniquement en direction verticale de bas en haut de la couche,
- la vitesse de l'augmentation de la charge pendant l'élévation du bâtiment est uniforme.

$$v = \frac{q}{t_0} = \tan \alpha \quad (13)$$

Le temps de l'élévation du bâtiment  $t_0$  est exprimé par le facteur de temps:

$$T_0 = \frac{c_v t_0}{H^2} = \frac{k_v M_0 t_0}{\gamma_w H^2} \quad (14)$$

Pour déterminer la pression interstitielle ou le degré de consolidation il faut calculer le facteur de temps:

$$T = \frac{c_v t}{H^2} = \frac{k_v M_0 t}{\gamma_w H^2} \quad (15)$$

La figure 3 donne la relation  $\frac{u}{\sigma}$  d'après laquelle on peut calculer la pression interstitielle  $u$  ou le degré de consolidation  $U$ . On peut constater que la pression interstitielle est toujours maximale au moment où le temps  $t = t_0$ . Si  $t_0$  correspond à  $T_0 = 10$ , la pression interstitielle n'est plus grande que  $0.03 \sigma$ . On prend que pour  $u = 0.03 \sigma$  la contrainte totale est égale à la contrainte effective  $\sigma = \sigma'$ .

## 5. L'application des paramètres effectifs dans la détermination de la charge portante

On peut appliquer au calcul de la charge portante des paramètres effectifs à condition que la pression interstitielle dans tout le temps soit nulle ou presque nulle. En admettant que la pression interstitielle à n'importe quel point de la couche ne doive pas être supérieure à  $0.05 \sigma$  on obtient:

$$T_0 = \frac{c_v t_0}{H^2} = \frac{k_v M_0 t_0}{\gamma_w H^2} = 10 \quad (16)$$

$$H \leq \sqrt{\frac{k_v M_0 t_0}{10 \gamma_w}} \quad (16a)$$

où:

$H$  - la distance entre le point considéré et le point au bord de la couche ouverte, en cas où l'eau peut s'écouler de bas en haut.

En cas où l'eau peut s'écouler dans les deux directions: en haut et en bas, l'épaisseur admissible de la couche est deux fois plus grande.

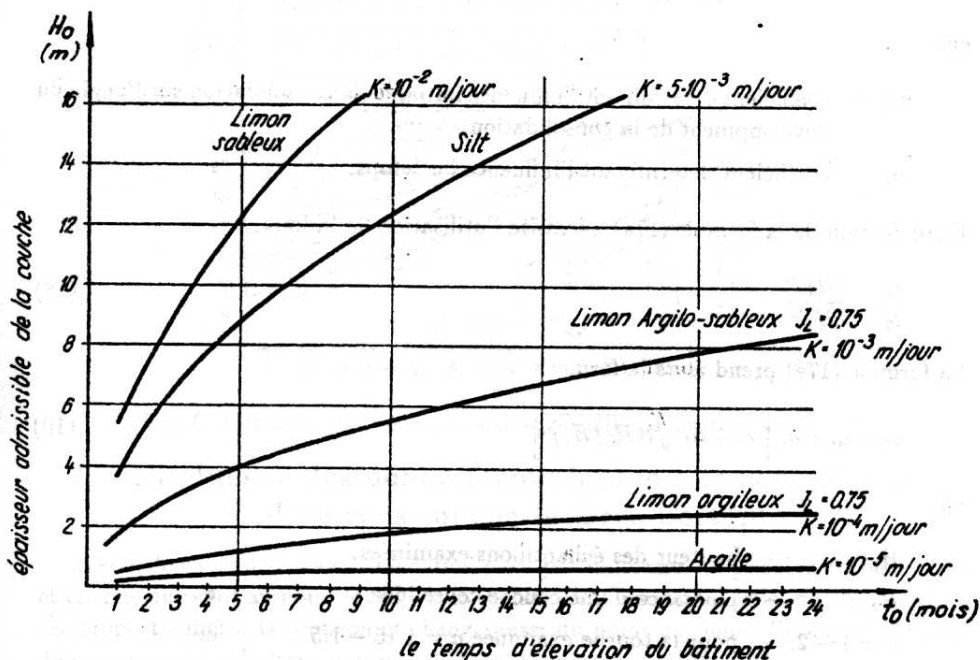


Fig. 4. Epaisseur admissible de la couche consolidée  $H_0$  pour utiliser les paramètres effectifs en fonction du temps de l'élévation du bâtiment ou des remblais  $t_0$

$$H_0 \leq 2\sqrt{\frac{k_v M_0 t_0}{10 \gamma_w}} \tag{16b}$$

où:  $H_0 = 2H$  - l'épaisseur de la couche.

La fig. 4 représente des épaisseurs admissibles des couches consolidées pour utiliser les paramètres effectifs en fonction du coefficient de perméabilité  $k_v$ , du temps de l'élévation du bâtiment ou d'un remblai  $t_0$ , en admettant que la pression interstitielle ne doit pas être supérieure à  $0.05 \sigma$ . On admet que le module de compressibilité  $M_0$  n'est pas inférieur à 10 Mpa. Si le module est inférieur, on doit calculer augmenter l'épaisseur de la couche d'après la formule (16b).

### 6. Les études expérimentales sur le changement des paramètres de résistance pendant le processus de la consolidation

D'après les essais au laboratoire (Przystański, Rzeźniczak, Woch 1981) on a constaté que la résistance au cisaillement pouvait être présentée en forme:

$$c_t c_0 + \Delta c; \Delta c = \sigma_c \tan \Phi_{cu}; \tan \Phi_{cu} = \alpha_0 + \alpha_t \sqrt{t} \tag{17}$$

$$c_t = c_0 + \sigma_c (\alpha_0 + \alpha_t \sqrt{t}) \tag{17a}$$

où:

$\alpha_0$  - coefficient déterminant l'influence initial de la consolidation sur l'angle du développement de la consolidation,

$\alpha_t$  - coefficient déterminant l'influence du temps.

L'application de la formule (17a) nécessite l'utilisation de la loi:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{(H_2)^n}{(H_1)^n} \quad (18)$$

La formule (17a) prend alors la forme:

$$c_t = c_0 + \sigma_c \left[ \alpha_0 + \alpha_t \sqrt{t(H_2/H_1)^n} \right] \quad (19)$$

où:

$H_1$  - hauteur des échantillons examinées,

$H_2$  - puissance d'une couche consolidée,

$n = 1 - 2$ ; - pour la tourbe examinée  $n = 1.15 - 1.5$

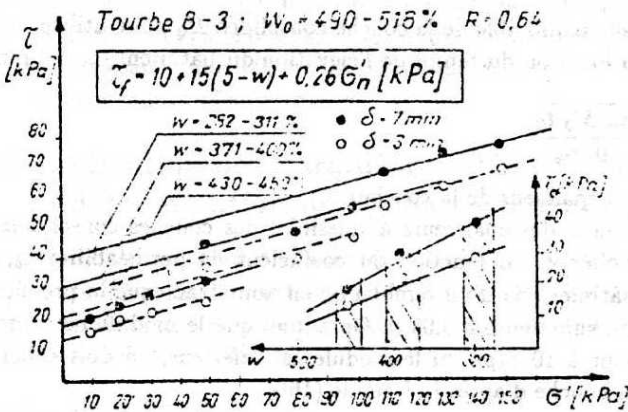


Fig. 5. Résultats des essais non drainés sur des appareils triaxiaux

Tableau 2

Le coefficient  $\alpha_0$  et  $\alpha_t$

$\sigma$ [kPa]	$\alpha_0$	$\alpha_0$ (moyen)	$\alpha_t$	$\alpha_t$ (moyen)
25-75	0.15-0.30	0.19	$(1.14-1.9) \cdot 10^{-4}$	$1.39 \cdot 10^{-4}$
75-200	0.27-0.52	0.47	$(1.2-4.1) \cdot 10^{-4}$	$1.47 \cdot 10^{-4}$



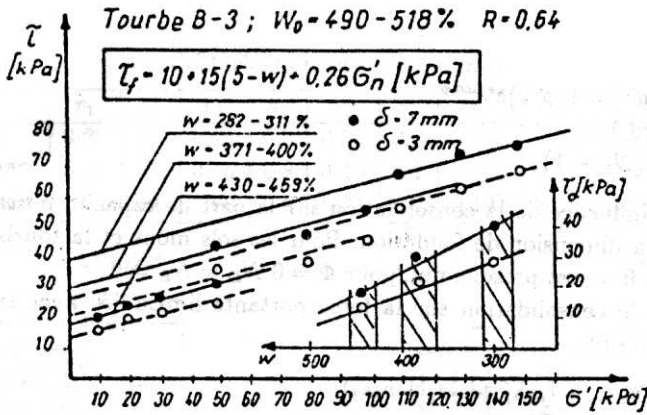


Fig. 6. Résultats des essais sur des appareils de cisaillement direct

### 7. L'influence des nonuniformité due à la consolidation d'un sous-sol sur la force portante

L'état de contrainte sous la fondation n'est pas uniforme. La pression est distribuée et change du point au point le long de la surface de glissement. L'effet de consolidation est proportionnel à la pression et change aussi du point au point. En outre l'influence de chaque point à la force portante de fondation est aussi différente.

Pour déterminer d'une manière simplifiée l'influence de la consolidation sur la force portante, on a divisé le sous-sol de la fondation en trois zones:

- active,
- de cisaillement radial,
- passive.

et on a compté séparément l'influence de la consolidation de chaque zone sur la force portante de la charge.

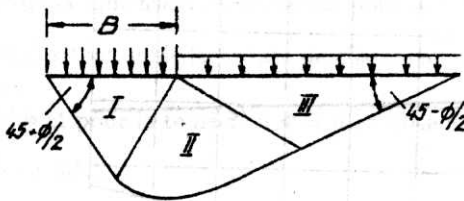


Fig. 7. Trois zones du sous-sol de la fondation

La charge portante limite du sol est calculée d'après la formule:

$$q_f = N_D c + N_D D_{\min} \rho_D g + N_B B \rho_B g \tag{20}$$

où:

$$\begin{aligned} N_D &= \tan^2(45 + \phi/2)e^{\pi \tan \phi} \\ N_B &= \tan(N_D - 1) \\ N_c &= \cot(N_D - 1) \end{aligned} \quad (20a)$$

On a négligé l'influence de la consolidation sur la part de capacité portante liée à la profondeur et la dimension de fondation. Pour les sols mous et la tourbe, l'angle du frottement  $\Phi = 0$  ou est presque nul, pour  $\Phi = 0$   $N_D = N_B = 0$ .

L'influence de consolidation sur la force portante limite liée avec la cohésion se présente comme suit:

$$\begin{aligned} N_{CC_u} &= N_{CC_o} + (r_1 s_1 + r_2 s_2 + r_3 s_3) \\ N_{CC_u} &= N_{CC_o} + \sum r_i s_i \Delta c \end{aligned} \quad (21)$$

$r_i$  - ce sont les coefficients qui déterminent l'influence de chaque zone sur la part de capacité portante liée avec les trois zones

$s_i$  - ce sont les facteurs de réduction de l'influence de consolidation dans les trois zones causés par la distribution des contraintes

$$r_1 = \frac{N_{C1}}{N_C}; \quad r_2 = \frac{N_{C2}}{N_C}; \quad r_3 = \frac{N_{C3}}{N_C} \quad (21a)$$

où:

$$\begin{aligned} N_{C1} &= 0.5 \{ N_c + \cot \phi [1 + \exp(\pi \tan \phi)] \} \\ N_{C2} &= 0.5 \{ N_c + \cot \phi [\exp(\pi \tan \phi) - \tan^2(45 + \phi/2)] \} \\ N_{C3} &= 0.5 \cot \phi [\tan^2(45 + \phi/2) - 1] \end{aligned} \quad (21b)$$

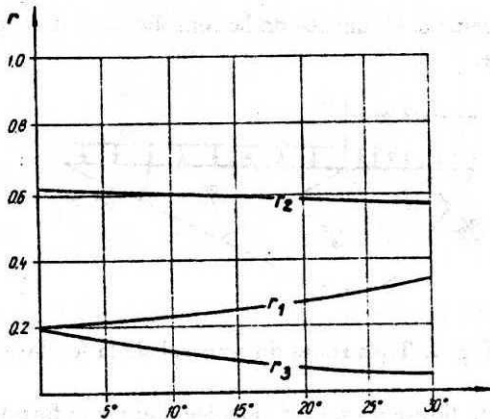


Fig. 8. Coefficients  $r_1$ ,  $r_2$  et  $r_3$  en fonction de l'angle du frottement interne

La situation de la surface de glissement dépend de la dimension de fondation et de l'angle du frottement interne.

Tableau 3

Coefficients  $r_i$  et les facteurs  $s_i$ ;

$\Phi$	$r_1$	$r_2$	$r_3$	$s_1$	$s_2$	$s_3$	$r_1 s_1$	$r_2 s_2$	$r_3 s_3$	$\Sigma r_i s_i$
$< 5^\circ$	0.20	0.6	0.20	0.9	0.50	0.2	0.160	0.30	0.040	0.520
$5^\circ - 15^\circ$	0.25	0.6	0.15	0.8	0.45	0.1	0.200	0.27	0.015	0.465
$15^\circ - 30^\circ$	0.32	0.6	0.08	0.6	0.30	0.0	0.192	0.16	0.000	0.372

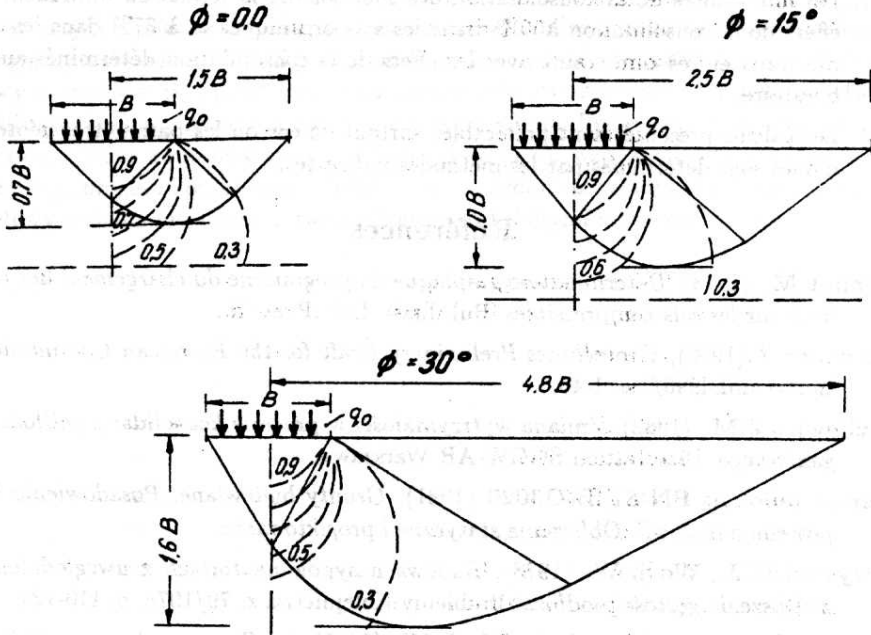


Fig. 9. Situation de la surface de glissement et la distribution des contraintes en dépendance de la dimension de fondation pour  $\phi = 0$ ,  $\phi = 15^\circ$  et  $\phi = 30^\circ$

La figure 9 montre la situation de la surface de glissement en dépendance de l'angle du frottement interne.

Pour les sols faibles et pour la tourbe où  $\Phi = 0$  on obtient:

$$N_c c_u = N_c (c_o + 0.5 \Delta c) \tag{22}$$

Pour les sols avec  $\Phi = 30^\circ$ :

$$N_c c_u = N_c (c_o + 0.37 \Delta c) \tag{22a}$$

### 8. Conclusion

1. Les méthodes présentées donnent la possibilité de prendre en compte la vitesse de l'augmentation de la charge dans les calculs de la capacité portante. On peut les utiliser pour profiter de l'influence de la consolidation sur l'accroissement des paramètres mécaniques des sols.

2. On obtient les résultats très satisfaisants dans les sous-sols mous ou dans les sols stratifiés avec les couches minces des sols mous ou organiques. Les plus grands effets sont obtenus quand la vitesse du processus de consolidation est plus grande que celle de l'augmentation de la charge. En ces cas la pression interstitielle est presque nulle et alors on peut profiter des paramètres effectifs. Dans d'autres cas on n'obtient que des effets partiels.
3. Les uniformités de la consolidation des sous-sols de la fondation diminuent les effets de la consolidation à 50% dans les sols organiques et à 37% dans les sols minéraux en les comparant avec les effets de la consolidation déterminés au laboratoire.
4. Les calculs présentés sont préférables surtout en cas où les paramètres géotechniques sont déterminés par les méthodes indirectes.

### Références

- Chaput M. (1973), *Détermination graphique du programme du chargement des remblais sur les sols compressibles*. Bul. Liais. Lab. P. et Ch.
- Eurocode 7 (1990), *Geotechnics Preliminary Draft for the European Communities*. Geotechnik 1990/1 s. 1-40.
- Lechowicz Z.M. (1982), *Zmiana wytrzymałości w procesie konsolidacji podłoża organicznego*. Dissertation SGGW-AR Warszawa.
- Norme polonaise PN-81/B-O3020 (1981), *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- Przystański J., Woch W. (1978), *Budowa nasypów na torfach z uwzględnieniem zwiększenia gęstości podłoża*. Problemy Kolejnictwa z. 79/1978, s. 110-124.
- Przystański J., Rzeźniczak J., Woch W. (1981), *Amélioration des propriétés mécaniques de la tourbe due à la consolidation*. Proc. of X ICSMaFE, Stockholm 1981, Rotterdam Balkema, Vol. 1, p. 225-228.
- Przystański J. (1978), *Accroissement des paramètres mécaniques des sols dû à la consolidation pendant l'élévation du bâtiment*. Comptes Rendus du Colloque Franco-Polonais sur la Mécanique des Sols Appliquée, Gdańsk 1978, p. 200-208.

### Summary

The bearing capacity of weak soils determination taking into account an influence of the speed of loading increase

The method of determination of bearing capacity of ground taking into consideration an advantageous influence of consolidation has been given. It has been found that the influence of consolidation depends on speed of constructing of buildings or of embankments. Some formulas connecting the result of consolidation and the velocity of process of consolidation (i.e. speed of buildings erection) have been given. The method useful in case of strength parameters determination based on correlation has

been described. It has been found that the methode is highly significant in weak soils and soils interbedded by weak or organic soils.

### Streszczenie

#### Określanie nośności podłoża z gruntów słabych z uwzględnieniem wpływu prędkości zwiększania obciążenia

W artykule podano metodę określania nośności podłoża gruntowego uwzględniającą korzystny wpływ konsolidacji podłoża zależny od prędkości wznoszenia obiektu lub budowy nasypów w przypadku ustalania parametrów wytrzymałościowych na podstawie zależności korelacyjnych, tak zwaną metodą pośrednią. Podano wzory pozwalające na ustalenie efektu konsolidacyjnego zależnie od prędkości wznoszenia obiektu i prędkości przebiegu procesu konsolidacji. Metoda jest szczególnie przydatna do obliczeń nośności podłoży słabych lub przewarstwionych gruntami słabymi lub organicznymi.