

## NOWE KIERUNKI WYZNACZANIA PARCIA I ODPORU GRUNTU

JEDNYM z podstawowych problemów mechaniki gruntów jest zagadnienie parcia i oporu gruntu. Umiejętność określenia prawidłowej wielkości parcia, jak i oporu gruntu ma podstawowe znaczenie przy projektowaniu i konstruowaniu wielu obiektów inżynierskich. Niemniej jednak nie wolno ograniczać się jedynie do obliczeń ścian oporowych, czy innych konstrukcji obciążonych gruntem, gdyż z zagadnieniem parcia i oporu gruntu spotykamy się w znacznie większej ilości przypadków, wśród których możemy wyróżnić następujące najważniejsze działy:

- 1.1. Zagadnienie ciśnień poziomych,
- 1.2. Zagadnienie fundowań,
- 1.3. Zagadnienie stateczności zboczy.

### WYTRZYMAŁOŚĆ GRUNTU NA ŚCINANIE

Rozpatrując parcie i odpór gruntu należy omówić wytrzymałość gruntów na ścinanie  $t$ . Ta wytrzymałość nie jest cechą stałą danego gruntu, lecz zależy od stanu naprężeń występujących w gruncie. Jeżeli wziąć w ośrodku gruntowym element płaski, to przekroczenie wytrzymałości na ścinanie, tzn.  $|\tau| > t$ , zależy od istniejącego naprężenia normalnego  $\sigma_n$ , gdyż wytrzymałość na ścinanie  $t$  wg najprostszego wzoru Coulomba wynosi:

$$t = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \dots \dots \dots (1)$$

Parametry  $\varphi$  i  $c$  charakteryzują własności wytrzymałościowe i są nazywane graniczną wartością kąta tarcia wewnętrznego ( $\varphi$ ) i spójnością ( $c$ ).

W gruntach sypkich  $c = 0$ , wobec czego ich wytrzymałość na ścinanie jest zjawiskiem podobnym do tarcia znanego w mechanice ogólnej między dwiema częściami gruntu rozdzielonymi elementem płaskim.

Parametr  $\varphi$  — kąt tarcia wewnętrznego — w gruntach sypkich niewiele zależy od uziarnienia, wilgotności, zagęszczenia i zawiera się w granicach  $32^\circ - 40^\circ$ . Jedynie w pewnych przypadkach piasków bardzo luźnych o dużej porowatości, większej niż tzw. „porowatość krytyczna”, kąt tarcia wewnętrznego  $\varphi$  jest bardzo blisko 0.

W gruntach spoistych wytrzymałość gruntu  $t$ , a więc również parametry  $\varphi$  i  $c$  zależą od wielu czynników. Przy naprężeniach  $\sigma_n \leq \sigma_{nk}'$ , gdzie  $\sigma_{nk}$  jest naprężeniem normalnym odpowiadającym danemu stanowi skonsolidowania gruntu, kąt tarcia wewnętrznego jest prawie równy zeru ( $\varphi \approx 0$ ), a spójność  $c$  jest nieco mniejsza niż wytrzymałość  $t$  odpowiadająca danemu stanowi skonsolidowania:

$$c \leq \sigma_{nk} \operatorname{tg} \varphi_g + c_g$$

przy czym  $\varphi_g$  i  $c_g$  są parametrami odpowiadającymi tzw. „głównej gałęzi ścinania gruntu”.

Gdy  $\sigma_n > \sigma_{nk}$ , wówczas grunt konsoliduje się dodatkowo pod wpływem naprężenia  $\sigma_n - \sigma_{nk}$  i jego wytrzymałości na ścinanie zależy od stopnia dodatkowego skonsolidowania, a więc wzrasta z upływem czasu. W zależności od czasu trwania dodatkowej konsolidacji wytrzymałość gruntu  $t$  może się zmieniać w granicach:

$$\sigma_{nk} \operatorname{tg} \varphi_g + c_g \leq t \leq \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_g + c_g$$

Ponadto grunt spoisty ma pewne własności ciała lepkiego. Wskutek tego ścienie gruntu przy naprężeniu  $|\tau| > t$  może nastąpić po upływie pewnego czasu, który jest potrzebny do powstania odkształceń. W gruntach bardzo spoistych prędkości odkształceń są małe i potrzebny jest niekiedy bardzo długi okres do momentu ścienia gruntu.

Szybkie ścięcie występuje przy naprężeniach  $|\tau| \gg t$ . Z tego wynika, że grunt może nie ulec ścięciu w ciągu pewnego okresu czasu i można wtedy mówić o tzw. wytrzymałości chwilowej gruntu  $t_{ch} > t$ .

#### MODELE OŚRODKA GRUNTOWEGO

Model reologiczny, który mógłby przedstawiać prace gruntu w różnych warunkach, jest niewątpliwie bardzo skomplikowany i podejmowane są dopiero próby jego ustalenia. Dotychczas korzysta się z dwóch modeli: modelu ciała liniowo odkształcalnego, dla którego można się posługiwać rozwiązaniami teorii sprężystości i modelu ciała Rankine'a-Prandla, dla którego można się posługiwać równaniami rozwiniętymi w teorii plastyczności.

Pierwszy model przyjmuje się w przypadku, gdy w żadnym punkcie ośrodka gruntowego nie powstają naprężenia styczne większe, niż wynosi wytrzymałość gruntu na ścinanie, natomiast drugi model w tzw. granicznych stanach naprężeń.

Model pierwszy wykorzystuje się w praktyce do obliczania osiadań, a model drugi do sprawdzania stateczności zboczy, wyznaczania ciśnienia gruntu wywieranego na mury oporowe.

Ciężar własny gruntu przy poziomej powierzchni terenu w obu modelach wywołuje w szkielecie gruntowym te same pionowe naprężenia normalne, które są naprężeniami głównymi:

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma'_0 dz \approx \sum_{i=1}^n \gamma'_0 i h_i \quad \left( \sum_{i=1}^n h_i = z \right)$$

przy czym  $\gamma'_0$  oznacza tzw. „efektywny ciężar objętościowy”, który ponad poziomem piezometrycznym wody gruntowej jest równy ciężarowi objętościowemu gruntu; poniżej poziomu piezometrycznego wody gruntowej wynosi:

$$\gamma'_0 = \gamma_{0sw} \pm p_{sz}$$

W tym wzorze  $\gamma_{0sw}$  oznacza ciężar objętościowy szkieletu gruntowego z uwzględnieniem wyporu wody, a  $p_{sz}$  — składową pionową ciśnienia sphywowego, gdy w gruncie występuje ruch wody gruntowej.

Drugie naprężenie główne — poziome — nie jest jednakowe w obu modelach. W modelu liniowo-odkształcalnym naprężenie normalne poziome jest równe:

$$\sigma_x = \sigma_y = \zeta \sigma_z$$

gdzie  $\zeta$  jest tzw. współczynnikiem rozporu (parcia bocznego) zależnym od współczynnika rozszerzalności bocznej  $\mu$  (współczynnik Poissona) zgodnie ze wzorem

$$\zeta = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

W modelu drugim są możliwe dwa graniczne stany naprężeń, jedno  $\sigma_a$  jest tzw. parciem poziomym czynnym (graniczny stan czynny), drugie  $\sigma_p$  jest tzw. poziomym odporem gruntu lub parciem poziomym biernym (graniczny stan bierny).

Wartości poziomych naprężeń głównych  $\sigma_x$  dla ciała liniowo-odkształcalnego i dla ciała Rankine'a-Prandla spełniają nierówności:

$$\sigma_a < \sigma_x < \sigma_p$$

Znaczenie praktyczne omówionych przypadków ilustruje następujący przykład.

Wyobraźmy sobie w ośrodku gruntowym pionową płaszczyznę i usuńmy grunt znajdujący się z jednej strony tej płaszczyzny. Jeżeli płaszczyzna ta będzie doskonale „gibka”, to nie wykona ona żadnych przesunięć poziomych wtedy i tylko wtedy, gdy od strony usuniętego gruntu przyłoży się poziome naciski jednostkowe normalne, równe naprężeniom poziomym  $\sigma_x$ , jakie występują, w ciele liniowo-odkształcalnym. Gdy owe naciski poziome będziemy zmniejszać (lub zwiększać), to wspomniana pionowa płaszczyzna będzie się odkształcać i przemieszczać w kierunku obszaru, z którego grunt został usunięty (lub w kierunku przeciwnym), przy czym stan równowagi w każdym punkcie owej płaszczyzny będzie zachowany wtedy i tylko wtedy, gdy naciski poziome nie osiągną swych wartości granicznych  $\sigma_a$  lub  $\sigma_p$ .

Należy podkreślić, że przemieszczenia wspomnianej pionowej płaszczyzny odpowiadające granicznym wartościom  $\sigma_a$  i  $\sigma_p$  są dość znaczne, przy czym są one wielokrotnie większe przy  $\sigma_p$  niż przy  $\sigma_a$ .

#### METODA KLASYCZNA WYZNACZANIA PARCIA I ODPORU GRUNTU

Zagadnieniem wyznaczenia wielkości ciśnienia gruntu na ścianę oporową zajmowało się szereg uczonych i badaczy. Najstarsza metoda, zwana metodą klasyczną, opiera się na założeniach opracowanych przez Coulomba. Metoda klasyczna podaje sposób wyznaczenia wielkości ciśnienia gruntu na nieodkształcalną ścianę w warunkach granicznych parcia i odporu gruntu.

Podstawowe równanie Coulomba odgrywa do dnia dzisiejszego główną rolę w mechanice gruntów. Należy pamiętać, że równanie (1) określa wielkość naprężenia ścinającego w granicznym przypadku, w momencie ścięcia. Natomiast dla naprężenia ścinającego mniejszego od wytrzymałości na ścinanie  $t$ , tj.  $|\tau| < t$ , równanie to nie daje możliwości określenia, w jakiej części naprężenia ścinające jest równoważone oporem tarcia  $\sigma_n \tan \varphi$ , a w jakiej części przez spójność  $c$ .

Również należy pamiętać o tym, że naprężenie  $\sigma_n$  przedstawia całkowitą wielkość naprężenia normalnego panującego między cząstkami szkieletu gruntowego  $i$ , że jeśli w gruncie istnieje ciśnienie wody  $u$  w porach gruntu (gdy proces konsolidacji nie jest zakończony), to wielkość naprężenia  $\sigma_n$  w równaniu (1) musi być zmniejszona o wielkość  $u$ . A więc w takim przypadku w równaniu (1) zamiast  $\sigma_n$  należy wstawić  $\sigma_n - u$ .

Zależność między naprężeniami głównymi  $\sigma_1$  i  $\sigma_3$  w gruncie, według metody klasycznej, najłatwiej można przedstawić za pomocą koła naprężeń Mohra. Dla granicznego przypadku (zarówno parcia, jak i odporu) koło Mohra jest styczne do prostej wyrażającej warunek Coulomba przedstawiony równaniem (1).

Z prostych zależności geometrycznych otrzymać można na podstawie wykreślonego koła naprężeń, następującą zależność między naprężeniami głównymi  $\sigma_1 > \sigma_3$  dla przypadku parcia:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \dots (2)$$

Największe zastosowanie praktyczne znajduje do dnia dzisiejszego współczynnik parcia  $K_a$ , przedstawiający stosunek naprężenia poziomego do naprężenia pionowego:

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\sigma_1} \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) (3)$$

Dla gruntu pozbawionego spójności  $c = 0$  wzór (3) ulega uproszczeniu:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots (3a)$$

Niekiedy współczynnik parcia przedstawiony jest w innej postaci:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \dots (3b)$$

$$K_a = \frac{\sqrt{\operatorname{tg}^2 \varphi + 1} - \operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{\operatorname{tg}^2 \varphi + 1} + \operatorname{tg} \varphi} \dots (3c)$$

Oczywiście równania (3a, 3b, 3c) są identyczne i każde można otrzymać jedno z drugiego za pomocą prostego przekształcenia trygonometrycznego.

Jeśli przeanalizujemy wzór (3) w przypadku gruntu o wartości kąta  $\varphi = 0$ , natomiast posiadającego spójność  $c$ , to z równania (3) przyjmując wielkość naprężenia pionowego równą obciążeniu geologicznemu:

$$\sigma_3 = \gamma'_0 \cdot h,$$

gdzie  $\gamma'_0$  — ciężar objętościowy gruntu,  
 $h$  — zagłębienie rozpatrywanego punktu poniżej terenu otrzymamy:

$$K_a = 1 - \frac{2c}{\gamma'_0 h} \dots (4)$$

Jeśli badania próbki przeprowadzone są bez osłony bocznej, a więc  $\sigma_3 = 0$ , to wartość ciśnienia pionowego w momencie ścięcia oznaczamy  $\sigma_1 = q_u$  i zgodnie z równaniem (2) możemy napisać:

$$q_u = 2c \dots \dots \dots (5)$$

Ponieważ zgniatanie jednoosiowe próbki bez osłony bocznej może być bardzo łatwo i szybko przeprowadzone wzór (5) znajduje szerokie zastosowanie, szczególnie w USA i w Anglii, dla wyznaczenia wielkości spójności gruntów spoistych nasyconych wodą.

Zupełnie analogicznie można przedstawić wzory dla przypadku odporu. Oczywiście, w przypadku odporu, naprężenie poziome będzie większe od pionowego i można skorzystać z poprzednio podanych wzorów (2 do 5), zamieniając odpowiednio miejscami jedynie naprężenia  $\sigma_1$  i  $\sigma_3$ . Zależność między naprężeniem pionowym  $\sigma_1$  a poziomym  $\sigma_3$  przedstawia się następująco:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \left( \operatorname{tg} 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (6)$$

Współczynnik odporu  $K_p$ , przedstawiający stosunek naprężenia poziomego do pionowego w warunkach odporu, można przedstawić następująco:

$$K_p = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c}{\sigma_1} \left( \operatorname{tg} 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7)$$

dla gruntu pozbawionego spójności  $c = 0$  wzór (7) ulega uproszczeniu

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (7a)$$

lub po przeprowadzeniu prostego przekształcenia trygonometrycznego może być przedstawiony w postaci:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \dots \dots \dots (7b)$$

Porównując wzór (3a) z wzorem (7a) łatwo można zaobserwować zależność między współczynnikiem parcia a współczynnikiem odporu dla gruntu pozbawionego spójności:

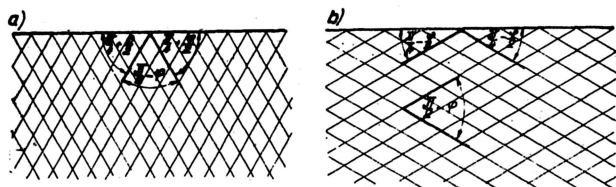
$$K_a = \frac{1}{K_p} \dots \dots \dots (8)$$

Dla gruntu posiadającego spójność  $c \neq 0$ , lecz o kącie  $\varphi = 0$ , można napisać wielkość współczynnika odporu podobnie, jak wykonano to powyżej dla współczynnika parcia (wzór 4):

$$K_p = 1 + \frac{2c}{\gamma h} \dots \dots \dots (9)$$

Podane wyżej wielkości współczynników parcia i odporu  $K_a$  i  $K_p$  przedstawiają graniczne wartości, oczywiście przy założeniu, że pełny opór tarcia i pełny opór spójności osiągają swą największą wartość i zachowują swe największe wartości po odkształceniu. Założenie to nasuwa szereg wątpliwości i nie może być przyjęte przy ścisłym teoretycznym analizowaniu zagadnienia parcia i odporu gruntu.

Należy również wspomnieć o tym, że w metodzie klasycznej płaszczyny poślizgu przyjmowane są a priori. Dla warunków zadania płaskiego płaszczyny poślizgu przedstawione są jako 2 rodziny prostych równoległych wyznaczających stały kąt przecięcia równy  $\left( \frac{\pi}{2} - \varphi \right)$  lub  $\left( \frac{\pi}{2} + \varphi \right)$ . Dla przypadku parcia proste te tworzą z poziomym naziemem kąt równy  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ ; dla przypadku odporu kąt z poziomym naziemem wynosi  $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ . Linie poślizgu dla przypadku parcia przedstawiono na ryc. 1a, a dla przypadku odporu na ryc. 1b.



Ryc. 1

Fig. 1

Wykres ciśnień na ścianę w metodzie klasycznej ma kształt trójkąta, podobnie jak rozkład parcia hydrostatycznego. Dalszą konsekwencją tego jest rozkład ciśnienia wzdłuż płaszczyny poślizgu również według trójkąta. Ale jak łatwo można sprawdzić przy powyższych założeniach warunki równowagi nie mogą być spełnione, z wyjątkiem szczególnie prostych przypadków, np. dla poziomego naziomu i gładkiej ściany. Wynika więc z tego, że albo wykres ciśnień nie ma kształtu trójkąta, albo poślizg nie odbywa się po płaszczynie. Dlatego też teoretyczna strona metody klasycznej w dobie dzisiejszej jest nie do przyjęcia. Już zresztą w 1936 r. K. Terzaghi po przeprowadzeniu wielu doświadczeń w dużej skali i zebrań szeregu sprawdzonych wyników podał, że podstawowe założenia klasycznej teorii parcia i odporu są niezgodne z istniejącą zależnością między naprężeniem a odkształceniem w gruncie, nie wyłączając piasku. Dlatego też należy zaprzestać stosowania tej teorii.

Jak wykazały najnowsze badania, obliczenia przeprowadzone według metody klasycznej dają dla przypadku parcia wyniki mniejsze od wielkości rzeczywiste występujących przy zachowaniu warunków płaskiego naziomu i braku tarcia między ścianą a gruntem. Natomiast w przypadku odporu obliczenia dają wyniki większe od wielkości rzeczywiste występujących. I jeśli przy obliczeniu parcia gruntu błąd nie przekracza kilku procent, to przy wyznaczaniu wielkości odporu możemy otrzymać wyniki różniące się od rzeczywiste występujących o 50 i więcej procent.

Z tych też względów przy obliczaniu wielkości parcia najczęściej posługujemy się, ze względu na ich prostotę wzorami wziętymi z metody klasycznej i opartymi o założenie płaszczyny poślizgu. Jedynie w niektórych przypadkach bardziej skomplikowanych przyjmuje się zakrzywioną powierzchnię poślizgu.

#### METODY OPARTE NA TEORII PLASTYCZNOŚCI

Plastyczny stan ciała można opisać albo za pomocą warunku granicznej wartości intensywności naprężeń stycznych, albo też za pomocą granicznej wartości największego naprężenia stycznego.

Przy rozwiązywaniu zagadnień mechaniki gruntów warunek granicznej intensywności naprężeń stycznych jest stosowany w mniejszym stopniu, niż warunek granicznej wartości największego naprężenia stycznego.

Warunek plastyczności będący pewnym związkiem między naprężeniami może być przedstawiony za pomocą równania:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \dots \dots \dots (10)$$

w którym  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  oznaczają trzy naprężenia główne. Podkreślić należy, że postać funkcji nie zależy od stanu naprężeń. Dla jednoosiowego rozciągania i czystego ścinania powyższe równanie przybiera postać odpowiadającą osiągnięciu przez naprężenia granicy plastyczności:

$$\sigma = \sigma_{p1} \text{ i } \tau = \tau_{p1} \dots \dots \dots (11)$$

Najszerzej stosowany jest warunek (sformułowany przez M. Hubera i R. Misesa), że przy plastycznym stanie materiału intensywność naprężeń stycznych jest wielkością stałą.

Warunek ten wyrażony jest dla prostokątnego układu osi współrzędnych  $x, y$  z następującymi równaniami Hubera-Misesa:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) = 2\sigma_{p1}^2 \dots \dots \dots (12)$$

gdzie  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  są składowymi normalnymi,  $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$  — składowymi stycznymi.

Jak już wyżej nadmieniono, większe jednak zastosowanie w mechanice gruntów ma warunek granicznej wartości największego naprężenia stycznego. W tym przypadku powstanie stanu plastycznego uzależnione jest od naprężeń stycznych, działających w najbardziej niebezpiecznych przekrojach. W mechanice gruntów najczęściej stosuje się warunek plastyczności zakładający, że przy plastycznym stanie materiału maksymalne różnice między bezwzględną wielkością naprężenia stycznego  $\tau_n$ , a określoną funkcją naprężenia normalnego  $\sigma_n$ , działających w tym samym przekroju, jest równa zero

$$\{|\tau_n| - f(\sigma_n)\}_{\max} = 0 \dots \dots \dots (13)$$

We wzorze tym postać funkcji  $f(\sigma_n)$  charakteryzuje mechaniczne własności materiału.

W mechanice gruntów najczęściej przyjmuje się liniowy charakter funkcji  $f(\sigma_n)$  zgodnie z równaniami Coulomba (1):

$$f(\sigma_n) = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c \dots \dots \dots (14)$$

Dwie płaszczyzny, na których  $|\tau_n| = f(\sigma_n)$  nazywają się płaszczyznami poślizgu. Przechodzą one przez jedną z osi głównych i tworzą jednakowe kąty z dwiema pozostałymi osiami głównymi. W obszarze znajdującym się w stanie plastycznym można poprowadzić powierzchnie mające tę własność, że płaszczyzny styczne do nich w dowolnie obranym punkcie są identyczne z odpowiednimi płaszczyznami poślizgów. Powierzchnie te nazywamy powierzchniami poślizgów.

Przy płaskim stanie odkształceń powierzchnie poślizgów muszą być powierzchniami walcowymi o tworzących równoległych. Linie przecięcia tych powierzchni z płaszczyzną prostopadłą do tworzących, nazywamy liniami poślizgu. Równania różniczkowe linii poślizgu zostały podane przez Köttera:

$$\frac{d\sigma_E}{ds_1} + 2\sigma_E \frac{d\theta}{ds_1} \operatorname{tg} \varphi = -\gamma \sin \left( \theta + \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cos \varphi$$

$$\frac{d\sigma_E}{ds_2} - 2\sigma_E \frac{d\theta}{ds_2} \operatorname{tg} \varphi = \gamma \sin \left( \theta - \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cos \varphi \quad (15)$$

gdzie

$$\sigma_E = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \operatorname{ctg} \varphi$$

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \dots \dots \dots (16)$$

Należy podkreślić, że równania Köttera nie stanowią jednoznacznego rozwiązania, ponieważ w równaniu istnieją dwie niewiadome, a mianowicie kształt linii poślizgu oraz naprężenie w płaszczyźnie poślizgu. Dlatego też możliwe jest uzyskanie rozwiązania jedynie po przyjęciu dodatkowych założeń. Z ważniejszych wyników opracowanych na podstawie równania Köttera należy wymienić wyniki Nadaï'a (1928), Caquot'a (1949), S. Sokołowskiego (1957). Należy również podać, że analityczne metody są stosunkowo trudne i praktyczne ich zastosowanie jest sprawą bardzo pracochłonną. Dlatego też dla celów praktycznych jest wskazane korzystanie z wykresów lub tablic, znakomicie upraszczających tok obliczeń. Również na uwagę, ze względów praktycznych, zasługują metody wykreślne pozwalające na uzyskanie dostatecznie dokładnych wyników przy znacznie mniejszym nakładzie pracy, niż wymagany jest dla rozwiązań analitycznych.

#### METODY WYKREŚLNE

Z metod wykreślnych znana jest najszerzej metoda S. S. Gołuszkiewicza (1957). Na tej podstawie można wykreślić linię poślizgu spełniającą równanie Köttera. W metodzie Gołuszkiewicza dla uzyskania rozwiązania należy wykreślać trzy współśrodkowe koła.

Znacznie prostszym sposobem jest wykreślenie kształtu linii poślizgu polegające na wykorzystaniu zależności geometrycznych między kierunkami naprężeń głównych oraz kierunkami stycznych do linii poślizgu w punkcie P, a kierunkami prostych przechodzących przez biegun koła naprężeń.

Odbiera się w gruncie punkt P (ryc. 2a), w którym znana jest wielkość średniego naprężenia głównego  $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ . Niech będzie również znany kierunek

przekroju 1—1 płaszczyzny prostopadłej do płaszczyzny fizycznej przechodzącej przez punkt P. Ponieważ  $\sigma_1$  i  $\sigma_3$  są naprężeniami głównymi można również wykreślić kierunek działania naprężenia  $\sigma_3$  oraz kierunek przekroju 3—3.

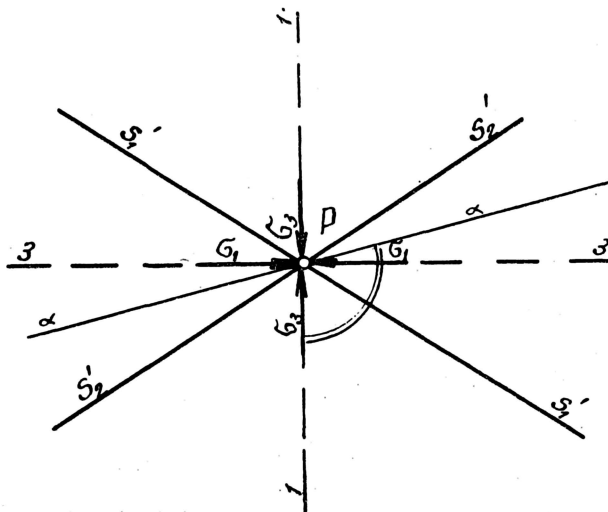
Na płaszczyźnie naprężeń (ryc. 2b) można wykreślić koło naprężeń, którego współrzędne środka wynoszą:  $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ , 0, a wielkość promienia:  $c \cos \varphi +$

$+\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi$ . Po wykreśleniu koła naprężeń

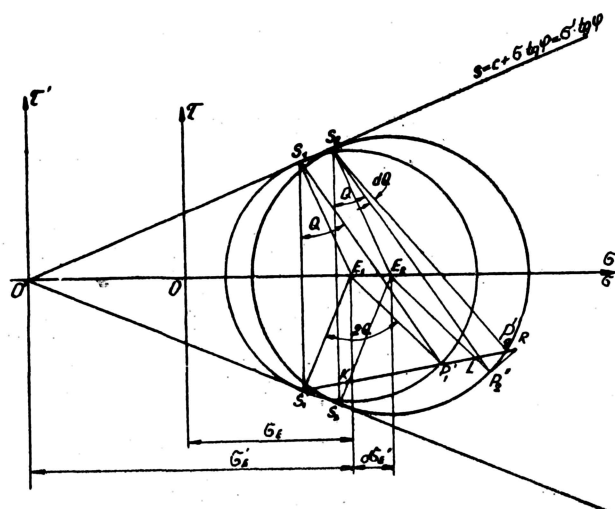
wyznaczamy biegun koła naprężeń  $P_p$  oraz kierunki linii poślizgu przechodzących przez punkt P (proste  $S_1 P_p$ ;  $S_2 P_p$ ). Te kierunki linii poślizgu wykreśla się następnie na płaszczyźnie fizycznej. Będą to proste  $S'_1 S'_1$  i  $S'_2 S'_2$  przechodzące przez punkt P na ryc. 2a.

Jeśli teraz znany jest stan naprężenia w punkcie  $P_1$  i znajdzie się odpowiadający biegun  $P'_1$  (ryc. 2a), to dla punktu  $P_2$  położonego nieskończenie blisko punktu

a)



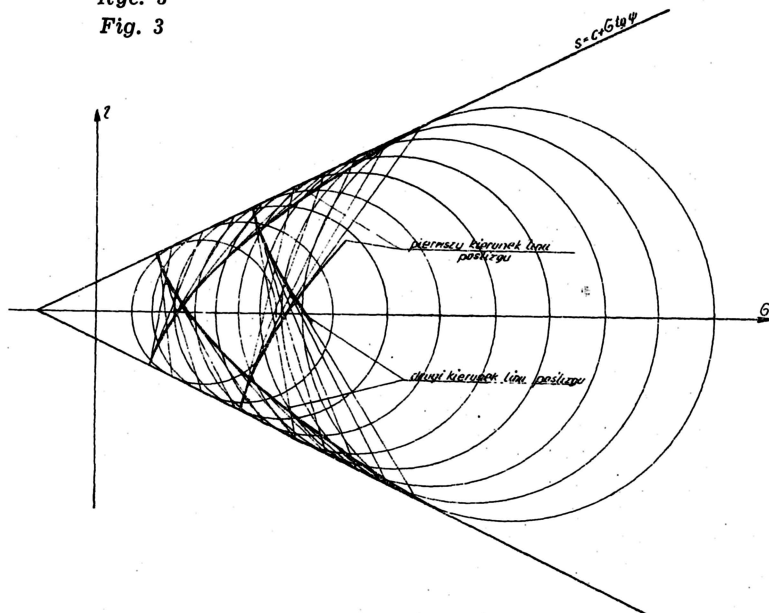
b)



Ryc. 2 a i b.

Fig. 2 a and b.

Ryc. 3  
Fig. 3



$P_1$  można znaleźć położenie bieguna  $P_2'$  prowadząc prostą  $S_1'P_1$  do przecięcia z kołem naprężeń, którego środek  $E_2$  jest przesunięty wzdłuż osi  $\sigma$  o wielkość  $d\sigma'_E$  w stosunku do położenia środka  $E_1$  koła naprężeń wykreślonego dla punktu  $P_1$ . Konstrukcja dla przypadku odporu została przedstawiona na ryc. 3a.

Prosty dowód oparty na zależnościach geometrycznych pozwala na udowodnienie, że przy stosowaniu tego rodzaju konstrukcji linia zmiany położenia biegunów  $P'$  spełnia równanie Köttera przy pominięciu ciężaru gruntu.

Dla przypadku parcia zależności są podobne i w rezultacie istnieje możliwość prostej konstrukcji linii poślizgu zarówno dla przypadku parcia, jak i odporu. Przykładowe kierunki linii poślizgu wykreślono na ryc. 3 dla przypadku parcia.

Proste metody wykreślne zezwolą na znaczne zmniejszenie nakładu pracy niezbędnego przy stosowaniu metod analitycznych. Na podkreślenie zasługuje również fakt, że przy metodach wykreślnych możliwe jest uzyskanie wymaganego stopnia dokładności rozwiązania jedynie w zależności od podziałki rysunku.

## LITERATURA

1. Cytowicz N. A. — Mechanika gruntów. Moskwa — Leningrad 1952.
2. Glazer Ż. — Metody wykreślne wyznaczania linii poślizgu w gruncie. Warszawa 1961.
3. Gołuszkiewicz S. S. — Statyka przedzielnych sostożanij gruntowych mass. Moskwa 1957.
4. Prager W. — Probleme der Plastizitätstheorie. Basel 1955.

## SUMMARY

The question of pressure and resistance of ground represents one of the fundamental problems of ground mechanics. Knowledge, how to determine the right value of pressure and resistance of ground is very important when projecting and constructing various engineering objects.

The problem of pressure and resistance of ground appears in many cases. Among others, the following groups are to be stressed here, as most important ones:

1. problem of horizontal pressure,
2. problem of foundations,
3. problem of stability of slopes.

The author discusses in the paper the problems connected with the resistance of ground to shearing, models of ground environment, classical method of determining the pressure and resistance of ground, methods based on plasticity theory and others.

## РЕЗЮМЕ

Одной из основных проблем механики грунтов является сжатие и сопротивление грунта. Определение правильного значения этих величин имеет решающее значение для проектирования и сооружения большинства инженерных объектов. С вопросом сжатия и сопротивления грунтов мы сталкиваемся в большом количестве случаев, самые важные из которых

1. Горизонтальное сжатие, 2. Фундирования, 3. Устойчивость откосов.

Автор рассматривает сопротивление грунта, модели скелета грунта, классический метод определения сжатия и сопротивления, методы, основанные на теории пластичности и др.