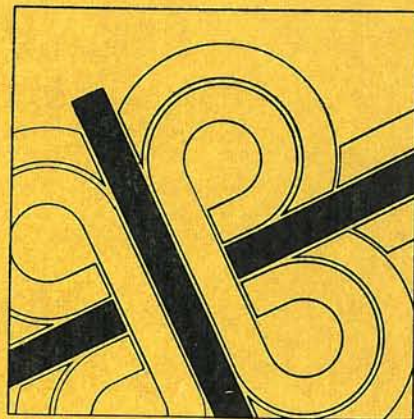


BIBLIOTEKA DROGOWNICTWA

Dr hab. inż. Jerzy Madej

Metody sprawdzania stateczności zbroczy



Ilościowa ocena stateczności zbroczy

Elementy analizy stateczności zbroczy

Ogólna charakterystyka metod obliczeniowych

Podstawy metody pasków

Uprozczone rozwiązania metody pasków

Dokładne rozwiązania metody pasków

Dokładność i zakres wykorzystania metody pasków

Stosowanie eto w analizie stateczności zbroczy

Programy obliczeń stateczności zbroczy na maszynach cyfrowych

Nomogramy do wyznaczania współczynnika m_α

Charakterystyka analizowanych zbroczy



Rada Programowa Serii

Przewodniczący
mgr inż. MARIAN OLEWIŃSKI

członkowie

mgr inż. STEFAN ROLLA
mgr inż. JERZY WALAWSKI
doc. dr inż. ZBIGNIEW BZYMEK
dr HALINA CHROSTOWSKA
mgr CZESŁAW KULESZA

doc. mgr inż. ZYGMUNT WRZEŚNIEWSKI

sekretarz

mgr inż. TADEUSZ DĄBROWSKI

Opracowanie graficzne
TADEUSZ PIETRZYK

Opiniodawca
prof. RUDOLF MOLISZ

Redaktor
inż. TADEUSZ BARAŃSKI

Redaktor techniczny
JADWIGA MAJEWSKA

Korektor
HALINA OLEŚKIEWICZ
ALINA PODMIOTKO

001.8:624.137.1:624.131.53

Obszerny i wyczerpujący opis najważniejszych metod sprawdzania stateczności zbroczy, stosowanych do rozwiązywania praktycznych zagadnień inżynierskich. Zakres stosowania poszczególnych metod, ich ocena i wskazówki dotyczące racjonalnego posługiwania się tymi metodami. Pracę charakteryzuje nowoczesność ujęcia tematyki. Autor popiera wywody teoretyczne przykładami praktycznymi, a posługując się eto (schematy blokowe programów obliczeń wraz z opisem możliwości ich stosowania i sposobu interpretacji wyników), czyni to w sposób jasny i w zakresie zupełnie wystarczającym dla potrzeb inżynierskich.

Książka jest przeznaczona dla inżynierów biur projektów oraz jednostek eksploatacyjnych dróg kołowych i kolejowych, studentów kierunków budownictwa lądowego i komunikacji.

ISBN 83-206-0209-2

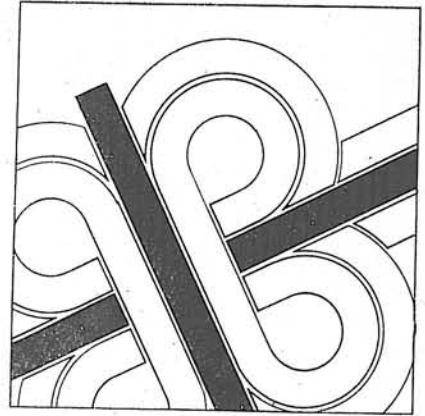


Wydawnictwa Komunikacji i Łączności
Warszawa 1981

© Copyright by Wydawnictwa
Komunikacji i Łączności
Warszawa 1981

Dr hab. inż. Jerzy Madej

Metody sprawdzania stateczności zboczy



PRZEDMOWA / Optymalne wymiarowanie zboczy powstających, w wyniku działalności człowieka, lub ocena stateczności istniejących zboczy naturalnych, wymaga znajomości zapasu bezpieczeństwa koniecznego do utrzymania stateczności zbocza. Celem tej książki jest przedstawienie metod obliczeniowych stosowanych najczęściej w praktyce, ze wskazaniem nie tylko zakresu ich stosowania lecz również uproszczeń i ograniczeń. Natomiast wybór odpowiedniej metody, zależnej od przewidywanego przebiegu powierzchni poślizgu oraz wymaganego stopnia dokładności wyników, należy już do Czytelnika.

Oceniając wiarygodność wyników obliczeń należy pamiętać o tym, że oprócz dokładności metod obliczeniowych zasadnicze znaczenie ma dokładność danych wejściowych. W przypadku analizy stateczności zboczy dotyczy to wytrzymałości gruntu oraz sposobu działania wody gruntowej, które to czynniki zostały omówione w rozdziale 2.

Pomimo dużej liczby istniejących metod sprawdzania stateczności zboczy różnice występujące pomiędzy nimi nie są zbyt wielkie, a w przypadku rozwiązań dokładnych wyniki obliczeń są bardzo zbliżone do siebie. Dlatego w książce nie analizowano, a często nawet nie wspomniano o wielu metodach, które nie znalazły zastosowania praktycznego, chociaż są one często cytowane w podręcznikach do mechaniki gruntów.

Natomiast szczegółowo została opisana metoda równowagi granicznej, a ściślej mówiąc jej wariant nazywany *metoda pasków* i stosowany najczęściej w praktyce inżynierskiej. W rozdziałach 4, 5 i 6 podano założenia i zasady rozwiązania metody pasków, jak również wzory dotyczące uproszczonych lub dokładnych rozwiązań tej metody.

Analiza stateczności zboczy znalazła idealne narzędzie w postaci elektronicznej techniki obliczeniowej. Dlatego też w rozdziałach 7 i 8 zostały opisane zasady programowania obliczeń oraz podano charakterystykę programów opracowanych przez autora.

Przedmowa	1
1	
Ilościowa ocena stateczności zboczy	3
1.1	
Cel i zakres stosowania metod obliczeniowych	3
1.2	
Ocena zapasu bezpieczeństwa stateczności zboczy	4
1.3	
Analiza stateczności zboczy w przypadkach specjalnych	9
2	
Elementy analizy stateczności zboczy	14
2.1	
Działanie wody gruntowej	14
2.2.	
Warunki stanu granicznego	23
2.3	
Parametry wytrzymałościowe gruntu	25
2.4	
Wzbudzony opór ścinania gruntu	29
3	
Ogólna charakterystyka metod obliczeniowych	31
3.1	
Podział metod obliczeniowych	31
3.2	
Metody empiryczne	32
3.3	
Metoda równowagi granicznej	33
3.4	
Metoda granicznego stanu naprężenia	35
3.5	
Metoda wzbudzonego oporu ścinania	40
4	
Podstawy metody pasków	43
4.1	
Założenia	43
4.2	
Siły działające na pasek	45

Programy te, wykorzystujące uproszczone i dokładne rozwiązania metody pasków, zapewniają rozwiązanie praktycznie każdego problemu inżynierskiego w zakresie analizy stateczności ośrodka gruntowego na poślizg. Umożliwiają one również opracowanie nomogramów, które jednakże nie zostały zamieszczone w książce. Wynika to z tego, że nomogramy z konieczności ograniczają się do prostych przypadków budowy zbocza, które bardzo rzadko występują w praktyce.

W wielu przypadkach wstępnego sprawdzenia stateczności dokonuje się na podstawie obliczeń wykonanych kalkulatorem. Wzory takich obliczeń, przeprowadzonych przy zastosowaniu metod uproszczonych, podano w rozdziale 5. W celu ułatwienia wykonywania obliczeń, w rozdziale 10 zostały zamieszczone nomogramy współczynnika m_α , występującego we wszystkich wzorach na współczynnik stateczności.

Zamierzeniem autora było napisanie książki przeznaczonej dla szerokiego kręgu użytkowników. Z tego względu oprócz ostatecznych wzorów i przykładów obliczeń podano założenia metod obliczeniowych i zasady rozwiązania, umożliwiające bardziej świadomy wybór jednej z metod. Podobnie w części dotyczącej stosowania eto nie ograniczono się tylko do charakterystyki opracowanych programów obliczeń, ale opisano również zasady programowania, ułatwiające samodzielne wykonanie takich programów. Wreszcie obszernie zestawienie pozycji bibliograficznych służyć ma tym, którzy będą chcieli pogłębić wiadomości w wybranych zagadnieniach analizy stateczności zboczy.

Autor ma nadzieję, że jego zamierzenia chociaż w części zostały zrealizowane. Ocena stopnia realizacji tych zamierzeń, dokonana przez Czytelników, będzie cenną wskazówką w dalszej pracy nad problematyką stateczności zboczy.

J. MADEJ

Koszalin, maj 1981

4.3	Zasady rozwiązania	47
5	Uproszczone rozwiązania metody pasków	49
5.1	Analiza stateczności zboczy przy założeniu walcowej powierzchni poślizgu	49
5.2	Analiza stateczności zbocza przy założeniu dowolnej powierzchni poślizgu	58
6	Dokładne rozwiązania metody pasków	69
6.1	Kryteria poprawności rozwiązania dokładnego	69
6.2	Klasyfikacja rozwiązań dokładnych	73
6.3	Metoda Spencera	75
6.4	Rozwiązanie autora	79
7	Dokładność i zakres wykorzystania metody pasków	84
7.1	Ocena dokładności metody pasków	84
7.2	Zakres stosowania rozwiązań uproszczonych i dokładnych	93
8	Stosowanie eto w analizie stateczności zboczy	95
8.1	Ogólne problemy programowania	95
8.2	Sposób opisywania zbocza	96
8.3	Podział masywu osuwiska na paski	99
8.4	Wyznaczanie wielkości charakterystycznych w paskach	101
9	Programy obliczeń stateczności zbocza na maszynach cyfrowych	107
9.1	Zastosowanie uproszczonych rozwiązań metody pasków	107
9.2	Zastosowanie dokładnego rozwiązania metody pasków	115
10	Nomogramy do wyznaczania współczynnika m_α	125
11	Charakterystyka analizowanych zboczy	132
12	Ważniejsze oznaczenia stosowane w książce	136
	Literatura	140

1

Ilościowa ocena stateczności zboczy*

1.1 CEL I ZAKRES STOSOWANIA METOD OBLICZENIOWYCH W praktyce inżynierskiej spotyka się wiele konstrukcji i obiektów, w których utrata stateczności może nastąpić w wyniku poślizgu masy gruntu o mniejszej lub większej objętości. Poślizg taki jest spowodowany przekroczeniem wytrzymałości gruntu na ścinanie wzdłuż określonej powierzchni, przebiegającej w ośrodku gruntowym i nazywanej powierzchnią poślizgu. Cechą charakterystyczną tego typu zjawisk jest to, że zasadniczymi siłami dążącymi do naruszenia stateczności są siły masowe, pochodzące od ciężaru gruntu oraz siły hydrodynamiczne, wywołane przepływem wody przez grunt. Natomiast siły pochodzące od przyłożonych obciążeń zewnętrznych mają najczęściej drugorzędne znaczenie, co nie znaczy że należy je pomijać w analizie stateczności na poślizg.

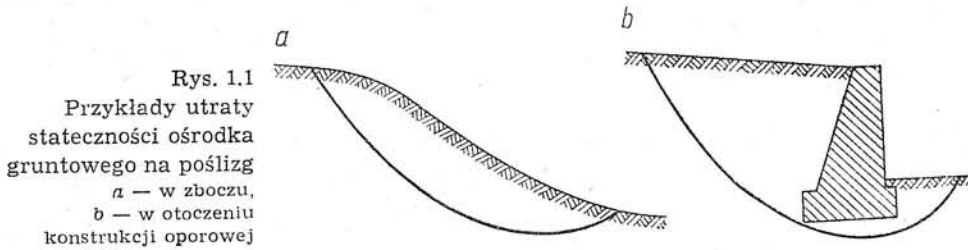
Wymiarowanie zboczy sztucznych (skarp), stanowiących element konstrukcyjny wielu budowli ziemnych (między innymi wszelkich nasypów i przekopów, zapór ziemnych lub narzutowych, składowisk odpadów przemysłowych), wymaga ustalenia takiej geometrii zbocza, aby w porównaniu z fizycznymi i mechanicznymi właściwościami gruntu i działającymi obciążeniami, zapewnić bezpieczeństwo budowli przy racjonalnej wysokości kosztów jej wykonania.

Doświadczenie uczy, że liczne budowle ziemne uległy uszkodzeniu lub zniszczeniu w wyniku utraty stateczności zbocza na poślizg [81, 98]. W wielu przypadkach przyczyną katastrofy była niewłaściwa ocena czynników decydujących o stateczności (zwłaszcza wytrzymałości gruntów i wpływu wody gruntowej) lub też błędy wykonawstwa (zbyt małe zagęszczenie gruntów w zboczu lub nieodpowiednie odwodnienie). Równie istotną przyczyną wielu awarii było zastosowanie metody sprawdzania stateczności zboczy zbyt małej dokładności lub nie odpowiadającej mechanizmowi osuwiska w warunkach naturalnych. Można by stąd wyciągnąć wniosek o celowości stosowania bardziej bezpiecznych metod sprawdzania stateczności zboczy. Trzeba jednakże uwzględnić to, że ocena stateczności zboczy na podstawie tzw. metod bezpiecznych, charakteryzujących się ukrytym zapasem bezpieczeństwa, prowadzi do

*) Pojęciem zbocza objęte są zbocza naturalne i sztuczne (skarpy).

rozwiązań nieekonomicznych, zwłaszcza w przypadku dużych budowli inżynierskich, takich jak np. wysokie zapory ziemne lub głębokie kopalnie odkrywkowe. Dlatego zrozumieliśmy staję się fakt, że tak wielu badaczy pracuje nad rozwojem i udoskonalaniem metod sprawdzania stateczności zboczy.

Zjawisko utraty stateczności na poślizg jest obserwowane najczęściej w zboczach gruntowych i skalnych pochodzenia naturalnego lub sztucznego (rys. 1.1a). Chodzi tu wtedy o procesy osuwiskowe, o różnym charakterze i zasięgu [25]. Podobny charakter zniszczenia może wystąpić również w przypadku konstrukcji oporowych, których zadaniem jest zapewnienie stateczności ośrodka gruntowego, lub innych materiałów rozdrobnionych, w warunkach istniejącej różnicy poziomów (rys. 1.1b). Konstrukcje takie można potraktować jako szczególny przypadek zbocza, którego skarpa jest pionowa lub prawie pionowa. Z tego względu do analizy stateczności na poślizg obydwu ogólnych przypadków, przedstawionych na rysunku 1.1, wykorzystuje się te same metody



obliczeń, niezależnie od tego czy konstrukcję oporową tworzy ściana masywna, lekki mur kątowy, ścianka szczelna lub szczelinowa, czy też grunt zbrojony.

Należy więc pamiętać o tym, że używane w książce wyrażenie „analiza stateczności zboczy” oznacza analizę stateczności na poślizg, która może być również stosowana w odniesieniu do wszelkich konstrukcji oporowych.

- 1.2** Wymiarowanie nowo wznoszonych budowli ziemnych lub zapewnienie **OCENA ZAPASU BEZPIECZEŃSTWA STATECZNOŚCI ZBOCZA** stateczności zboczy naturalnych wymaga zachowania odpowiedniego zapasu bezpieczeństwa, zapewnionego nadwyżką sił utrzymujących równowagę zbocza w stosunku do sił dążących do naruszenia tej równowagi. Gdyby wszystkie parametry uwzględniane w analizie stateczności zbocza były wyznaczane z dużą dokładnością, a ponadto wartości ich były stałe, wówczas wystarczyłby minimalny zapas bezpieczeństwa, aby stateczność zbocza była zachowana. W rzeczywistości warunki te nie są spełniane, a zapas bezpieczeństwa przekracza niekiedy połowę sił zapewniających stateczność zbocza.
- Bez względu na wymaganą wartość tego zapasu, konieczna jest ilościowa ocena stateczności zbocza. Na stateczność tę wpływa wiele czynników, do których między innymi należą: geometria zbocza (wysokość i nachylenie), budowa geologiczna, wytrzymałość gruntów tworzących zbocze oraz działające nań obciążenia, ze szczególnym uwzględnieniem wpływu wody

gruntowej. Czynniki te są uwzględniane z mniejszą lub większą dokładnością, w metodach sprawdzania stateczności zboczy. W większości tych metod wynikiem obliczeń jest bezwymiarowy parametr F , zwany współczynnikiem stateczności lub, jak chcą niektórzy autorzy (np. Biernatowski [6], Wojciechowski [110]), wskaźnikiem stateczności. Współczynnik stateczności zbocza najczęściej jest odnoszony do parametrów wytrzymałościowych gruntu, chociaż jego definicja i sposób wyznaczania uległy zmianom. Początkowo wymagano tylko aby kąt tarcia wewnętrznego Φ_{req} zapewniający równowagę sił działających na masyw osuwiska, był mniejszy od wyznaczonego dla danego gruntu kąta tarcia wewnętrznego [52]. W pierwszej propozycji Felleniusa [32] współczynnik stateczności wynikał ze stosunku spójności c_{req} , gwarantującej równowagę sił dla założonego kąta tarcia wewnętrznego Φ , do wyznaczonej w gruncie spójności c . Według Terzaghiego [103] współczynnik ten należało określać z porównania sił utrzymujących równowagę, wyznaczanych na podstawie rzeczywistych parametrów wytrzymałościowych gruntu Φ i c , z siłami dążącymi do naruszenia tej równowagi. Wreszcie w roku 1936 Fellenius [33] zaproponował określenie współczynnika stateczności zbocza jako stosunku rzeczywistych parametrów wytrzymałościowych gruntu do parametrów, jakie muszą ulec wzbudzeniu w gruncie, aby zbocze znajdowało się w stanie równowagi granicznej. Definicja ta przetrwała do czasów obecnych w następującej postaci:

$$F = \frac{c}{c_m} = \frac{\text{tg } \Phi}{\text{tg } \Phi_m} \quad (1.1)$$

w której symbol m oznacza wzbudzone parametry wytrzymałości gruntu na ścinanie.

Założenie, że tak zdefiniowany współczynnik stateczności jest jednakowy dla tarcia wewnętrznego i dla spójności, a ponadto ma stałą wartość wzdłuż całej powierzchni poślizgu, może budzić wątpliwości, chociaż jest uzasadnione w przypadku metody równowagi granicznej i metody stanu granicznego.

Możliwość stosowania różnych wartości współczynnika stateczności w odniesieniu do tarcia wewnętrznego

$$F_\Phi = \frac{\text{tg } \Phi}{\text{tg } \Phi_m} \quad (1.2.a)$$

i do spójności

$$F_c = \frac{c}{c_m} \quad (1.2.b)$$

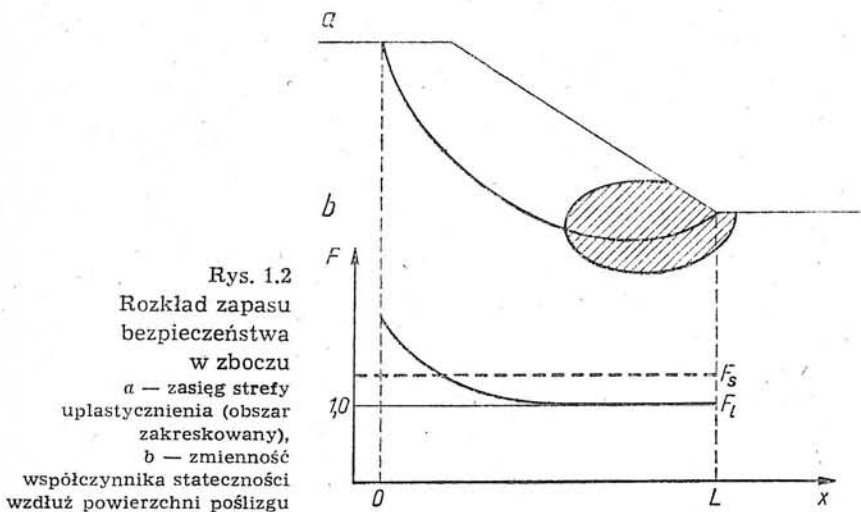
była analizowana, między innymi, również przez Taylora [102]. Wykazał on, że dla skrajnego przypadku $F_\Phi = 1,0$ z warunku równowagi granicznej można wyznaczyć odpowiednią wartość współczynnika F_c i odwrotnie, założenie $F_c = 1,0$ pozwala wyznaczyć współczynnik F_Φ , zapewniający wystąpienie stanu granicznego. Ponadto pomiędzy tymi skrajnymi parami współczynników F_c i F_Φ można znaleźć nieskończoną liczbę kombinacji,

które będą gwarantować uzyskanie stałej wartości współczynnika stateczności w odniesieniu do wytrzymałości na ścinanie.

Współczynnik ten jest wyznaczany ze stosunku:

$$F_l = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (1.3)$$

w którym τ_f jest wytrzymałością gruntu na ścinanie, zaś τ jest uśrednionym, rzeczywistym naprężeniem stycznym, działającym na powierzchni poślizgu. Wprawdzie każdej parze współczynników F_c i F_ϕ będzie odpowiadać nieco inna krytyczna powierzchnia poślizgu, nie ma to jednakże istotnego znaczenia z punktu widzenia praktyki inżynierskiej. Obserwacje rozwijających się procesów osuwiskowych pozwalają wnioskować, że graniczny stan naprężenia powstaje najpierw w pewnej strefie zbocza a następnie rozszerza się, prowadząc do powstania powierzchni lub strefy poślizgu [51]. W wielu przypadkach stan taki może wystąpić w ograniczonym obszarze zbocza, które mimo to nie utraci stateczności dzięki istnieniu dużego zapasu bezpieczeństwa w pozostałym obszarze. Jest zatem rzeczą oczywistą, że wartości lokalnego współczynnika stateczności F_l , określone dla krótkich odcinków potencjalnej powierzchni poślizgu, będą zmieniać się od jedności (w strefie występowania stanu granicznego) do wartości znacznie wyższych od globalnego (średniego) współczynnika stateczności F_s (rys. 1.2).



Wartości lokalnego współczynnika stateczności w poszczególnych punktach lub odcinkach potencjalnej powierzchni poślizgu wyznacza się w praktyce z podanego uprzednio wzoru (1.3):

$$F_l = \frac{\tau_f}{\tau}$$

który dla założenia

$$F_\phi = F_c = F \quad (1.4)$$

jest jednoznaczny z warunkiem (1.1). Natomiast globalny (średni) współczynnik stateczności może być określony podanymi tu dwoma

sposobami. Jeżeli rozkład naprężeń stycznych i wytrzymałość gruntu na ścinanie jest określony funkcją, zmieniającą się wzdłuż powierzchni poślizgu, to wtedy globalny współczynnik stateczności będzie określony wzorem:

$$F_s = \frac{\int_L \tau_t dl}{\int_L \tau dl} \quad (1.5)$$

gdzie L jest długością powierzchni poślizgu [6]. Natomiast wtedy, gdy lokalny współczynnik stateczności jest określony tylko na pewnym odcinku powierzchni poślizgu, jak to ma miejsce przy stosowaniu metody elementów skończonych, wartość współczynnika globalnego uzyskuje się ze wzoru:

$$F_s = \frac{\sum F_i \cdot l}{L} \quad (1.6)$$

gdzie l jest długością poszczególnych odcinków powierzchni poślizgu [62]. Nieco inną miarą stateczności zbocza może być zapas stateczności, który jest nadwyżką sił oporu ścinania nad siłami stycznymi, działającymi wzdłuż powierzchni poślizgu [6]. Zgodnie z tą definicją zapas stateczności jest określony wzorem:

$$Z_s = \int_L (\tau_t - \tau) dl \quad (1.7)$$

Dla takiego założenia, położenie krytycznej powierzchni poślizgu znajduje się z warunku

$$\min \int_L (\tau_t - \tau) dl \geq 0 \quad (1.8)$$

przy wykorzystaniu metod rachunku wariacyjnego [5].

Podobny charakter ma propozycja Wojciechowskiego [110], który wprowadza pojęcie zapasu nośności Z_n . Jest to uogólniona siła, przyłożona w określonym punkcie zbocza, znajdującego się w stanie granicznym, który to stan odpowiada wzbudzonym parametrom wytrzymałościowym gruntu, Φ_m i c_m . Oznacza to, że oprócz współczynnika stateczności F istnieje dodatkowy zapas bezpieczeństwa, w postaci wspomnianej siły Z_n . Podejście takie jest związane ze stosowaniem metody stanu granicznego, gdzie warunkiem uzyskania rozwiązania jest obciążenie górnego naziomu zbocza.

Dwie ostatnie propozycje ilościowej oceny stateczności zbocza w postaci zapasu stateczności Z_s lub zapasu nośności Z_n mają tę wadę, że nie pozwalają na porównywanie wyników obliczeń nawet w przypadku zboczy niewiele różniących się od siebie. Określone wartości siły Z_s lub Z_n nie dają bowiem żadnej wskazówki o tym, o ile stan naprężenia w gruncie odbiega od stanu granicznego, którego osiągnięcie jest równoznaczne z utratą stateczności zbocza.

Wyznaczanie współczynnika stateczności zbocza na podstawie maksymalnej i wzbudzonej wytrzymałości gruntu na ścinanie jest

pewnym uproszczeniem, opartym na tradycyjnym podejściu do wyników analizy stateczności zboczy. Wprawdzie największy wpływ na błędy wymiarowania ma niedostateczne rozpoznanie rozkładu fizycznych i mechanicznych właściwości gruntów, tym niemniej istotne znaczenie ma także ścisłość wyznaczania obciążeń działających na zbocze oraz dokładność stosowanych metod obliczeniowych.

Jednym ze sposobów uwzględniania tych wpływów jest wprowadzenie cząstkowych współczynników pewności [41]. Współczynniki te, o wartości większej od jedności, stosuje się jako mnożniki do obciążeń i jako dzielniki do parametrów wytrzymałościowych gruntów. Zgodnie z propozycją Hückla, po uwzględnieniu cząstkowych współczynników pewności, ośrodek gruntowy powinien spełniać warunek równowagi granicznej z pewnym dodatkowym zapasem bezpieczeństwa. Tak więc ogólny współczynnik stateczności powinien być większy od jedności, a jego wartość należałoby wyznaczać przy użyciu metod probabilistycznych. Takie podejście, w nieco zmodyfikowanej formie, znalazło zastosowanie w normie PN-74/B-03020 [114]. Zachowanie stateczności ośrodka gruntowego w I stanie granicznym wymaga spełnienia następującego warunku:

$$Q_r \leq m \cdot Q_f \quad (1.9)$$

gdzie:

Q_r — obciążenie obliczeniowe,

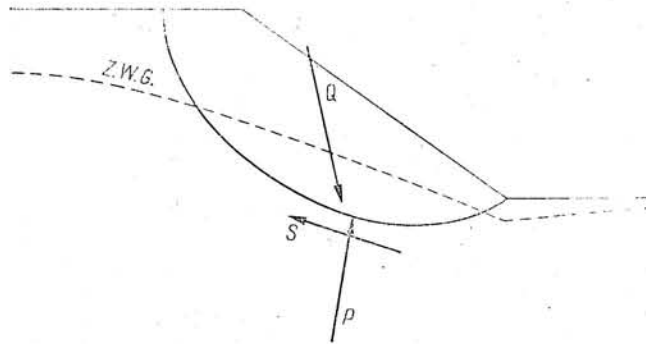
Q_f — opór graniczny ośrodka gruntowego,

m — współczynnik warunków pracy.

Obciążenie obliczeniowe wyznacza się przy zastosowaniu współczynników obciążenia n , zaś wartość oporu granicznego odpowiada obliczeniowym parametrom geotechnicznym, uzyskanym w wyniku mnożenia odpowiednich wielkości normowych przez współczynnik niejednorodności k . Współczynniki n i k spełniają zatem rolę współczynników cząstkowych, zaś współczynnik warunków pracy m , zawsze mniejszy od jedności, oznacza konieczność zachowania dodatkowego zapasu bezpieczeństwa. Różnica w stosunku do propozycji Hückla polega na zastosowaniu analizy statystycznej do oszacowania stateczności ośrodka gruntowego. Dotyczy to współczynnika niejednorodności k , który jest zmienny i zależy od wartości odchylenia standardowego poszczególnych parametrów geotechnicznych. Deterministyczne podejście, stosowane w metodach wyznaczania współczynnika stateczności zboczy, nie uwzględnia naturalnej zmienności poszczególnych czynników decydujących o tej stateczności. Dotyczy to zwłaszcza właściwości gruntu. Dlatego też coraz częściej są podejmowane próby wprowadzenia rachunku prawdopodobieństwa który, zakładając losowy charakter zmiennych, pozwala oszacować bezpieczną wartość współczynnika stateczności [1]. Analiza tego problemu w odniesieniu do stateczności zboczy, wraz z przykładami zastosowań, jest przedstawiona w pracach Biernatowskiego [2, 3, 4, 5]. Wprawdzie dotychczasowe rozwiązania uwzględniają zmienność tylko wybranych parametrów przy

wykorzystaniu uproszczonych metod obliczeniowych, tym niemniej należy liczyć się z dalszym rozwojem metod probabilistycznych i koniecznością stosowania ich w rozwiązywaniu zagadnień praktycznych.

- 1.3** Zgodnie ze schematem przedstawionym na rysunku 1.3, na masę potencjalnego osuwiska w ogólnym przypadku działają trzy siły, a mianowicie:
- ANALIZA STATECZNOŚCI ZBOCZY W PRZYPADKACH SPECJALNYCH**
- Q — wypadkowa sił pochodzących od ciężaru gruntu, od obciążeń zewnętrznych i ciśnienia spływowego,
 - P — wypadkowa reakcji podłoża na powierzchni poślizgu,
 - S — wypadkowa sił oporu tarcia i spójności, działających wzdłuż powierzchni poślizgu.



Rys. 1.3
Uogólnione siły
działające na masę
osuwiska

Z analizy stosowanych w praktyce metod obliczeniowych wynika, że każda z nich niezależnie od przyjętego modelu ośrodka gruntowego, mechanizmu osuwiska i sposobu rozwiązania, sprowadza się do wyznaczenia tych sił i określenia wynikającego stąd zapasu bezpieczeństwa w zboczu. Takie podejście daje zadowalające wyniki przy rozwiązywaniu większości problemów inżynierskich, tym niemniej należy liczyć się z przypadkami, w których zastosowanie konwencjonalnych metod obliczeniowych może prowadzić do istotnych błędów i stanowić zagrożenie stateczności zbocza. Specjalnego potraktowania w analizie stateczności zboczy wymaga, między innymi, zjawisko postępującego niszczenia zbocza i wpływ drgań sejsmicznych.

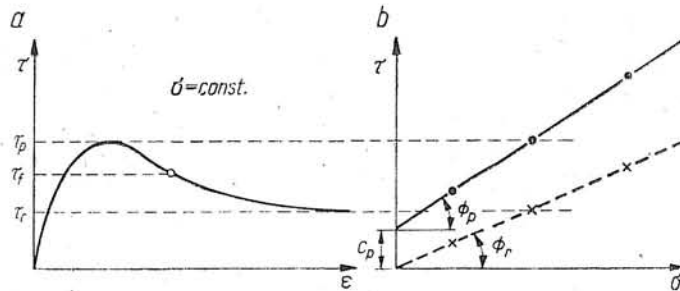
1.3.1 Postępujące niszczenie zboczy

Postępujące niszczenie może rozwinąć się w zboczach zbudowanych z przekonsolidowanych lub spękanych ilów, jak również w tych zboczach gdzie istnieją powierzchnie osłabienia, będące pozostałością dawnych ruchów osuwiskowych. W takich przypadkach stwierdzono powstawanie osuwisk, mimo to że analiza stateczności wykazała istnienie odpowiedniego zapasu bezpieczeństwa [42]. Wprowadził już w roku 1936 Terzaghi [104], zwrócił uwagę na zmniejszenie wytrzymałości gruntów spoistych w czasie, jednakże dopiero Skempton [87] w roku 1964 dokonał analizy długotrwałej stateczności zboczy w powiązaniu z rezydualną wytrzymałością gruntów

na ścinanie. Zagadnienie to zostało rozwinięte przez Bjerruma [14], który przedstawił koncepcję mechanizmu postępującego niszczenia oraz czynniki decydujące o rozpoczęciu takiego procesu w zboczu.

Proces postępującego niszczenia jest związany ze zmniejszeniem wytrzymałości w miarę wzrostu przemieszczeń, który jest obserwowany w przekonsolidowanych lub spęczanych iłach. Przy małych odkształceniach grunt osiąga maksymalną wartość wytrzymałości τ_p , która następnie maleje aż do osiągnięcia wartości rezydualnej (resztkowej) τ_r (rys. 1.4a). Badania wykonane na kilku próbkach pozwalają wyznaczyć odpowiednie parametry wytrzymałości maksymalnej i rezydualnej, jak to pokazano na rysunku 1.4b. Wyniki badań wskazują na to, że rezydualna spójność c_r

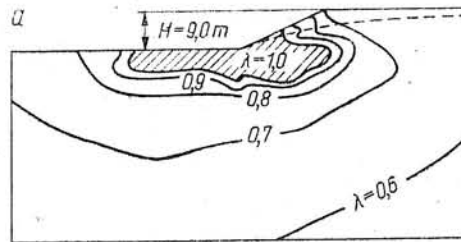
Rys. 1.4
Wyniki badania wytrzymałości przekonsolidowanych iłów (wg Skempton [87])
a — zależność wytrzymałości od przemieszczenia,
b — parametry wytrzymałości maksymalnej i trwałej



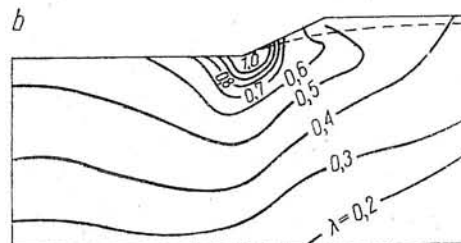
osiąga niewielkie wartości, dlatego też najczęściej przyjmuje się, ją równą, zeru [8, 87].

Takie zachowanie się gruntów wymaga specjalnego podejścia do analizy stateczności zboczy. Przyjęcie parametrów wytrzymałości maksymalnej zawyża współczynnik stateczności i jest rozwiązaniem niebezpiecznym. Z drugiej strony zastosowanie parametrów wytrzymałości rezydualnej zaniża współczynnik stateczności i prowadzi do rozwiązań nieekonomicznych.

Informacje o zasięgu obszaru, w którym została przekroczona wytrzymałość maksymalna i grunt charakteryzuje się wytrzymałością



Rys. 1.5
Izolinie współczynnika λ w zboczu jednorodnym dla różnych wartości współczynnika parcia spoczynkowego K_0 (wg Loo i Lee [55])
a — dla $K_0 = 0,5$;
b — dla $K_0 = 1,0$



rezydualną, można uzyskać jedynie przy zastosowaniu metody elementów skończonych [113]. W celu uzyskania poprawnego rozwiązania konieczne jest jednakże przyjęcie odpowiedniego modelu ośrodka gruntowego, jakim jest na przykład ciało sprężysto-plastyczne z osłabieniem. Model taki zastosowali w obliczeniach Lo i Lee [55], uzyskując izolinie stopnia wzbudzenia wytrzymałości na ścinanie, przedstawione na rysunku 1.5. Współczynnik λ oznacza tu stosunek naprężeń stycznych do wytrzymałości na ścinanie, a zatem w obszarze zakreskowanym, ograniczonym linią $\lambda = 1,0$, grunt znajduje się w stanie granicznym. Można więc przyjąć, że w tym obszarze została przekroczona wytrzymałość maksymalna i grunt charakteryzuje się wytrzymałością rezydualną, zaś lokalny współczynnik stateczności równy jest jedności.

Przedstawiona poprzednio metoda wymaga użycia pojemnych i szybkich maszyn cyfrowych, co praktycznie wyklucza możliwość stosowania tego rodzaju obliczeń w rozwiązywaniu zagadnień inżynierskich. Natomiast praktyczne znaczenie może mieć propozycja Bishopa [9], uwzględniająca zmianę wytrzymałości gruntu wzdłuż powierzchni poślizgu, od wartości maksymalnej do rezydualnej.

Z wykresu przedstawionego na rysunku 1.4a widać, że wytrzymałość gruntu, poza początkową strefą małych odkształceń może przyjmować następujące wartości:

$$\tau_r \leq \tau_f \leq \tau_p \quad (1.10)$$

zależnie od powstałych przemieszczeń gruntu. Miarą zmniejszenia się tej wytrzymałości w porównaniu do wartości maksymalnej jest, zaproponowany przez Skemptoną [87], wskaźnik relaksacji R (ang.: *residual factor*). Wskaźnik ten jest określony wzorem:

$$R = \frac{\tau_p - \tau_f}{\tau_p - \tau_r} \quad (1.11)$$

zgodnie z oznaczeniami przedstawionymi na rysunku 1.4. Wartości współczynnika relaksacji mogą zmieniać się od zera (co odpowiada maksymalnej wytrzymałości gruntu na ścinanie) do jedności (gdy wytrzymałość gruntu zmniejsza się do wartości rezydualnej).

Przekształcenie wzoru (1.11) prowadzi do następującego związku:

$$\tau_f = \tau_p - R(\tau_p - \tau_r) \quad (1.12)$$

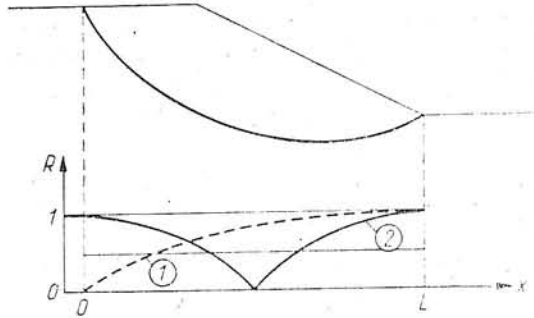
i zgodnie z przedstawioną uprzednio zmiennością wskaźnika R otrzymuje się:

$$\tau_f = \tau_p, \text{ gdy } R = 0$$

$$\tau_f = \tau_r, \text{ gdy } R = 1$$

Postępujące niszczenie zbocza, spowodowane występowaniem dużych przemieszczeń i związanym z nimi zmniejszeniem wytrzymałości gruntu, rozpoczyna się przeważnie u podnóża zbocza i w jego górnej części. Z tego względu, zdaniem Bishopa, celowe jest wyznaczanie współczynnika stateczności zbocza dla dwóch rozkładów wartości wskaźnika R , przedstawionych na rysunku 1.6. Przy takim założeniu wytrzymałość gruntu zależy nie tylko od wartości naprężenia normalnego, lecz również

od położenia analizowanego punktu na powierzchni poślizgu. Zaś uwzględnienie zmian wytrzymałości gruntu, od wartości maksymalnej (dla $R = 0$) do rezydualnej (dla $R = 1$), daje w wyniku mniejsze prawdopodobieństwo utraty stateczności zbocza.



Rys. 1.6
Rozkład wartości
wskaźnika relaksacji R
wzdłuż powierzchni
poślizgu (wg Bishopa [9])

Ponieważ wytrzymałość rezydualna jest charakteryzowana tylko kątem tarcia wewnętrznego Φ_r , dokładność wyników obliczeń będzie zależeć również od poprawności wyznaczenia naprężeń lub sił normalnych do założonej powierzchni poślizgu. Wpływa stąd wniosek, że analiza stateczności zboczy, które mogą ulegać postępującemu niszczeniu, wymaga stosowania dokładniejszych metod obliczeniowych.

1.3.2 Wpływ drgań sejsmicznych

Fale sprężyste, powstające podczas trzęsienia ziemi, nadają ośrodkowi gruntownemu pewne przyspieszenie. Wynikiem działania tych fal są siły sejsmiczne, równe iloczynowi przyspieszenia i masy ciała. We wszystkich obiektach położonych na powierzchni ziemi powstają przy tym siły bezwładności, równe co do wielkości siłom sejsmicznym lecz skierowane przeciwnie do kierunku ich działania. W ten sposób trzęsienie ziemi wywołują w zboczach dodatkowe obciążenia, których czas działania jest równie krótki, jak czas trwania drgań sejsmicznych [25].

Te dodatkowe obciążenia zmieniają układ sił, działających na masyw potencjalnego osuwiska, a tym samym wpływają na zmianę zapasu bezpieczeństwa w zboczu. W praktyce inżynierskiej zakłada się, że siły te działają poziomo w kierunku do skarpy, co oznacza pogorszenie stateczności zbocza.

Prostą metodę uwzględniania wpływu drgań sejsmicznych na stateczność zboczy zaproponował Terzaghi w roku 1950 (według [83]). Dodatkowa siła pozioma, działająca na masyw osuwiska, jest zaczepiona w jego środku ciężkości, jak to pokazano na rysunku 1.7. Wartość tej siły jest proporcjonalna do masy osuwiska i do przyspieszenia sejsmicznego.

Współczynnik stateczności zbocza w warunkach trzęsienia ziemi wyznacza się dowolną metodą obliczeń. W zależności od wymaganego stopnia dokładności wyników można stosować klasyczną metodę koła tarcia [67], oraz uproszczone [34] lub dokładne [82] rozwiązania metody pasków. Współczynnik sejsmiczny k przyjmuje się najczęściej w postaci stosunku przyspieszenia sejsmicznego do przyspieszenia ziemskiego g . Przy takim

2

Elementy analizy stateczności zboczy

DZIAŁANIE WODY GRUNTOWEJ 2.1 Woda gruntowa, jako jedna z głównych przyczyn powstawania osuwisk w zboczach, wymaga szczególnej uwagi w analizie stateczności zboczy. Z jednej strony wpływa ona na układ sił i naprężeń w zboczu, powodując w warunkach ustalonego przepływu dodatkowe obciążenie gruntu siłami hydrodynamicznymi lub zmniejszając siły oporu ścinania (jako wynik wzrostu ciśnienia porowego) w strefie potencjalnego poślizgu. Z drugiej strony woda gruntowa, zwiększając w przypadku braku lub nieprawidłowego odwodnienia lub zmniejszając w procesie konsolidacji wilgotność gruntu w zboczu, oddziałuje w istotny sposób na wytrzymałość gruntu, decydującą o stateczności zbocza.

Modyfikując nieco propozycję Taylora [102], który wyróżnia cztery schematy obliczeniowe stateczności zboczy, można rozważać trzy zasadnicze przypadki działania wody gruntowej w zboczu, a mianowicie:

- 1) zbocze podtopione wodą,
- 2) ustalony przepływ wody w zboczu,
- 3) ciśnienie wody w porach, wywołane szybkim wykonywaniem nasypu lub wykopu w gruncie spoistym.

2.1.1 Zbocze podtopione wodą

Częściowe lub całkowite podtopienie zbocza wodą powoduje zmianę układu sił, które działają na masyw potencjalnego osuwiska w sposób pokazany na rysunku 2.1a.

Jeżeli część masywu osuwiska znajdującą się poniżej swobodnego zwierciadła wody potraktuje się jako sztywną bryłę, to siłami naruszającymi równowagę zbocza będą siły W_1 , W_2 i U . Siła U oznacza wypadkową sił parcia wody, działających na bryłę ograniczoną konturem $CDEFG$, natomiast siły masowe W_1 i W_2 są określone wzorami:

$$W_1 = V_1 \cdot \rho \cdot g \quad (2.1)$$

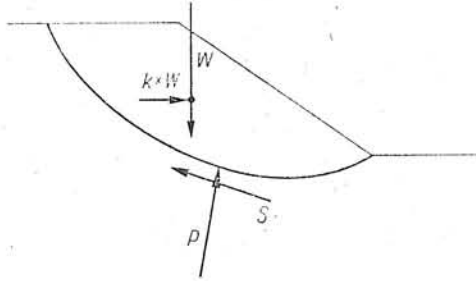
$$W_2 = V_2 \cdot \rho_{sr} \cdot g \quad (2.2)$$

gdzie:

V_1 — objętość bryły ograniczonej konturem $ABCG$,

V_2 — objętość bryły ograniczonej konturem $CDEFG$,

założeniu pozioma siła wywołana trzęsieniem ziemi jest równa iloczynowi współczynnika sejsmicznego k i siły od ciężaru gruntu W , jak to oznaczono na rysunku 1.7.

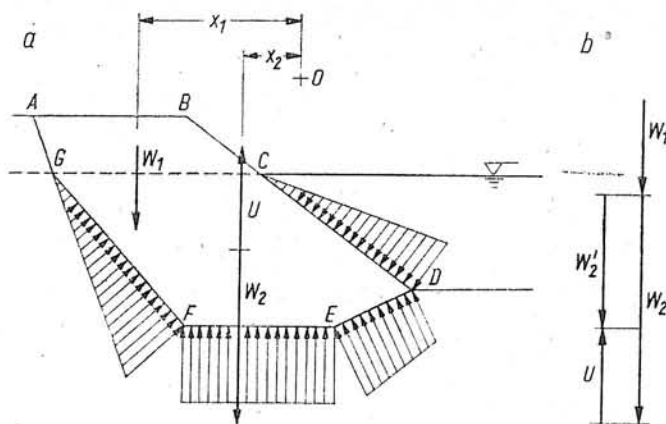


Rys. 1.7
Układ sił w zboczu
w warunkach drgań
sejsmicznych

Zgodnie z raportem Międzynarodowego Stowarzyszenia Wielkich Zapór, wartości współczynnika sejsmicznego, przyjmowane w obliczeniach stateczności zapór ziemnych w różnych krajach, zmieniają się w granicach $k = 0,1 \div 0,2$. Podobne kryteria projektowania są podane przez Seeda [83], który zaleca przyjęcie wartości $k = 0,1$ dla trzęsienia ziemi stopnia 6,5 oraz $k = 0,25$ dla trzęsienia ziemi stopnia 8,25, pod warunkiem że współczynnik stateczności będzie większy niż 1,15. Według radzieckiej normy GOST — 52 [25] współczynnik sejsmiczny zależy od siły trzęsienia ziemi, podanej w skali 12-stopniowej. Wartości tego współczynnika zmieniają się od $k = 0,005$ (dla stopnia 5) do $k = 0,5$ (dla stopnia 11).

Uwzględnianie wpływu drgań sejsmicznych w postaci dodatkowej siły poziomej, działającej w sposób statyczny, daje dobre wyniki w tych przypadkach, gdy zbocze i jego podłoże jest zbudowane z gruntów mało wrażliwych na zjawiska sejsmiczne, towarzyszące trzęsieniu ziemi. Do tej grupy należą grunty spoiste (iły, gliny zwięzłe i gliny) oraz zagęszczone grunty niespoiste. Natomiast w przypadkach gruntów mało spoistych (zwłaszcza pyłów) oraz gruntów niespoistych w stanie średnio zagęszczonym i luźnym, charakteryzujących się ponadto dużą wilgotnością, stosowanie uprzednio opisanej metody sprawdzania stateczności nie gwarantuje zachowania stateczności zbocza w warunkach trzęsienia ziemi. Drgania sejsmiczne powodują bowiem w tych gruntach przede wszystkim wzrost ciśnienia wody w porach, a w konsekwencji zmniejszenie ich wytrzymałości, prowadzące do upłynnienia gruntu w pewnych obszarach zbocza.

Dlatego też w drugiej grupie gruntów (mało spoistych i niespoistych), lepsze wyniki daje oszacowanie odkształceń i przemieszczeń gruntu wywołanych drganiami sejsmicznymi [73] lub ocena stateczności przy uwzględnieniu zmian naprężeń w gruncie i jego wytrzymałości [83].



Rys. 2.1
Siły działające na masyw osuwiska w zboczu podtopionym wodą
a — układ sił w zboczu,
b — wielobok sił

ρ — gęstość objętościowa* gruntu powyżej zwierciadła wody,
 ρ_{sr} — gęstość objętościowa gruntu całkowicie nasyconego wodą,
 g — przyspieszenie ziemskie.

Na podstawie przyjętego uprzednio założenia stwierdza się, że wypadkowe parcie wody U , zgodnie z prawem Archimedesesa, może być obliczone ze wzoru:

$$U = V_2 \cdot \rho_w \cdot g \quad (2.3)$$

gdzie ρ_w oznacza gęstość wody. Siłę tę można traktować zatem jako wypór wody. Z analizy rozkładu sił działających na ciało zanurzone w wodzie wynika wniosek, że linia działania wyporu przechodzi przez środek ciężkości zanurzonej objętości ciała, traktowanej jako bryła jednorodna [79]. A zatem linia działania siły U powinna pokrywać się z linią działania siły W_2 , niezależnie od kształtu założonej powierzchni poślizgu.

Pewne różnice pomiędzy liniami działania sił U i W_2 mogą powstać wtedy, gdy gęstość objętościowa gruntu w zboczu będzie rozłożona nierównomiernie. Ponieważ najczęściej gęstość tę przyjmuje się stałą w obrębie poszczególnych warstw gruntu, wynikający stąd błąd obliczeń można praktycznie pominąć.

Wypadkową siłę W_2 i U będzie siła W'_2 , przedstawiona na rysunku 2.1b.

Wykorzystując wzory (2.2.) i (2.3), siłę tę można wyznaczyć w sposób następujący:

$$W'_2 = W_2 - U = V_2 \cdot g (\rho_{sr} - \rho_w) \quad (2.4)$$

skąd wynika ostateczny wzór:

$$W'_2 = V_2 \cdot \rho' \cdot g \quad (2.5)$$

Występujący w tym wzorze symbol ρ' oznacza gęstość objętościową gruntu z uwzględnieniem wyporu wody. Tak więc moment sił naruszających równowagę zbocza liczony względem dowolnego punktu obrotu O , będzie zapisany równaniem:

$$M_0 = W_1 \cdot x_1 + W'_2 \cdot x_2 \quad (2.6)$$

zgodnie z oznaczeniami podanymi na rysunku 2.1.

*) Według legalnych jednostek miar SI odpowiada to gęstości pozornej, autor jednak zachował w całej pracy określenie „gęstość objętościowa” zgodnie z PN-74/B-02480.

2.1.2 Ustalony przepływ wody w zboczach

Zjawisko ustalonego przepływu wody w gruncie występuje w wielu obiektach sztucznych, którymi są zapory ziemne o różnym przeznaczeniu, jak i w zboczach naturalnych. Ruch wody w gruncie powoduje powstanie sił hydrodynamicznych, działających zgodnie z kierunkiem przepływu wody, o wartości określonej wzorem:

$$J = V \cdot i \cdot \rho_w \cdot g \quad (2.7)$$

gdzie:

V — objętość gruntu, przez który przepływa woda,

i — spadek hydrauliczny

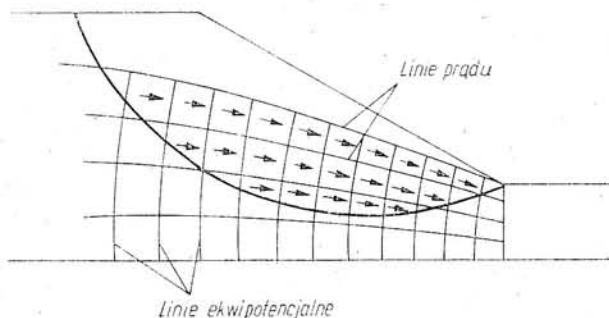
ρ_w — gęstość wody,

g — przyspieszenie ziemskie.

Siły hydrodynamiczne są siłami wewnętrznymi, dążącymi do przesunięcia szkieletu gruntowego. Dlatego też, rozpatrując równowagę szkieletu gruntowego, należy uwzględnić siły hydrodynamiczne oraz siły masowe od ciężaru objętościowego gruntu z uwzględnieniem wyporu wody. Natomiast rozpatrując równowagę całej bryły gruntu nasyconego wodą, należy uwzględnić działanie sił zewnętrznych od wody oraz sił masowych od ciężaru objętościowego gruntu całkowicie nasyconego wodą [53]. Obie te metody prowadzą do takich samych wyników, przy czym wybór jednej z nich zależy od niektórych elementów analizy stateczności zbocza (charakter przepływu wody w gruncie, kształt założonej powierzchni poślizgu).

W celu poprawnego określenia sił hydrodynamicznych konieczne jest wyznaczenie hydrodynamicznej siatki filtracji. Siatkę taką, z mniejszą lub większą dokładnością, można wyznaczyć za pomocą metod analitycznych, numerycznych lub doświadczalnych [84, 89]. Wśród tych ostatnich najczęściej stosuje się metodę analogii elektro-hydrodynamicznej.

Siatka hydrodynamiczna umożliwia określenie sił hydrodynamicznych w całym analizowanym zboczach, jak to pokazano na rysunku 2.2



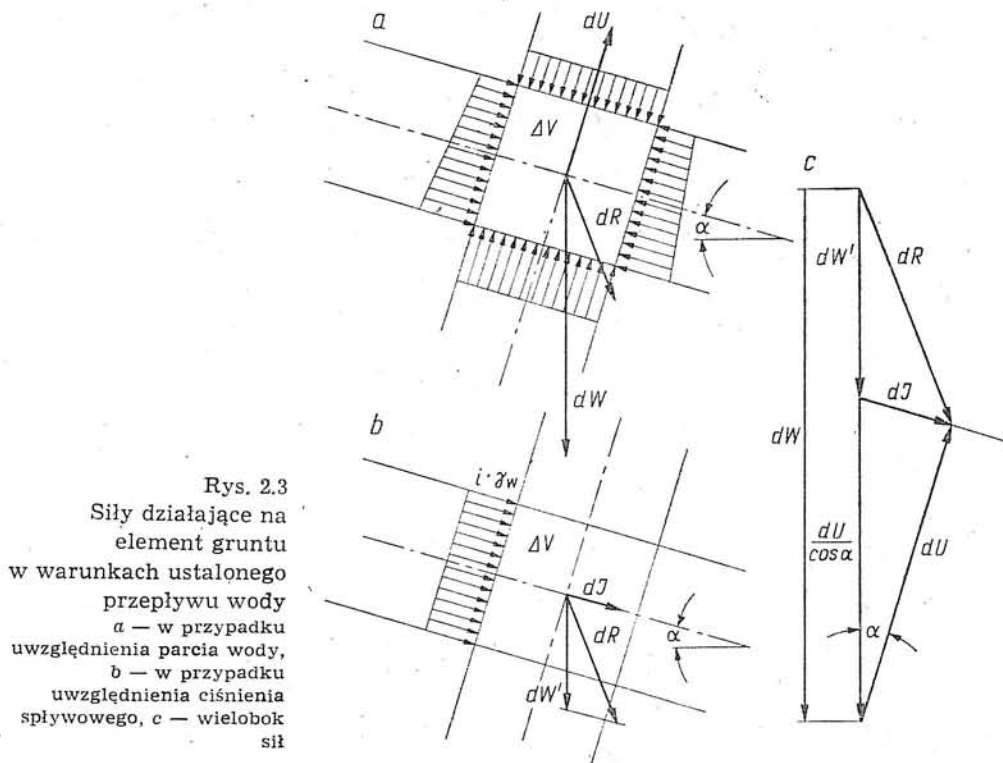
Rys. 2.2
Hydrodynamiczna siatka
filtracji w zboczach

W zależności od zastosowanej metody sprawdzania stateczności zbocza oblicza się wypadkową sił hydrodynamicznych, działających na masyw osuwiska, lub też siły działające na poszczególne elementy tego masywu (np. w metodzie pasków).

To drugie podejście zostało przedstawione w pracy Piweckiego i Granatowicza [78]. Siatka hydrodynamiczna jest opisana siatką trójkątów, w wierzchołkach których jest podane ciśnienie wody. Zastosowana przez tych autorów metoda pasków (szwedzka lub Bishopa) wymaga wyznaczenia składowych siły hydrodynamicznej w każdym pasku, co jest praktycznie możliwe tylko w razie wykonywania obliczeń na maszynach cyfrowych.

W wielu przypadkach siły hydrodynamiczne można również wyznaczyć w sposób uproszczony, zgodnie z propozycją przedstawioną przez Pilota [77], a opartą na rozważaniach Taylora [102].

Jeżeli założyc prostoliniowy przepływ wody, to prostokątny element gruntu całkowicie nasyconego wodą, ograniczony dwiema liniami ekwipotencjalnymi i dwiema liniami prądu, jest obciążony w sposób



pokazany na rysunku 2.3a. Siły działające na element gruntu o objętości ΔV są określone w sposób następujący:

$$dW = \Delta V \cdot \rho_{sr} \cdot g \quad (2.8)$$

$$dU = \Delta V \cdot \rho_w \cdot g \cdot \cos \alpha \quad (2.9)$$

przy czym α jest kątem nachylenia linii prądu do poziomu. Wartość i kierunek działania siły wypadkowej dR wynikają z wieloboku sił (rys. 2.3c). Ciśnienie spływowe, działające na analizowany element gruntu, będzie równe:

$$j = i \cdot \rho_w \cdot g \quad (2.10)$$

przy czym w warunkach prostoliniowego przepływu wody spadek hydrauliczny będzie stały i równy nachyleniu linii prądu do poziomu, czyli:

$$i = \sin \alpha \quad (2.11)$$

Wprowadzenie siły hydrodynamicznej o wartości:

$$dJ = \Delta V \cdot \rho_w \cdot g \cdot \sin \alpha \quad (2.12)$$

wymaga uwzględnienia wyporu wody przy wyznaczaniu siły masowej dW' (rys. 2.3b). Siła ta będzie zatem określona wzorem:

$$dW' = \Delta V \cdot \rho' \cdot g \quad (2.13)$$

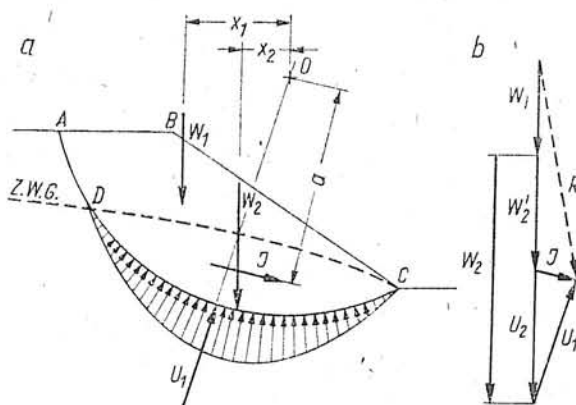
Wypadkową sił, działających na rozpatrywany element gruntu, będzie w tym przypadku również siła dR , jak to można łatwo sprawdzić na podstawie wieloboku sił, wykreślonego na rysunku 2.3c.

Przeprowadzona analiza potwierdza równoważność obydwu schematów obciążenia gruntu w warunkach prostoliniowego przepływu wody.

Ponieważ w rzeczywistości przepływ wody prawie nigdy nie jest prostoliniowy, konieczne jest wprowadzenie uproszczenia, polegającego na uśrednieniu nachylenia linii prądu w zboczu. Uproszczenie to ogranicza zakres stosowania propozycji Pilota do tych przypadków, w których przepływ wody w zboczu nie ulega zaburzeniom. Taki sposób obliczania sił hydrodynamicznych jest celowy zwłaszcza w analizie stateczności zboczy wzdłuż powierzchni poślizgu o nieregularnym kształcie, odbiegającym od powierzchni walcowej.

Przykładem zastosowania tego typu uproszczenia jest praca Šabanova [96]. Analizując stateczność zbocza metodą stanu granicznego, autor ten uwzględnia dodatkowe siły masowe, wywołane przepływem wody w gruncie. W pracy tej założono prostoliniowy przepływ wody w całym zboczu, rozważając najniekorzystniejszy przypadek przepływu w kierunku równoległym do nachylenia skarpy. Wyniki rozwiązania, w postaci charakterystyk pola naprężeń i równostatecznego profilu skarpy, potwierdzają negatywny wpływ sił hydrodynamicznych na stateczność zbocza.

W przypadku analizy stateczności zboczy wzdłuż walcowych powierzchni poślizgu siły hydrodynamiczne z reguły są zastępowane siłą masową od



Rys. 2.4
Siły działające na masy osuwiska ograniczony walcową powierzchnią poślizgu
a — układ sił w zboczu,
b — wielobok sił

ciężaru wody, wypełniającej bryłę ograniczoną zwierciadłem wody gruntowej i powierzchnią poślizgu. Prawidłowość takiego przyjęcia została wykazana między innymi przez Taylora [102].

Siły działające na masyw osuwiska w warunkach ustalonego przepływu wody w zboczu, przedstawia rysunek 2.4.

Moment sił naruszających równowagę zbocza, przy uwzględnieniu sił masowych i parcia wody wzdłuż powierzchni poślizgu, liczony względem środka krzywizny O , jest zapisany równaniem:

$$M_0 = W_1 \cdot x_1 + W_2 \cdot x_2 \quad (2.14)$$

W równaniu tym nie występuje siła U_1 , przechodząca przez punkt obrotu O , natomiast siły W_1 i W_2 wyznacza się ze wzorów:

$$W_1 = V_1 \cdot \rho \cdot g \quad (2.15)$$

$$W_2 = V_2 \cdot \rho_{sr} \cdot g \quad (2.16)$$

gdzie:

V_1 — objętość bryły ograniczonej konturem $ABCD$,

V_2 — objętość bryły ograniczonej zwierciadłem wody gruntowej i powierzchnią poślizgu,

zaś pozostałe oznaczenia jak we wzorach (2.1) i (2.2).

Jeżeli będzie się rozpatrywać siły działające na wodę wypełniającą część masywu osuwiska o objętości V_2 , to oprócz wypadkowej parcia U_1 , występuje tu siła hydrodynamiczna J oraz siła masowa U_2 , określona wzorem:

$$U_2 = V_2 \cdot \rho_w \cdot g \quad (2.17)$$

Siły U_1 i U_2 , odpowiadające parciu i ciężarowi wody, równoważne są sile hydrodynamicznej J , jak to wynika z wieloboku sił wykreślonego na rysunku 2.4b. A zatem jednakowe też będą momenty tych sił liczone względem punktu O .

Ponieważ moment siły U_1 jest równy zeru, uzyskuje się następujący związek:

$$U_2 \cdot x_2 = J \cdot a \quad (2.18)$$

Wprowadzając moment sił hydrodynamicznych do równania (2.14), należy odjąć moment siły U_2 . Równanie to przyjmie zatem postać:

$$M_0 = W_1 \cdot x_1 + (W_2 - U_2) x_2 + J \cdot a \quad (2.19)$$

Wykorzystując wzory (2.16) i (2.17), otrzymuje się ostateczną postać równania momentów:

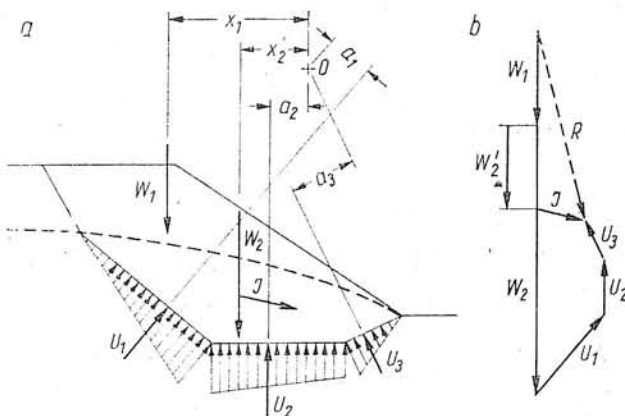
$$M_0 = W_1 \cdot x_1 + W'_2 \cdot x_2 + J \cdot a \quad (2.20)$$

w którym siła W'_2 odpowiada gęstości objętościowej gruntu z uwzględnieniem wyporu wody, czyli:

$$W'_2 = V_2 \cdot \rho' \cdot g \quad (2.21)$$

Widać stąd, że moment sił naruszających równowagę zbocza, liczony względem środka krzywizny powierzchni poślizgu, ma jednakową wartość zarówno przy uwzględnieniu sił hydrodynamicznych (równanie (2.20)), jak

i przy uwzględnieniu siły masowej od ciężaru wody (równanie (2.14)). Potwierdza to również wielobok sił, w którym wypadkowa siła R jest taka sama w przypadku uwzględnienia sił W_1 , W_2 i U , jak i w przypadku rozpatrywania sił W_1 , W_2 i J (rys. 2.4b). Równoważność momentów sił hydrodynamicznych i od ciężaru wody, w przypadku walcowych powierzchni poślizgu, została wykazana także przez Jacenkowa [45]. Również wtedy gdy masę potencjalnego osuwiska jest ograniczony powierzchnią poślizgu o dowolnym kształcie, działanie sił hydrodynamicznych można zastąpić działaniem sił masowych od ciężaru



Rys. 2.5
Siły działające na masy osuwiska ograniczony dowolną powierzchnią poślizgu
a — układ sił w zbczu,
b — wielobok sił

wody i sił parcia wzdłuż założonej powierzchni poślizgu (rys. 2.5). Należy jednakże pamiętać o tym, że przy obliczaniu momentów sił naruszających równowagę zbcza konieczne jest uwzględnianie sił parcia wody na powierzchnię poślizgu, jak to ma miejsce w metodzie Nonveillera, opisaney w punkcie 5.2.

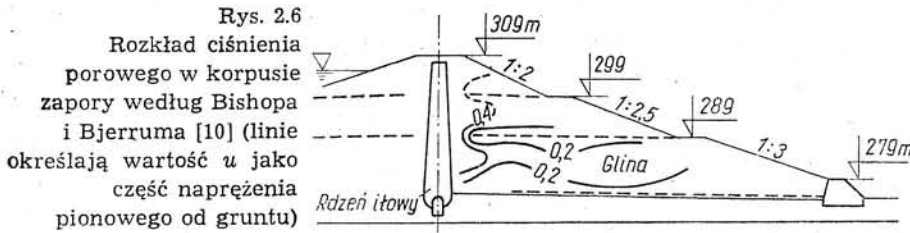
2.1.3 Ciśnienie porowe w gruncie tworzącym zbcze

Występowanie wody w zbczach, zarówno w przypadku podtopienia wodą jak i w przypadku przepływu wody przez grunt, jest związane z istnieniem ciśnienia wody i powietrza, wypełniającego pory gruntu, które jest nazywane ciśnieniem porowym. Ciśnienie to zależy od poziomu wody gruntowej, którą w tym przypadku można potraktować jako obciążenie wewnętrzne,

Zmiana obciążeń zewnętrznych, działających na ośrodek gruntowy, wywołuje odpowiednie zmiany stanu naprężenia i odkształcenia w gruncie. W przypadku gruntów spoistych o małej wodoprzepuszczalności, częściowo lub całkowicie nasyconych wodą, zmiana obciążeń zewnętrznych wpływa w pierwszej chwili głównie na wartość ciśnienia porowego. Wynikające stąd różnice ciśnień będą ulegać wyrównaniu, przy czym czas trwania tego procesu jest tym dłuższy, im mniejsza jest wodoprzepuszczalność gruntu.

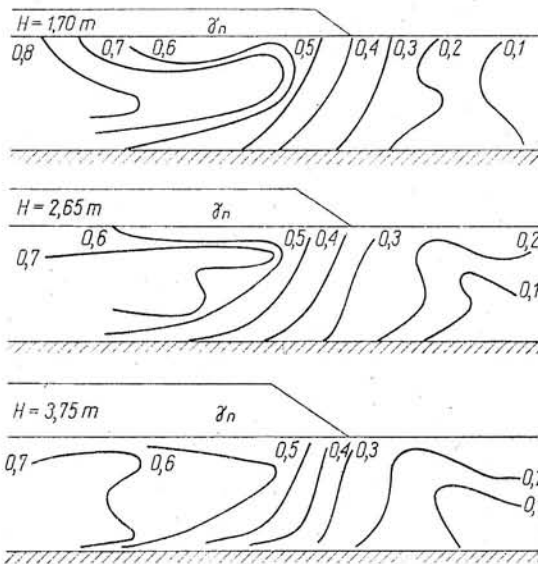
Zjawisko takie występuje na przykład w czasie wznoszenia zapór ziemnych, których korpus jest wykonywany z gruntów spoistych, zagęszczonych warstwami.

W korpusie zapory powstaje wówczas ciśnienie porowe, które nie ulega rozproszeniu do czasu ukończenia budowy zapory. Wyniki rozkładu ciśnienia porowego w korpusie zapory Usk, wykonanej z gliny pokazano na rysunku 2.6.



Odmiennej charakter zmian obserwuje się podczas wykonywania wykopów, gdzie całkowite naprężenia w gruncie ulegają znacznemu zmniejszeniu, natomiast rozproszenie nadwyżki ciśnienia porowego wymaga pewnego czasu. Takie stan naprężenia obniża znacznie zapas bezpieczeństwa w zboczu.

Najczęściej spotykanym przypadkiem jest wzrost ciśnienia porowego w podłożu zbudowanym z gruntów spoistych, spowodowany szybkim wznoszeniem nasypu. Dotyczy to zwłaszcza gruntów słabych, decydujących o stateczności nasypu. Przykład wzrostu ciśnienia porowego wraz z wysokością nasypu, posadzonego na warstwie namułu organicznego ilastego, podano na rysunku 2.7.



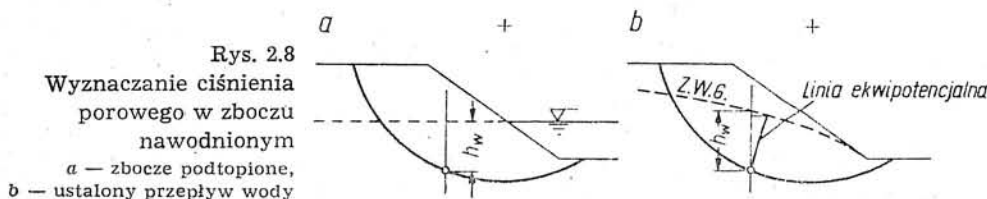
Rys. 2.7
Rozkład ciśnienia porowego w podłożu nasypu, według Magnana i Pilota [66] (liniami wykreślono stałe wartości stosunku $u/\gamma_n \cdot H$)

Zmiany ciśnienia porowego, wywołane przyrostem obciążeń zewnętrznych działających na ośrodek gruntowy, mogą zająć również wtedy, gdy w zboczu lub w jego podłożu występuje woda gruntowa. Nadwyżka ciśnienia porowego może po pewnym czasie ulec rozproszeniu, a wartość tego ciśnienia osiągnie stan początkowy, związany z poziomem wody gruntowej.

Analizując różne przypadki działania wody gruntowej, opisane w tym rozdziale, można zauważyć że rozkład ciśnienia porowego w zboczu nie ma praktycznie wpływu na siły naruszające równowagę zbocza. Siła masowa będzie zależać tylko od gęstości objętościowej gruntu o różnym stopniu nasycenia wodą, tworzącego masyw potencjalnego osuwiska, oraz od położenia swobodnego zwierciadła wody gruntowej lub od sił hydrodynamicznych. Ciśnienie porowe będzie miało natomiast zasadniczy wpływ na siły oporu ścinania, działające wzdłuż założonej powierzchni poślizgu i gwarantujące zachowanie stateczności zbocza.

Wypływa stąd wniosek, że w celu prawidłowej oceny stateczności zbocza konieczne jest określenie rozkładu wartości ciśnienia porowego, przynajmniej w strefie potencjalnego poślizgu.

W zboczu podtopionym wodą ciśnienie porowe u będzie wprost proporcjonalne do wysokości słupa wody h_w , działającego na analizowany punkt lub odcinek powierzchni poślizgu (rys. 2.8a).



Ciśnienie porowe w warunkach ustalonego przepływu wody można dość dokładnie określić na podstawie siatki hydrodynamicznej, wyznaczonej jedną z metod analitycznych lub doświadczalnych [84]. W praktyce inżynierskiej postępowanie takie stosuje się jednak rzadko, natomiast najczęściej wysokość słupa wody h_w określa się tak, jak gdyby linie ekwipotencjalne były pionowe (rys. 2.8b). Tak więc do obliczeń stateczności przyjmuje się nieco większe wartości ciśnienia porowego, niż by to wynikało z przebiegu linii ekwipotencjalnych. W wyniku takiego postępowania do oceny stateczności wprowadza się dodatkowy, niewielki zresztą, zapas bezpieczeństwa.

Określenie zmian ciśnienia porowego, wywołanych przyrostem obciążeń zewnętrznych, napotyka jednakże na pewne trudności. Można tu posługiwać się znanym wzorem, zaproponowanym przez Skemptona [86] w pełnej postaci:

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (2.22)$$

lub w postaci uproszczonej:

$$\Delta u = \bar{B} \cdot \Delta \sigma_1 \quad (2.23)$$

Ze wzorów tych wynika, że przyrost ciśnienia porowego Δu zależy od przyrostów naprężeń głównych $\Delta \sigma_1$ i $\Delta \sigma_3$ oraz od współczynników ciśnienia porowego A i B lub \bar{B} . Wartości współczynników B i \bar{B} zależą z kolei od stopnia wilgotności gruntu i mogą zmieniać się w granicach od zera do jedności. Natomiast współczynnik A zależy od stanu naprężenia i odkształcenia i może przyjmować wartości z przedziału:

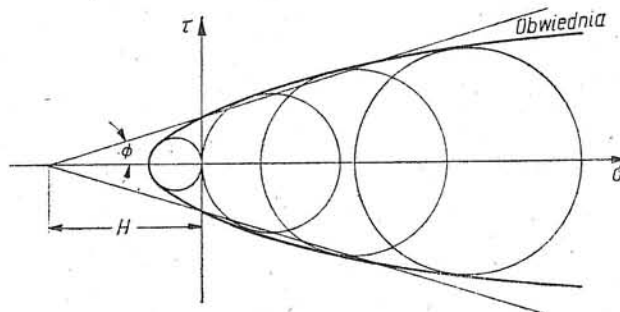
$$-0,5 \leq A \leq 1,5$$

Z teoretycznego punktu widzenia wzór Skemptona nie budzi zasadniczych zastrzeżeń, jednakże praktyczne zastosowanie tego wzoru w Polsce nie jest zbyt rozpowszechnione. Po pierwsze, określenie przyrostów naprężeń głównych w ośrodku gruntowym, zwłaszcza przy skomplikowanych warunkach brzegowych problemu, wymaga zastosowania metod obliczeniowych nieco dokładniejszych od klasycznego rozwiązania Boussinesq'a. Po drugie, wyznaczanie parametrów ciśnienia porowego A i B jest możliwe tylko na podstawie badań laboratoryjnych, których wyniki, jak na to wskazują prace [27, 29], nie zawsze są zgodne z oryginalną propozycją Skempton'a.

Skuteczną, chociaż bardziej kosztowną metodą, jest bezpośredni pomiar ciśnienia porowego w gruncie, wykonywany za pomocą piezometrów. Zasadniczą zaletą tej metody jest możliwość wykonywania okresowych, a w razie potrzeby ciągłych, pomiarów ciśnienia porowego w warunkach zmieniających się obciążeń zewnętrznych (np. przy wznoszeniu nasypów) lub stosunków wodnych (np. przy piętrzeniu wody za zaporą). Wybór rodzaju parametrów i sposobu ich rozmieszczenia będzie zależeć od wielu czynników, wśród których należy wymienić ważność obiektu, budowę geologiczną i właściwości fizyczne gruntów oraz przewidywany zakres zmian ciśnienia porowego [106].

2.2 WARUNKI STANU GRANICZNEGO Warunki stanu granicznego są hipotezami określającymi krytyczny stan naprężenia, przy którym w ośrodku izotropowym mogą rozwinąć się odkształcenia plastyczne [97]. W odniesieniu do ośrodka gruntowego, w którym utrata stateczności następuje w wyniku przekroczenia wytrzymałości na ścinanie, najszersze zastosowanie znajduje warunek granicznej wartości naprężenia stycznego, działającego w najbardziej niebezpiecznym przekroju.

Graniczny stan naprężenia, odpowiadający ścięciu próbki badanej w aparacie trójosiowego ściskania, można odwzorować za pomocą kół Mohra. Jeżeli w wyniku badania próbek gruntu uzyska się kilka granicznych kół Mohra, to obwiednia tych wszystkich kół obrazuje stany naprężeń granicznych, jakie mogą występować w badanym gruncie [51]. Obwiednia ta, przedstawiona na rysunku 2.9, jest linią krzywą. Dla celów praktycznych można ją aproksymować dwiema prostymi, nachylnymi pod kątem Φ do osi σ i przecinającymi ją w punkcie odpowiadającym wszechstronnemu rozciąganiu naprężeniami o wartości H . W zakresie



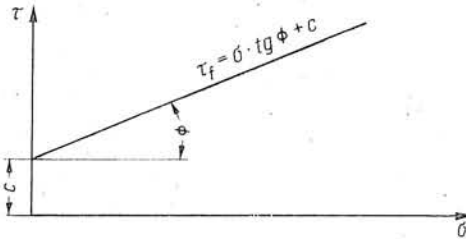
Rys. 2.9
Aproksymacja obwiedni
granicznych kół Mohra

naprężeń rozciągających ($\sigma < 0$) obie proste mogą znacznie odbiegać od rzeczywistej obwiedni, co dla większości zastosowań nie ma praktycznego znaczenia, ponieważ w zagadnieniach inżynierskich zwykle wszystkie normalne składowe naprężenia są ściskające.

Warunek Coulomba, zaproponowany przez jego autora dla gruntów niespoistych (piasków), a następnie uogólniony na wszystkie grunty, uzależnia graniczne naprężenie styczne od naprężenia normalnego do rozpatrywanej płaszczyzny w sposób następujący:

$$\tau_f = \sigma \cdot \operatorname{tg} \Phi + c \quad (2.24)$$

Jest to zatem równanie prostej o nachyleniu równym $\operatorname{tg} \Phi$, odcinającej na osi naprężeń stycznych rzędną c , jak to pokazano na rysunku 2.10. Zgodnie z fizyczną interpretacją tych parametrów, wielkość c jest nazywana spójnością gruntu, zaś kąt Φ — kątem tarcia wewnętrznego.



Rys. 2.10
Graficzna interpretacja
warunku Coulomba

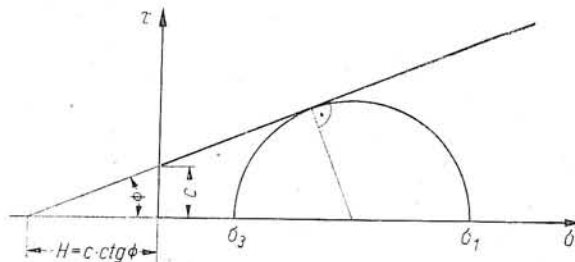
Jeżeli graniczny stan naprężenia opisuje się styczną do kół naprężeń, to wówczas warunek stanu granicznego ma postać:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \Phi} = \sin \Phi \quad (2.25)$$

nazywaną warunkiem Coulomba-Mohra. Warunek ten w analizie stanu granicznego metodą charakterystyk jest zapisany nieco inaczej, a mianowicie:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3 + 2H) \sin \Phi \quad (2.26)$$

zgodnie z oznaczeniami przedstawionymi na rysunku 2.11.



Rys. 2.11
Graficzna interpretacja
warunku Coulomba —
Mohra

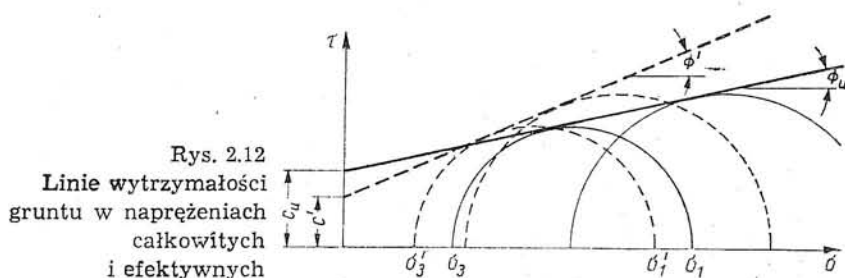
Związki (2.25) i (2.26) słuszne są wtedy, gdy σ_1 i σ_3 oznaczają odpowiednio największe i najmniejsze naprężenia główne. Musi być zatem spełniony warunek:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 \quad (2.27)$$

z którego wynika fakt pomijania wpływu pośredniego naprężenia głównego σ_2 na osiągnięcie stanu granicznego w gruncie.

Z analizy opisanych uprzednio warunków stanu granicznego widać istotne znaczenie wielkości c i Φ , nazywanych parametrami wytrzymałościowymi gruntu. Parametry te we wzorach (2.24), (2.25) i (2.26) są podane w sposób ogólny tak, jak gdyby były to charakterystyki materiałowe. Doświadczenie wykazuje jednak, że wartości parametrów c i Φ zależą od wielu czynników. Jednym z najważniejszych czynników jest stopień wilgotności gruntu S_r , od którego w głównej mierze zależy rozkład obciążenia na naprężenia efektywne σ' , przenoszone przez szkielet gruntowy, oraz ciśnienie porowe u , przenoszone przez wodę i powietrze w porach.

Sformułowana przez Terzagiego zasada naprężeń efektywnych wymagała uwzględnienia tego zjawiska w analizie stanu granicznego. Wynikła stąd konieczność wyróżnienia parametrów c_u i Φ_u , określających wytrzymałość gruntu w naprężeniach całkowitych, oraz parametrów c' i Φ' , odpowiadających wytrzymałości gruntu w naprężeniach efektywnych. Różnice pomiędzy tymi parametrami są widoczne na rysunku 2.12.



Z rysunku 2.12 widać również odmienny przebieg linii stanu granicznego w naprężeniach całkowitych i efektywnych. Różnice te musiały być uwzględnione w zapisie warunków stanu granicznego. Dlatego też warunek Coulomba (2.24) w naprężeniach całkowitych jest zapisany następująco:

$$\tau_t = \sigma \operatorname{tg} \Phi_u + c_u \quad (2.28)$$

podczas gdy w naprężeniach efektywnych warunek ten przyjmuje postać

$$\tau_t = \sigma' \operatorname{tg} \Phi' + c' \quad (2.29)$$

nazywaną często warunkiem Coulomba-Terzagiego.

2.3 PARAMETRY WYTRZYMAŁOŚCIOWE GRUNTU Uwzględniając warunki stanu granicznego opisane w rozdziale 2.2 oraz możliwości analizy stateczności ośrodka gruntowego, dla celów inżynierskich można posługiwać się czterema rodzajami parametrów wytrzymałościowych gruntu [43]. Parametry te są związane ze strukturą gruntu, przebiegiem jego obciążenia oraz stopniem nasycenia wodą w sposób następujący:

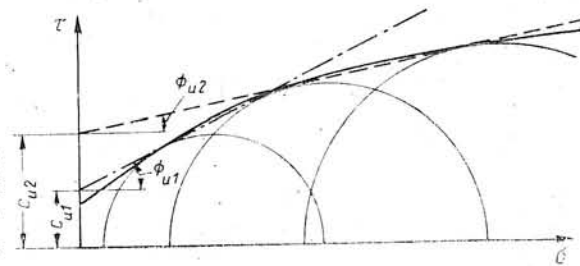
- w gruntach częściowo nasyconych wodą można korzystać z parametrów c_u i Φ_u , pozwalających wyznaczyć wytrzymałość gruntu w naprężeniach całkowitych,
- wytrzymałość gruntów całkowicie nasyconych wodą można scharakteryzować spójnością c_u , odpowiadającą kątowi $\Phi_u = 0$ (niezależnie

od naprężeń w ośrodku gruntowym), lub efektywnymi parametrami c' i Φ' ,

— w przekonsolidowanych lub spęczanych ilach, powodujących występowanie zjawiska postępującego niszczenia zboczy, oprócz parametrów wytrzymałości maksymalnej konieczne jest wyznaczenie parametrów wytrzymałości rezydualnej, c'_r i Φ'_r .

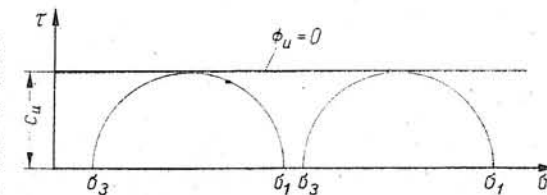
Parametry wytrzymałościowe c_u i Φ_u , charakteryzujące wytrzymałość gruntów częściowo nasyconych wodą, można wyznaczać w aparacie bezpośredniego ścinania, jak i w aparacie trójosiowego ściskania. Badania niekonsolidowanych próbek gruntu powinny być prowadzone w taki sposób, aby w procesie ścinania nie następowała zmiana fizycznych właściwości gruntu, zwłaszcza wilgotności i porowatości. Dlatego też w aparacie bezpośredniego ścinania naprężenia styczne powinny rosnać szybko, a badania w aparacie trójosiowego ściskania powinny być prowadzone w warunkach braku odpływu wody z próbki. Tego typu badania są opisane wyczerpująco w Instrukcji nr 225 [115], opracowanej przez Instytut Techniki Budowlanej.

Wynikiem opisanych uprzednio badań jest z reguły krzywoliniowa obwiednia wytrzymałości na ścinanie, przedstawiona na rysunku 2.13. Zmiana nachylenia obwiedni jest spowodowana wzrostem ciśnienia



Rys. 2.13
Obwiednia wytrzymałości gruntu częściowo nasyconego wodą

porowego przy większych wartościach naprężenia normalnego. Wartości parametrów c_u i Φ_u będą zatem zależeć od zakresu naprężenia normalnego, co należy uwzględniać zarówno przy opracowywaniu programu badań wytrzymałościowych, jak i w analizie stateczności ośrodka gruntowego. Jeżeli obciążenie na grunt całkowicie nasycony wodą jest przykładne w sposób szybki, uniemożliwiający wypływ wody z gruntu, to wtedy całkowity przyrost obciążenia jest przenoszony przez ciśnienie porowe. Badając próbki takiego gruntu w aparacie trójosiowego ściskania, w warunkach braku odpływu wody, uzyskuje się niemal identyczne koła Mohra, niezależnie od wartości ciśnienia w komorze σ_3 (rys. 2.14). Parametry wytrzymałościowe gruntu w naprężeniach całkowitych są wtedy określone w sposób następujący:



Rys. 2.14
Obwiednia wytrzymałości gruntu całkowicie nasyconego wodą (badanie trójosiowe bez odpływu)

$$\Phi_u = 0 \quad (2.30a)$$

$$c_u = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)_f \quad (2.30b)$$

Poprawne wartości spójności c_u , w gruntach całkowicie nasyconych wodą, uzyskuje się również w wyniku badania gruntów „in situ” za pomocą sondy obrotowej [44].

Wyznaczanie efektywnych parametrów wytrzymałościowych c' i Φ' wymaga takich badań, które umożliwiają określenie naprężeń efektywnych w chwili osiągnięcia wytrzymałości gruntu. Warunek ten można spełnić w dwojaki sposób: albo utrzymując zerowe wartości ciśnienia porowego w gruncie, albo mierząc (w sposób bezpośredni albo pośredni) naprężenia efektywne podczas całego badania.

W pierwszym przypadku badania można wykonywać zarówno w aparacie bezpośredniego ścinania, jak trójosiowego ściskania. Utrzymanie zerowej wartości ciśnienia porowego wymaga jednakże bardzo powolnego przyrostu odkształceń, umożliwiającego wypływ wody z próbki gruntu. Na przykład w aparacie trójosiowego ściskania badania takie trwają od kilku do kilkunastu dni, zależnie od wodoprzepuszczalności gruntu [12]. W wyniku takiego postępowania przyłożone do gruntu naprężenia całkowite są naprężeniami efektywnymi, a ich wartości w chwili ścięcia stanowią podstawę do wyznaczania efektywnych parametrów wytrzymałości na ścinanie.

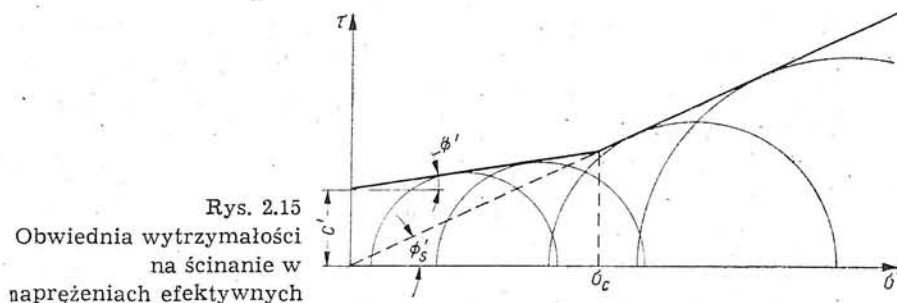
Najbardziej rozpowszechnionym sposobem wyznaczania parametrów c' i Φ' jest badanie trójosiowe bez odpływu, z pomiarem ciśnienia porowego [26, 28]. Na podstawie pomierzonych wartości ciśnienia u oraz całkowitych naprężeń głównych σ_1 i σ_3 oblicza się naprężenia efektywne, a mianowicie:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad (2.31a)$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad (2.31b)$$

Taki przebieg badania umożliwia śledzenie zmian naprężeń efektywnych w procesie ścinania, aż do osiągnięcia stanu granicznego włącznie.

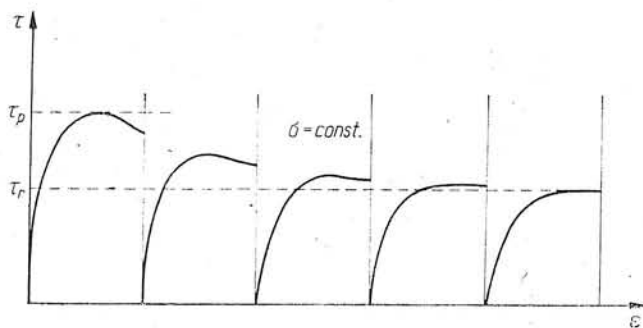
Uzyskana w ten sposób obwiednia wytrzymałości na ścinanie uzależnia wytrzymałość gruntu od efektywnego naprężenia normalnego w sposób pokazany na rysunku 2.15. Dla gruntów normalnie konsolidowanych, to



Rys. 2.15
Obwiednia wytrzymałości
na ścinanie w
naprężeniach efektywnych

znaczy takich w których naprężenie normalne σ' jest równe naprężeniu konsolidującemu σ_c lub większe od niego, linia wytrzymałości przechodzi przez początek układu współrzędnych σ , τ i jedynym parametrem jest wówczas efektywny kąt oporu ścinania Φ'_s . W przypadku gruntów

przekonsolidowanych, czyli wtedy gdy naprężenie normalne σ' jest mniejsze od naprężenia konsolidującego σ_c , linia wytrzymałości jest opisana dwoma parametrami: efektywną spójnością c' i efektywnym kątem tarcia wewnętrznego Φ' . Tak więc wybór parametrów wytrzymałościowych w analizie stateczności ośrodka gruntowego będzie zależał od wzajemnej relacji rzeczywistego naprężenia efektywnego σ' i naprężenia konsolidującego σ_c , działającego na grunt w przeszłości. Przekonsolidowane lub spękane ropy osiągają przy niewielkich odkształceniach maksymalną wartość wytrzymałości na ścinanie τ_p , która następnie maleje w miarę wzrostu przemieszczeń gruntu aż do wartości rezydualnej τ_r (rys. 1.4a). Ponieważ wytrzymałość rezydualna występuje przy dużych odkształceniach, niemożliwych do osiągnięcia w aparacie trójosiowego ściskania, konieczne jest stosowanie odpowiedniego typu badania lub specjalnej aparatury badawczej [15]. Parametry wytrzymałości rezydualnej można wyznaczać w aparacie bezpośredniego ścinania, tak zwaną metodą wiedeńską [16]. Polega ona na



Rys. 2.16
Wyniki wielokrotnego
ścianania gruntu w
aparacie bezpośredniego
ścianania

wielokrotnym ścinaniu próbki gruntu wzdłuż wytworzonej powierzchni ścicia, aż do ustabilizowania się wytrzymałości, jak to pokazano na rysunku 2.16.

Natomiast duże przemieszczenia gruntu uzyskuje się w aparacie pierścieniowym, który pozwala na ciągły pomiar zmian wytrzymałości gruntu, aż do osiągnięcia wartości rezydualnej [11].

W tych badaniach prędkość odkształceń gruntu jest na tyle mała, że ciśnienie porowe w całym procesie ścinania jest równe zero, dzięki czemu uzyskuje się efektywne parametry wytrzymałości na ścinanie. Większość badanych gruntów wykazuje niewielką wartość rezydualnej spójności c'_r , dlatego też do analizy stateczności zbroczy przyjmuje się tylko rezydualny kąt tarcia wewnętrznego Φ'_r .

Przedstawione w tym rozdziale parametry wytrzymałościowe odnoszą się do gruntów spoistych, charakteryzujących się spójnością i tarcie wewnętrznym. Wytrzymałość na ścinanie gruntów niespoistych zależy tylko od kąta tarcia wewnętrznego Φ . Ponieważ wodoprzepuszczalność tych gruntów jest na tyle duża, że nadmiar ciśnienia porowego może w krótkim czasie ulec rozproszeniu, w badaniach wytrzymałościowych określa się zazwyczaj efektywny kąt tarcia wewnętrznego Φ' . Taką też wartość kąta stosuje się z reguły w analizie stateczności gruntów niespoistych.

WZBUDZONY OPÓR ŚCINANIA GRUNTU 2.4 Zgodnie z definicją współczynnika stateczności przedstawioną w punkcie 1.2, stanowi granicznej równowagi zbocza odpowiadają wzbudzone parametry wytrzymałościowe gruntu, czyli:

$$c_m = \frac{c}{F} \quad (2.32a)$$

$$\operatorname{tg} \Phi_m = \frac{\operatorname{tg} \Phi}{F} \quad (2.32b)$$

Występujące w tych wzorach symbole c i Φ oznaczają odpowiednio wartości spójności i kąta tarcia wewnętrznego wyznaczone z badań wytrzymałościowych, zaś F jest obliczeniowym współczynnikiem stateczności zbocza.

Na podstawie związków (2.32) oraz warunku stanu granicznego Coulomba (2.24) można wyprowadzić wzór na wzbudzony opór ścinania gruntu w następującej postaci:

$$\tau_m = \frac{1}{F} (\sigma \cdot \operatorname{tg} \Phi + c) \quad (2.33)$$

gdzie σ oznacza naprężenie normalne do rozpatrywanej powierzchni. Jest to wzór ogólny, który wymaga modyfikacji odpowiednio do wybranej metody analizy stateczności i rodzaju parametrów wytrzymałościowych.

Jeżeli analiza stateczności jest prowadzona w naprężeniach całkowitych, to wzbudzony opór ścinania zależy od stopnia wilgotności gruntu. Przy pełnym nasyceniu porów wodą ($S_r = 1,0$) i szybkim przyroście obciążeń, jest uzasadnione stosowanie tak zwanej analizy $\Phi = 0$ [85]. Wzbudzony opór ścinania gruntu jest określony wtedy następującym wzorem:

$$\tau_m = \frac{c_u}{F} \quad (2.34)$$

Wytrzymałość gruntów częściowo nasyconych wodą jest charakteryzowana spójnością i tarcie wewnętrzne, w wyniku czego wzór na wzbudzony opór ścinania gruntu przyjmuje postać:

$$\tau_m = \frac{1}{F} (\sigma \cdot \operatorname{tg} \Phi_u + c_u) \quad (2.35)$$

Wykorzystanie naprężeń efektywnych w analizie stateczności zboczy wymaga określenia rozkładu naprężeń całkowitych oraz ciśnienia porowego, zgodnie z zasadami opisanymi w punkcie 2.1.3. W gruntach spoistych normalnie konsolidowanych wzbudzony opór ścinania będzie zależeć od efektywnego kąta oporu ścinania, czyli

$$\tau_m = \frac{1}{F} \cdot \sigma' \operatorname{tg} \Phi'_s \quad (2.36)$$

Natomiast w gruntach przekonsolidowanych opór ścinania jest funkcją dwóch parametrów wytrzymałościowych, a mianowicie:

$$\tau_m = \frac{1}{F} (\sigma' \cdot \operatorname{tg} \Phi' + c') \quad (2.37)$$

jak to wynika z wykresu podanego na rysunku 2.15.

Jeżeli grunty tworzące zbocze wskazują na możliwość rozwinięcia się procesu postępującego niszczenia, to w analizie stateczności należy uwzględnić możliwość zmian wytrzymałości gruntu od wartości maksymalnej τ_p , do wartości rezydualnej τ_r . Graniczne wartości wzbudzonego oporu ścinania gruntu będą wtedy określone następującymi wzorami:

- opór maksymalny

$$\tau_m = \frac{1}{F} (\sigma' \cdot \operatorname{tg} \Phi'_p + c'_p) \quad (2.38)$$

- opór rezydualny

$$\tau_m = \frac{1}{F} \cdot \sigma' \cdot \operatorname{tg} \Phi'_r \quad (2.39)$$

zgodnie z oznaczeniami przedstawionymi na rysunku 1.4.

Wreszcie w przypadku gruntów niespoistych, gdzie jedynym parametrem wytrzymałościowym jest efektywny kąt tarcia wewnętrzznego Φ' , wzbudzony opór ścinania oblicza się ze wzoru:

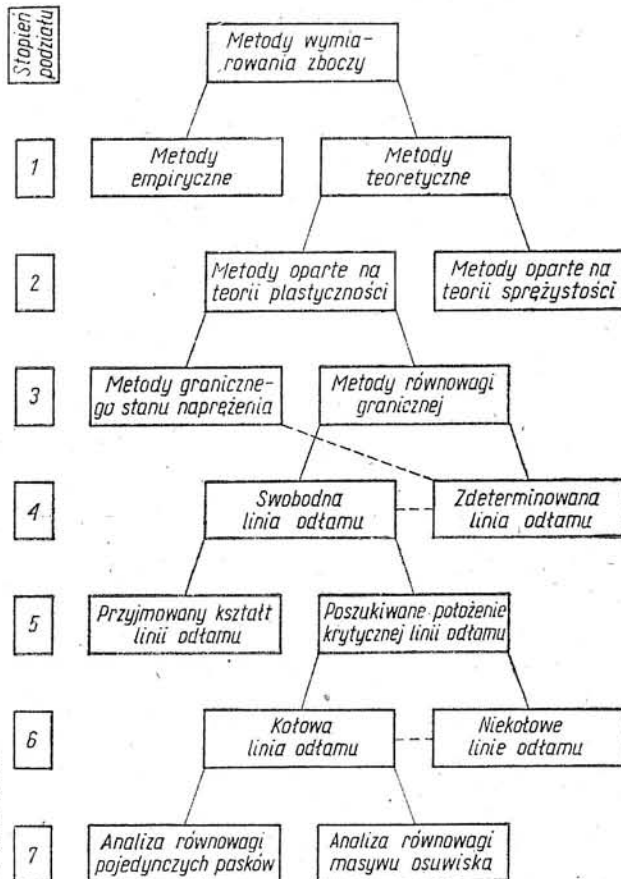
$$\tau_m = \frac{1}{F} \sigma' \cdot \operatorname{tg} \Phi' \quad (2.40)$$

Przedstawione w tym rozdziale sposoby wyznaczania wzbudzonego oporu ścinania gruntu, związanego ze współczynnikiem stateczności zbocza, wskazują na konieczność wyboru jednego ze sposobów w odniesieniu do każdego praktycznego przypadku. Wybór ten zależy od wielu czynników, z których najważniejszymi są: właściwości gruntów tworzących zbocze, charakter wody gruntowej oraz sposób przykładania obciążeń. Kryteria wyboru odpowiedniego sposobu określania wzbudzonego oporu ścinania gruntu są podane w podstawowej pracy Bishopa i Bjerruma [10], oraz między innymi, w pracach Ewertowskiej-Madej [26, 30].

3

Ogólna charakterystyka metod obliczeniowych

3.1 Duża liczba i różnorodność metod sprawdzania stateczności zbczy, powiększana ciągle o nowe propozycje, stwarza konieczność wprowadzenia **PODZIAŁ METOD OBLICZENIOWYCH** mniej lub bardziej szczegółowej klasyfikacji. Ma to istotne znaczenie zwłaszcza przy porównywaniu wyników obliczeń uzyskanych za pomocą różnych metod, często opierających się na odmiennych założeniach. Za podstawę takiej klasyfikacji można przyjąć propozycję Wojciechowskiego [110] który, wprowadzając siedem stopni podziału na



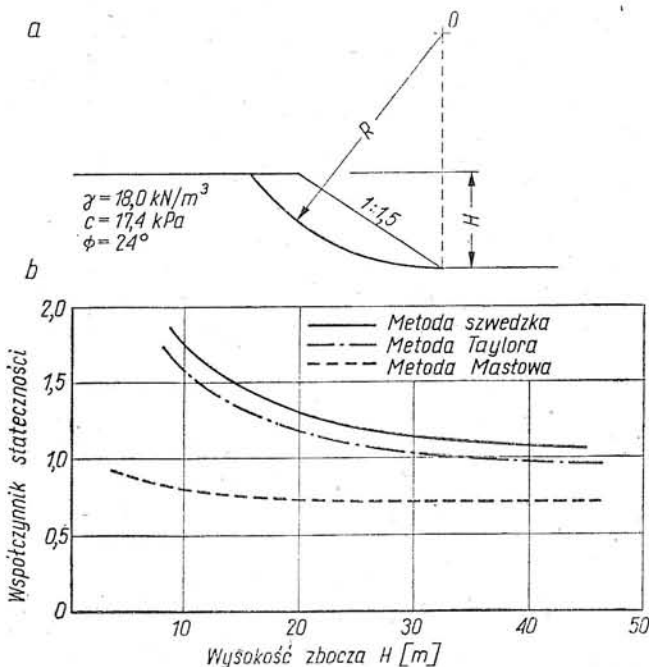
Rys. 3.1
Klasyfikacja metod sprawdzania stateczności zbczy według propozycji Wojciechowskiego [110]

coraz węższe grupy, starał się opracować w miarę uniwersalną i szczegółową systematykę metod obliczeniowych. Zgodnie ze schematem przedstawionym na rysunku 3.1, rozpoczynając od podziału na metody empiryczne i teoretyczne, klasyfikacja uwzględnia dalsze różnice, dochodząc do kształtu analizowanej powierzchni poślizgu i sposobu wyznaczania sił w stanie granicznym.

Klasyfikacja ta wydaje się zbyt szczegółowa z praktycznego punktu widzenia. Dlatego też zachowując ogólny podział na metody empiryczne i metody teoretyczne, w tej drugiej grupie wyróżniono trzy zasadnicze metody, a mianowicie:

- 1) metodę równowagi granicznej,
- 2) metodę granicznego stanu naprężenia,
- 3) metodę wzbudzonego oporu ścinania.

3.2 METODY EMPIRYCZNE Metody empiryczne są oparte na związkach pomiędzy obciążeniem i geometrią zbocza w stanie granicznym, ustalonych na podstawie obserwacji powstałych osuwisk. Wyniki takich obserwacji mogą być przenoszone na zbocza charakteryzujące się podobnymi warunkami gruntowo-wodnymi, co znacznie ogranicza zakres ich stosowania. Próby uogólniania metod empirycznych na wszystkie warunki gruntowo-wodne mogą prowadzić jednakże do znacznych błędów, jak to ma na przykład miejsce w tak zwanej metodzie „skarpy równostatecznej”, zaproponowanej przez Masłowa [68]. Porównania wyników obliczeń z innymi metodami, dokonane przez Fiedorowa [31], wskazuje na znaczne rozbieżności, jak to widać na rysunku 3.2. Współczynnik stateczności według Masłowa jest mniejszy w porównaniu z wynikami obliczeń uzyskanymi z innych metod, co świadczy o istnieniu



Rys. 3.2
Wyniki porównania metod
obliczeniowych
(wg Fedorova [31])
a — schemat zbocza,
b — zależność
współczynnika stateczności
od wysokości zbocza

dodatkowego zapasu bezpieczeństwa. Nie wyklucza to jednakże możliwości przeciwnej, kiedy metoda Masłowa będzie prowadziła do zawyżonych, a więc niebezpiecznych wartości współczynnika stateczności.

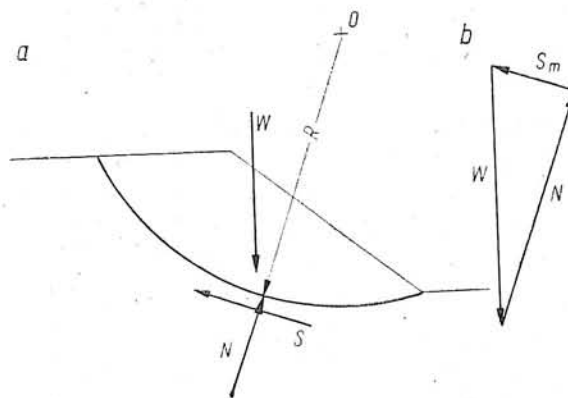
3.3 METODA RÓWNOWAGI GRANICZNEJ Jest to najstarsza metoda sprawdzania stateczności zbocza, której założenia i podstawowe rozwiązania zostały opracowane przez Pettersona [76], Kreya [52], Felleniusa [32, 33], Terzaghiego [103] i Taylora [101, 102].

Ilościowa ocena stateczności przyjmuje za podstawę analizę sił lub naprężeń, działających wzdłuż założonej powierzchni poślizgu. Siły oporu ścinania, zapewniające utrzymanie stateczności zbocza wyznacza się przy założeniu, że w strefie poślizgu grunt znajduje się w stanie granicznym, który odpowiada osiągnięciu wytrzymałości na ścinanie. Ponieważ w tych warunkach siły utrzymujące stateczność zbocza są równe siłom dążącym do naruszenia stateczności, opisywaną metodę sprawdzania stateczności zbocza przyjęto nazywać metodą równowagi granicznej.

Siły oporu ścinania, działające wzdłuż analizowanej powierzchni poślizgu, zależą od parametrów wytrzymałościowych gruntu (spójności i kąta tarcia wewnętrznego) oraz od naprężeń normalnych do tej powierzchni.

Wyznaczenie rozkładu naprężeń normalnych wzdłuż powierzchni poślizgu jest jednym z podstawowych problemów metody równowagi granicznej.

Jeżeli założona powierzchnia poślizgu przechodzi tylko przez jedną warstwę gruntu, to analizę stateczności metodą równowagi granicznej można przeprowadzić opierając się o siły wypadkowe, działające na masyw osuwiska. Rozwiązanie problemu jest znacznie ułatwione w przypadku powierzchni poślizgu w kształcie pobocznic walca, gdyż wypadkowa sił normalnych do powierzchni poślizgu musi przejść przez środek koła stanowiącego ślad tej powierzchni (rys. 3.3). Współczynnik stateczności



Rys. 3.3
Siły działające na masyw osuwiska ograniczonego walcową powierzchnią poślizgu
a — układ sił w zboczu,
b — wielobok sił

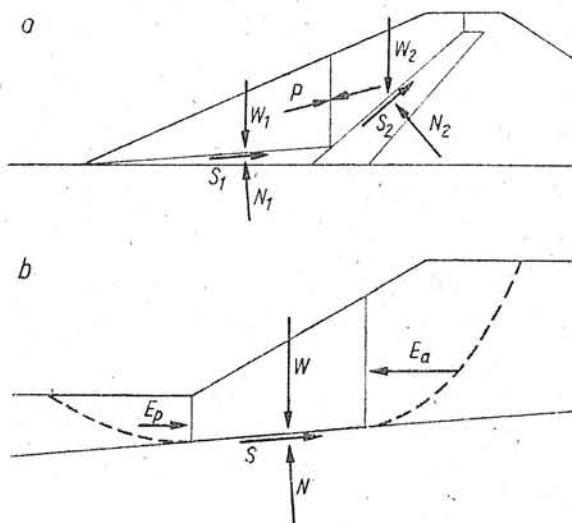
zbocza wyznacza się wtedy ze stosunku maksymalnej siły oporu ścinania S do wzbudzonej siły oporu ścinania S_m , zamykającej wielobok sił na rysunku 3.3b.

Takie zasady wyznaczania współczynnika stateczności zastosowano po raz pierwszy w klasycznej metodzie koła tarcia, opracowanej przez G. Gilboya i A. Casagrandego [101]. Na podobnych założeniach jest oparta również

propozycja Caquot [18] i Fröhlicha [35, 36]. Rozwiązania te nie znajdują obecnie szerszego zastosowania praktycznego, ze względu na małą dokładność obliczeń i ograniczenia wynikające z przyjętych założeń (walcowa powierzchnia poślizgu przebiegająca w jednorodnym ośrodku gruntowym).

W wielu przypadkach praktycznych kształt potencjalnej powierzchni poślizgu, na pewnym jej odcinku lub na całej długości, może być wymuszony przez układ warstw gruntu w zboczu lub jego podłożu. W zboczach naturalnych o położeniu powierzchni poślizgu może decydować warstwa gruntu słabego, a w budowlach ziemnych (np. w zaporach) rolę tę będzie spełniać rdzeń iłowy korpusu zapory.

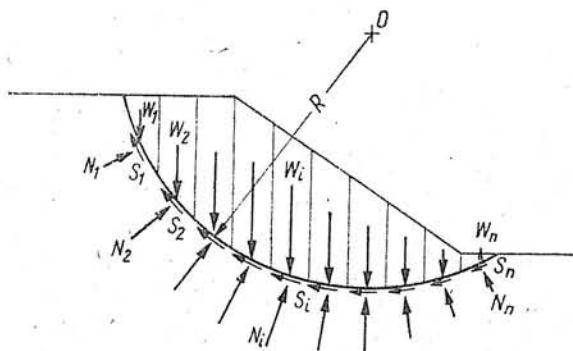
Stateczność zbocza w pierwszym przybliżeniu można wtedy oszacować za pomocą tak zwanej metody bloków. Masyw potencjalnego osuwiska dzieli się na dwa, lub najwyżej trzy bloki, a współczynnik stateczności wyznacza się albo z porównania maksymalnych i wzbudzonych sił oporu ścinania



Rys. 3.4
Układ sił w metodzie bloków
a — wg Lambe'a i Whitmana [53],
b — wg Kezdiego [50]

gruntu [53], albo przy uwzględnieniu sił parcia i oporu działających na środkowy blok masywu osuwiska [50]. Ogólne schematy sił przyjmowane w metodzie bloków przedstawiono na rysunku 3.4.

Najszerze zastosowanie praktyczne znalazła metoda pasków, stanowiąca jeden z wariantów ogólnej metody równowagi granicznej. Masyw



Rys. 3.5
Układ sił w metodzie pasków

potencjalnego osuwiska dzieli się na pionowe elementy, zwane paskami, a współczynnik stateczności zbocza określa się z analizy sił działających w podstawie każdego paska, stanowiącej odcinek powierzchni poślizgu (rys. 3.5).

Podstawy metody pasków zostały stworzone przez Pettersona [76], Felleniusa [32] i Kreya [52], dla powierzchni poślizgu o kształcie poboczniczy walca. Metoda Pettersona dotyczy tylko gruntów niespoistych (dla $c = 0$), a graficzne rozwiązanie uzyskuje się przy założeniu, że siły wzajemnego oddziaływania pasków są poziome. Podobnie w sposób graficzny uzyskuje się rozwiązanie w metodzie Felleniusa, uwzględniającej spójność i tarcie wewnętrzne gruntu. Położenie sił międzypaskowych jest przyjmowane jednakże w sposób mało ścisły, a uzyskane rozwiązanie dla jednej powierzchni poślizgu wymaga wykonania kilku obliczeń, w których zakładając spójność znajduje się kąt tarcia wewnętrznego, potrzebny do utrzymania równowagi zbocza. Wreszcie w metodzie Kreya, ważnej dla gruntów niespoistych, wzbudzony kąt tarcia wewnętrznego jest wyznaczany analitycznie z warunku równowagi momentów liczonych względem środka koła poślizgu.

Analityczny wzór na współczynnik stateczności zbocza dla walcowej powierzchni poślizgu, wyznaczany z warunku równowagi momentów, został podany w roku 1936 przez Terzagiego [103]. Wzór ten w niezmienionej postaci przetrwał do obecnych czasów. I chociaż taki sposób wyznaczania współczynnika stateczności nosi nazwę metody szwedzkiej, należy pamiętać, że autorem jego jest twórca nowoczesnej mechaniki gruntów.

Szybki rozwój metody pasków rozpoczął się od roku 1954, kiedy to w Sztokholmie odbyła się europejska konferencja poświęcona problemom stateczności zboczy. Została tam przedstawiona propozycja Bishopa [7], stanowiąca podstawę niemal wszystkich obecnie stosowanych wariantów metody pasków. Dalszy istotny wkład w rozwój tej metody wniosły prace Janbu [46, 48], Morgensterna i Price'a [69, 70], Spencera [91, 93] i wielu innych badaczy. Zwłaszcza upowszechnienie elektronicznej techniki obliczeniowej, umożliwiające opracowanie dokładnych rozwiązań metody pasków dla dowolnych powierzchni poślizgu, zapewniło wszechstronne stosowanie tej metody w analizie stateczności ośrodka gruntowego na poślizg.

Metoda pasków, jakkolwiek krytykowana za nieścisłość założeń i niejednoznaczność rozwiązań, jest najbardziej popularną metodą stosowaną w praktyce inżynierskiej. Z tego względu, pełna analiza uproszczonych i dokładnych rozwiązań metody pasków stanowi treść dalszych rozdziałów tej książki.

3.4 METODA GRANICZNEGO STANU NAPRĘŻENIA Metoda granicznego stanu naprężenia, nazywana również metodą stanu granicznego, opiera się na założeniu, że warunek stanu granicznego jest spełniony w każdym punkcie analizowanego obszaru. Ponieważ w zboczu statecznym nie może wystąpić graniczny stan naprężenia, konieczne

jest albo przyłożenie dodatkowych obciążeń, albo odpowiednia zmiana profilu skarpy.

Próby określenia granicznego stanu naprężenia w ośrodku gruntowym były podejmowane już kilkadziesiąt lat temu. Jednakże praktyczne stosowanie metody stanu granicznego stało się możliwe dopiero na podstawie rozwiązania podanego przez Sokołowskiego [88]. Równania równowagi naprężeń przy założeniu płaskiego stanu płynięcia, czyli:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X \quad (3.1a)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = Y \quad (3.1b)$$

gdzie X i Y oznaczają składowe sił masowych, działające odpowiednio w kierunku osi x i y , oraz warunek stanu granicznego w postaci:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 = (\sigma_x + \sigma_y + 2H)^2 \sin^2 \Phi \quad (3.2)$$

prowadzą do układu równań różniczkowych typu hiperbolicznego. Zgodnie z propozycją Sokołowskiego równania te rozwiązuje się metodą charakterystyk, które są jednocześnie liniami poślizgu. Z tego też względu metoda granicznego stanu naprężenia nosi niekiedy nazwę metody charakterystyk.

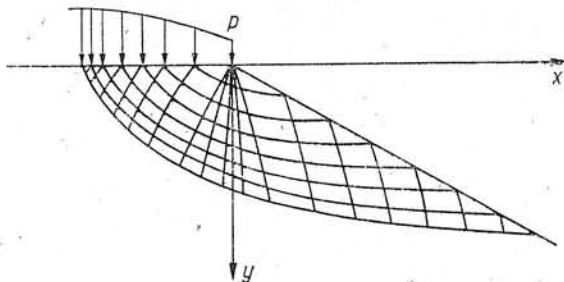
Wykorzystując rozwiązanie granicznego stanu naprężenia metodą charakterystyk, Sokołowski przedstawił sposób wyznaczania nośności podłoża gruntowego, rozkładu parcia i oporu gruntu na konstrukcje oporowe, jak również zasady wymiarowania zbczy gruntowych. Te ostatnie zagadnienia zostały szczegółowo przeanalizowane i omówione w publikacjach [23, 97 i 110].

Nie wnikając w szczegóły rozwiązania należy jedynie podkreślić, że zastosowanie metody charakterystyk pozwala na dwojakié podejście do problemu stateczności zbczy. Z jednej strony, dla danego nachylenia skarpy można określić maksymalną wartość obciążenia (p), działającego na naziomie zbcza i wywołującego graniczny stan naprężenia w tym zbczu (rys. 3.6). Z drugiej strony punktem wyjścia jest obciążenie działające na naziomie zbcza, zaś rozwiązaniem jest profil skarpy w stanie granicznym, jak to pokazano na rysunku 3.7.

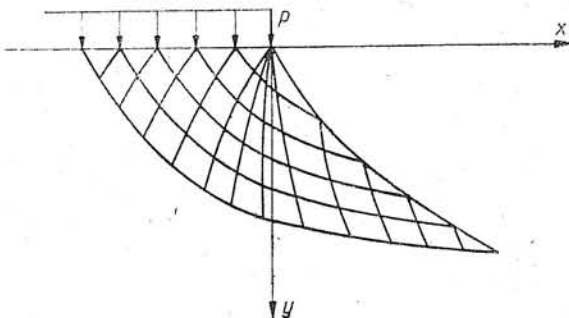
W wyniku rozwiązania przedstawionego na rysunku 3.6 uzyskuje się obciążenie działające na naziomie zbcza. Obciążenie to stanowi dodatkowy zapas nośności Z_n , opisany w punkcie 1.2. Również w przypadku przedstawionym na rysunku 3.7 występuje podobny zapas nośności, trudny do ilościowego uwzględnienia w ocenie stateczności zbcza. Trudności wynikają z tego, że w metodzie stanu granicznego, podobnie jak w metodzie równowagi granicznej, współczynnik stateczności jest określony stosunkiem wytrzymałości gruntu na ścinanie do wytrzymałości odpowiadającej stanowi granicznemu. Tak więc współczynnik stateczności wynika z zależności:

$$F = \frac{c}{c_{kr}} = \frac{\text{tg } \Phi}{\text{tg } \Phi_{kr}} \quad (3.3)$$

Rys. 3.6
Graniczne obciążenie
naziomu dla zadanego
profilu skarpy



Rys. 3.7
Graniczny profil skarpy
dla zadanego obciążenia
naziomu



w której c i Φ są rzeczywistymi parametrami wytrzymałościowymi gruntu tworzącego zbocze, zaś c_{kr} i Φ_{kr} są parametrami odpowiadającymi granicznemu stanowi naprężeń w zboczu. W praktyce wartość współczynnika stateczności zakłada się z góry, określając przy jego użyciu krytyczne parametry wytrzymałościowe gruntu:

$$c_{kr} = \frac{c}{F} \quad (3.4a)$$

$$\operatorname{tg} \Phi_{kr} = \frac{\operatorname{tg} \Phi}{F} \quad (3.4b)$$

Parametry te służą do wyznaczenia charakterystyk pola naprężeń w zboczu i obciążenia na naziomie zbocza. A zatem oprócz ogólnego, bezwymiarowego współczynnika stateczności F uzyskuje się dodatkowy zapas nośności Z_n , o wymiarze siły, które to wielkości trudno w sposób jednoznaczny porównywać.

Rozwiązanie zadania przedstawionego na rysunku 3.6 komplikuje się ponadto w punkcie załamania skarpy u podnóża zbocza. Rozwiązanie stanu granicznego w sąsiedztwie tego punktu wymaga dodatkowych założeń. Przykładem takiego postępowania jest propozycja Wojciechowskiego [109], w której ostre załamanie linii obrysu skarpy zastępuje się łukiem o dowolnym, regularnym kształcie.

Jeżeli punktem wyjścia jest obciążenie, działające na naziomie zbocza, to charakterystyki pola naprężeń wyznaczają graniczny profil skarpy (rys. 3.7). Postępuje się tu podobnie jak poprzednio, to znaczy dla przyjętej wartości współczynnika stateczności F określa się krytyczne parametry wytrzymałościowe gruntu i dla zadanego obciążenia uzyskuje się ostateczne rozwiązanie.

Obciążenie (p) działające na naziomie zbocza może mieć mniej lub bardziej regularny rozkład, co wpływa na przebieg charakterystyk i profil skarpy. Istnienie tego obciążenia jest uwarunkowane nachyleniem skarpy w jej górnym punkcie. Jeżeli obciążenie to spełnia warunek:

$$p_{gr} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \Phi}{1 - \sin \Phi} \quad (3.5)$$

w którym c i Φ oznaczają parametry wytrzymałościowe gruntu, to profil skarpy w jej górnym punkcie jest pionowy. Wzrost obciążenia naziomu powyżej wartości granicznej p_{gr} powoduje zmniejszenie nachylenia skarpy w górnym punkcie, jak to pokazano na rysunku 3.7. Jeżeli natomiast obciążenie to jest mniejsze od wartości p_{gr} , to w górnej części skarpy z rozwiązania uzyskuje się nawis gruntowy, który raczej trudno spotkać w warunkach naturalnych.

Podobnie jak w przypadku pokazanym na rysunku 3.6, obciążenie działające na naziomie zbocza stanowi dodatkowy zapas bezpieczeństwa. Obciążenie to można wprawdzie zastąpić warstwą gruntu w stanie sprężystym, o wysokości określonej wzorem:

$$h = \frac{p}{\gamma} \quad (3.6)$$

w którym γ jest ciężarem objętościowym gruntu w zboczu, tym niemniej zwiększa to istniejącą nieregularność profilu skarpy. Krzywoliniowy profil skarpy w stanie granicznym odbiega bowiem od profilu przyjmowanego w praktyce, co powoduje dodatkowe trudności w ocenie współczynnika stateczności zbocza.

Stosowanie metody stanu granicznego napotyka również na trudności w przypadkach zboczy zbudowanych z warstw gruntu o różnych właściwościach wytrzymałościowych. Trudności te zwiększają się zwłaszcza wtedy, gdy warstwa niżej leżąca charakteryzuje się mniejszą wytrzymałością w stosunku do warstw górnych. W każdej warstwie na styku musi być bowiem spełniony warunek:

$$\operatorname{tg} \delta \leq \operatorname{tg} \Phi \quad (3.7)$$

gdzie:

δ — kąt nachylenia naprężenia wypadkowego do normalnej do powierzchni kontaktu,

Φ — kąt tarcia wewnętrznego gruntu w danej warstwie.

Jeżeli kąty tarcia wewnętrznego gruntu warstwy górnej Φ_g , i warstwy dolnej Φ_d , spełniają nierówność:

$$\Phi_g > \Phi_d \quad (3.8)$$

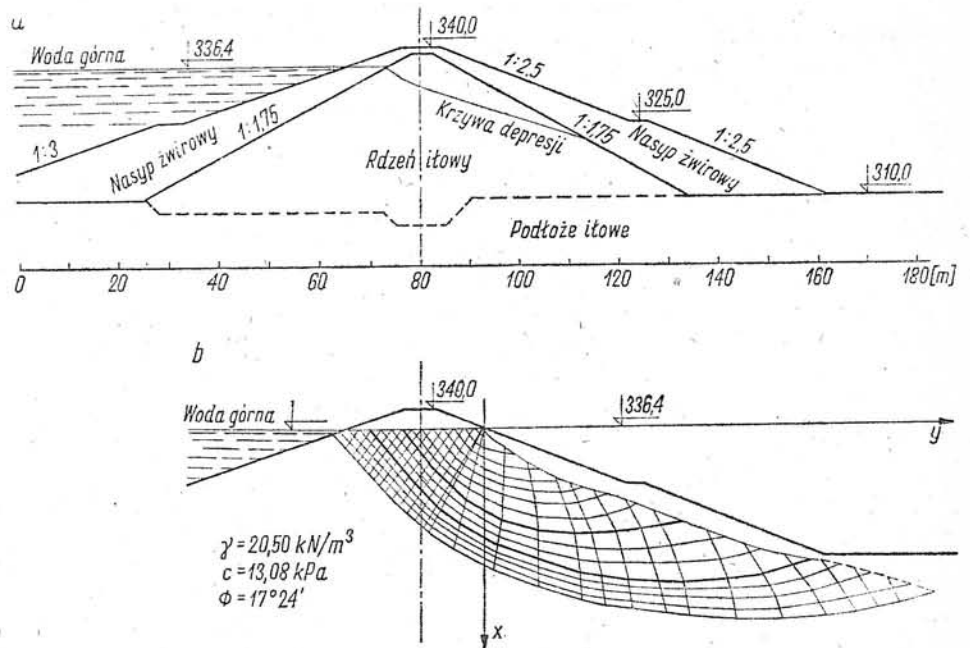
to w poniższym przedziale wartości kąta δ

$$\Phi_d < \delta \leq \Phi_g$$

nie można wyznaczyć charakterystyk pola naprężeń w dolnej warstwie gruntu.

Dlatego też w przypadku zapory Villamuera de la Cueva [105], której przekrój poprzeczny pokazano na rysunku 3.8a, graniczny profil skarpy

odpowietrznej wyznaczono jak dla ośrodka jednorodnego (rysunek 3.8b). Przyjęcie takie było tu uzasadnione ze względu na fakt, że nasyp żwirowy tworzył tylko zewnętrzną część korpusu zapory, tym niemniej komplikacje wynikające z warstwowej budowy ośrodka gruntowego



Rys. 3.8
Wyniki analizy
stateczności zapory
Villamuera de la Cueva
(wg Uriela [105])
a — przekrój poprzeczny
zbocza, b — schemat
przyjęty do obliczeń metodą
stanu granicznego

należy uwzględniać przy przewidywanym stosowaniu metody granicznego stanu naprężenia.

Praktyczne możliwości wymiarowania zboczy metodą stanu granicznego zwiększyły się znacznie w wyniku rozwoju eto. Należy bowiem pamiętać o pracochłonności obliczeń numerycznych, niezbędnych do uzyskania ostatecznego rozwiązania. Z tego względu dla pewnych prostych przypadków opracowano rozwiązania w postaci zamkniętej lub wyniki obliczeń zestawiono w postaci tabel albo wykresów. I tak Sokołowski [88] podał współrzędne granicznego profilu skarpy obciążonej, dla różnych wartości kąta Φ , przy założeniu że styczna do profilu w górnym punkcie skarpy jest pionowa, co wymaga spełnienia warunku (3.5). Podobnie w pracy Dembickiego [23] podano tablice profili nieobciążonej skarpy gruntowej, dla różnych wartości kąta Φ i dla różnych wartości kąta nachylenia naziomu skarpy względem poziomu. Natomiast Wojciechowski [109] podał zamkniętą postać rozwiązania stanu granicznego w obszarze przyskarpowym oraz zaproponował przybliżony sposób wyznaczania granicznego obciążenia naziomu skarpy.

Pomimo tych ułatwień i udogodnień, metoda granicznego stanu naprężenia nie znalazła szerszego zastosowania praktycznego do wymiarowania zboczy gruntowych. Przykład sprawdzania stateczności zapory, przedstawiony na rysunku 3.8, jest jednym z nielicznych jakie można spotkać w literaturze technicznej. Jednakże ze względu na fakt,

że z rozwiązania uzyskuje się jednoznaczny rozkład naprężeń w zboczu, metoda ta może być wykorzystywana do oceny poprawności metod przybliżonych, w tym również metody równowagi granicznej.

3.5 METODA WZBUDZONEGO OPORU ŚCINANIA Do tej grupy metod należy zaliczyć propozycje sprawdzania stateczności zboczy opierające się na analizie stanu naprężenia i odkształcenia w ośrodku gruntowym. Porównanie maksymalnej wytrzymałości na ścinanie z naprężeniami stycznymi w gruncie pozwala określić stopień wzbudzenia oporu ścinania w dowolnym punkcie zbocza. Postępowanie takie umożliwia z kolei wyznaczenie strefy granicznego stanu naprężenia, odpowiadającego osiągnięciu maksymalnej wytrzymałości gruntu na ścinanie (rys. 1.5 w punkcie 1.3.). Dlatego też tę metodę można nazwać metodą wzbudzonej wytrzymałości na ścinanie.

Warunkiem przeprowadzenia takiej analizy jest znajomość rozkładu naprężeń w zboczu w kolejnych fazach jego powstawania, odpowiadających wzrostowi wysokości nasypu lub głębokości wykopu. Analityczne rozwiązanie tego zagadnienia, opracowane dla ośrodka liniowo sprężystego, było jedynie wskazaniem kierunku dalszych poszukiwań [39]. Dopiero rozwój metody elementów skończonych umożliwił zastosowanie metody wzbudzonego oporu ścinania do analizy stateczności zboczy. W roku 1966 Brown i King [17] przedstawili wyniki obliczeń wykonanych dla ośrodka liniowo sprężystego. Chang i Duncan [19] w 1970 r. określili naprężenia i odkształcenia zboczy i dna głębokiego wykopu przy zastosowaniu modelu ośrodka nieliniowo sprężystego. Natomiast Gates [37] w roku 1972 oraz Lo i Lee [55] w roku 1973 dokonali numerycznej analizy procesu postępującego niszczenia w zboczu, wykorzystując do tego celu model ośrodka sprężysto-plastycznego z osłabieniem.

Metoda elementów skończonych pozwala wyznaczyć naprężenia i odkształcenia od dowolnego przyrostu obciążeń zewnętrznych lub wewnętrznych. Wymaga to jednakże znajomości wyjściowego stanu naprężenia i odkształcenia, jaki występował w analizowanym ośrodku przed przyłożeniem obciążeń dodatkowych. Widać stąd, że do określenia naprężeń i odkształceń w naturalnym zboczu konieczne jest prześledzenie historii obciążenia, związanej z kolejnymi procesami geologicznymi, formującymi ostateczny kształt zbocza. Jest zatem rzeczą oczywistą, że wyklucza to praktyczną możliwość stosowania metody elementów skończonych do analizy stateczności zboczy naturalnych.

Zmiany naprężeń i odkształceń w ośrodku gruntowym, wpływające na ogólną stateczność zbocza, można obserwować jedynie w przypadku nasypów lub wykopów wykonanych w gruncie. Wyjściowy stan naprężenia określa się wówczas jak dla półprzestrzeni sprężystej, korzystając z ogólnie znanych zależności:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \quad (3.9a)$$

$$\sigma_x = K_0 \cdot \sigma_z \quad (3.9b)$$

gdzie:

σ_z — naprężenie pionowe,

- σ_x — naprężenie poziome,
- γ — ciężar objętościowy gruntu,
- K_0 — współczynnik spoczynkowego parcia gruntu,
- z — głębokość analizowanego punktu poniżej powierzchni terenu.

Do tak określonego stanu wyjściowego przykłada się dodatkowe obciążenia, odpowiadające wysokości nasypu lub głębokości wykopu, uzyskując w wyniku rozwiązania wartości naprężeń i odkształceń istniejących w zboczu. Procedura ta jest stosunkowo prosta i dokładna w ośrodku liniowo sprężystym. Natomiast w ośrodku nieliniowo sprężystym lub sprężysto-plastycznym, postępowanie takie prowadzi do znacznych błędów. Dlatego też w tym drugim przypadku konieczne jest stopniowe zwiększenie wysokości nasypu lub głębokości wykopu [17]. Naprężenia i odkształcenia od każdej kolejnej warstwy nasypu lub wykopu sumuje się z odpowiednimi naprężeniami i odkształceniami fazy poprzedniej wyznaczając po ostatnim przyroście obciążenia rozkład naprężeń i odkształceń w zboczu.

Wyniki obliczeń przeprowadzonych za pomocą metody elementów skończonych wymagają dalszej analizy, której celem jest ilościowa ocena stateczności zbocza. Miarą stateczności może tu być globalny współczynnik stateczności zbocza, określany za pomocą wzorów (1.5) lub (1.6), albo zapas stateczności o wartości siły, obliczany na podstawie wzoru (1.7). Przy interpretacji wyników obliczeń należy jednakże pamiętać o błędach wynikających z przyjmowania uproszczonego modelu ośrodka gruntowego, ograniczających praktyczne stosowanie metody elementów skończonych w analizie stateczności zboczy.

Podobnie jak w metodzie równowagi granicznej, znalezienie krytycznej powierzchni poślizgu wymaga wyznaczenia współczynnika stateczności (lub zapasu stateczności) dla kilku lub kilkunastu potencjalnych powierzchni poślizgu. Położenie takich powierzchni wyznacza się na podstawie kierunków działania naprężeń głównych. Z analizy granicznego stanu naprężeń wiadomo bowiem, że elementarne powierzchnie poślizgu są nachylone pod określonym kątem do kierunku działania większego naprężenia głównego. Kąt ten jest obliczany ze wzoru:

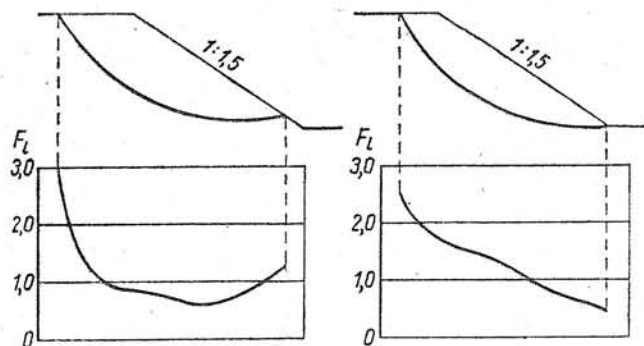
$$\mu = \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right) \quad (3.10)$$

w którym Φ jest kątem tarcia wewnętrznego gruntu. Wyznaczanie przebiegu powierzchni poślizgu rozpoczyna się zatem od podnóża zbocza, gdzie wykreśla się odcinek powierzchni poślizgu nachylony pod kątem μ do kierunku działania naprężenia σ_1 w danym elemencie. Przechodząc od elementu do elementu można wykreślić całą powierzchnię poślizgu, zapewniającą spełnienie warunku stanu granicznego.

Podstawą wyznaczenia współczynnika stateczności lub zapasu stateczności dla danej powierzchni poślizgu jest rozkład naprężeń stycznych i oporu ścinania gruntu wzdłuż tej powierzchni. Jeżeli do określenia naprężeń w zboczu wykorzystuje się model ciała liniowo lub nieliniowo sprężystego, to w pewnych obszarach zbocza naprężenia styczne mogą przekroczyć

wartości oporu ścinania. W konsekwencji tego lokalny współczynnik stateczności F_L osiągnie wartości mniejsze od jedności, jak to przykładowo pokazano na rysunku 3.9. Przypadek taki jest niemożliwy z fizycznego punktu widzenia, gdyż naprężenia styczne nie mogą osiągać wartości większych od wytrzymałości gruntu na ścinanie. A zatem w rzeczywistości

Rys. 3.9
Zmiany wartości lokalnego współczynnika stateczności określone za pomocą metody elementów skończonych (Wright, Kulhavy i Duncan [112])



rozkład naprężeń w zbczu będzie inny niż to wynika z obliczeń, co nie pozostaje bez wpływu na zapas bezpieczeństwa w zbczu. Błędów tych można uniknąć jedynie przyjmując model ciała idealnie sprężysto-plastycznego z osłabieniem, dzięki czemu naprężenia w żadnym punkcie nie mogą przekroczyć stanu granicznego [37, 55]. Jednakże czas wykonywania obliczeń wydłuża się wówczas kilkunasto — lub kilkudziesięciokrotnie, w wyniku czego obliczenia takie nie wyszły poza fazę eksperymentu.

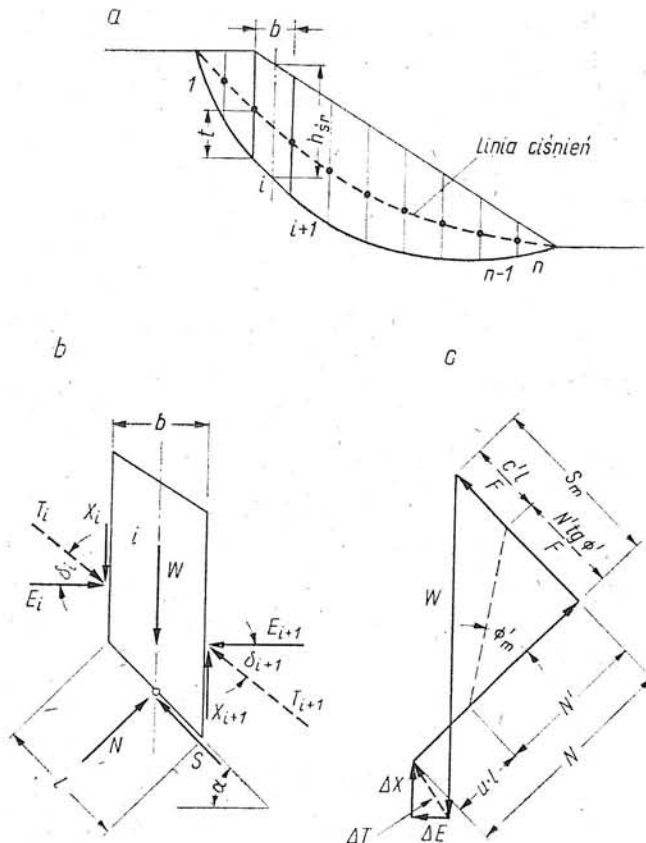
Tak więc metoda elementów skończonych, stanowiąca punkt wyjścia metody wzbudzonego oporu ścinania, daje niewielkie możliwości zastosowania jej do ilościowej oceny stateczności zbczu. Metodę tę można stosować z powodzeniem na przykład do szacowania odkształceń zbczu i dna głębokich wykopów [19], lub do określania zmian naprężeń pod wpływem drgań sejsmicznych [83]. Jednakże w obu przypadkach współczynnik stateczności zbcza wyznaczano za pomocą metody równowagi granicznej.

Należy zatem w pełni zgodzić się ze stanowiskiem przedstawionym przez Duncana na sympozjum w Vicksburgu (USA), poświęconym zastosowaniu metody elementów skończonych w geotechnice [24]. W referacie przeglądowym stwierdził on: „Chociaż metoda elementów skończonych jest użyteczna w analizie zjawiska lokalnego zniszczenia, to jest ona znacznie mniej użyteczna w analizie ogólnej stateczności zbczu. Wyniki uzyskane w tej dziedzinie za pomocą metody elementów skończonych nie są wyraźnie lepsze od wyników uzyskiwanych z dokładnego rozwiązania metody równowagi granicznej, przy czym metoda elementów skończonych jest bardziej pracochłonna. Udoskonalenie analizy stateczności zbczu na podstawie metody elementów skończonych będzie wymagać rozwoju lepszych metod, uwzględniających zachowanie się gruntu w chwili zniszczenia i po zniszczeniu.”

4

Podstawy metody pasków

4.1 Metoda pasków, stanowiąca najbardziej rozpowszechniony wariant ogólnej metody równowagi granicznej, opiera się na analizie stanu naprężenia wzdłuż założonej powierzchni poślizgu. Masyw potencjalnego osuwiska dzieli się na pionowe elementy (rys. 4.1.a), analizując siły działające na każdy pasek (rys. 4.1.b). Spełnienie warunków równowagi statycznej sił działających w masywie potencjalnego osuwiska prowadzi do wyznaczenia współczynnika stateczności zbrocza, odpowiadającego danej powierzchni poślizgu.



Rys. 4.1
Zasady ogólnej metody pasków
a — podział zbrocza na paski,
b — siły działające na pojedynczy pasek,
c — wielobok sił

Wszystkie propozycje rozwiązania metody pasków przyjmują za podstawę założenia upraszczające, dotyczące zarówno właściwości ośrodka tworzącego zbocze, jak i geometrii osuwiska, co umożliwi wyznaczenie sił w masywie potencjalnego osuwiska i analizę ich równowagi. Choć założenia te przez wielu autorów nie są przytaczane, tym niemniej są one wykorzystywane w większości istniejących metod sprawdzania stateczności zboczy. Podstawowe założenia metody pasków przedstawiają się następująco:

1. Długość masywu potencjalnego osuwiska jest na tyle duża w stosunku do jego wymiarów poprzecznych, że analiza stateczności może być prowadzona w płaskim stanie odkształcenia na wycinku zbocza szerokości jednostkowej.
2. Osuwisko powstaje w wyniku ruchu elementów wzdłuż powierzchni poślizgu, przy czym wzajemne położenie elementów względem siebie nie ulega zmianie.
3. Elementy są zbudowane z materiału wykazującego właściwości ciała sztywno-plastycznego, w wyniku czego nie ulegają odkształceniom przed osiągnięciem stanu granicznego.
4. Graniczny stan naprężenia występuje tylko wzdłuż założonej powierzchni poślizgu. Jako kryterium wytrzymałości przyjmuje się graniczny warunek równowagi Coulomba-Terzagiego, zapisany zależnością (2.29).

$$\tau_t = \sigma' \operatorname{tg} \Phi' + c'$$

5. Miarą zapasu bezpieczeństwa jest współczynnik stateczności zbocza, określony stosunkiem rzeczywistych parametrów wytrzymałościowych gruntu do parametrów, jakie muszą ulec wzbudzeniu, aby zbocze znajdowało się w stanie równowagi granicznej. Współczynnik ten jest taki sam dla spójności i dla kąta tarcia wewnętrznego, zgodnie ze wzorem (1.1):

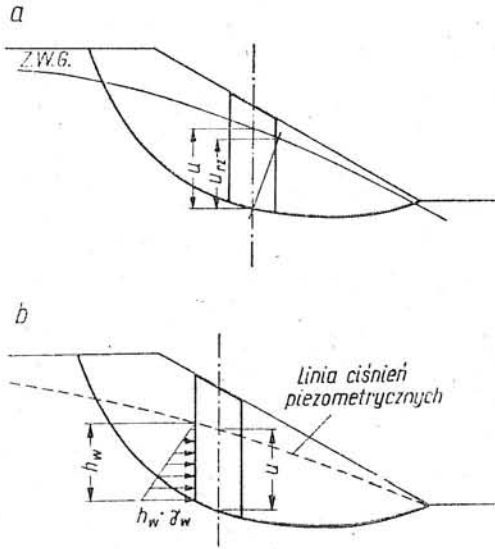
$$F = \frac{\operatorname{tg} \Phi'}{\operatorname{tg} \Phi'_m} = \frac{c'}{c'_m}$$

i ma stałą wartość wzdłuż całej powierzchni poślizgu.

Oprócz tych założeń podstawowych, dotyczących modelu ośrodka tworzącego zbocze i mechanizmu osuwiska, przyjmuje się założenia dodatkowe, ułatwiające wykonywanie obliczeń. Zakłada się zatem, że szerokość pojedynczego paska jest na tyle mała, iż podstawę paska, stanowiącą odcinek linii poślizgu, można zastąpić odcinkiem prostej, zaś położenie środka ciężkości paska można przyjąć w połowie jego szerokości. Przyjmuje się, że rozkład naprężeń wzdłuż podstawy paska ma charakter prostoliniowy, a ponadto rozkład ten jest równomierny. Również w uproszczony sposób uwzględnia się wpływ sił hydrodynamicznych, działających w przypadku ustalonego przepływu wody w zboczu. Uproszczenie polega na tym, że poniżej zwierciadła wody gruntowej przyjmuje się ciężar objętościowy gruntu całkowicie nasyconego wodą, a ponadto uwzględnia się siłę od parcia wody, działającą prostopadle do podstawy paska. Zarówno dla przypadku

ustalonego przepływu wody w zboczu, jak i dla przypadku konstrukcyjnego ciśnienia wody w porach gruntu przyjmuje się, że parcie wody ma charakter hydrostatyczny, to znaczy ciśnienie wody jest proporcjonalne do głębokości poniżej swobodnego zwierciadła wody gruntowej lub poniżej linii ciśnień piezometrycznych, jak to pokazano na rysunku 4.2.

Do obliczeń przyjmuje się wartość ciśnienia porowego u w środku podstawy paska, przy czym w przypadku ustalonego przepływu wody linia ciśnień piezometrycznych jest położona nieco poniżej swobodnego



Rys. 4.2
Sposób wyznaczania ciśnienia wody w porach
a — przypadek ustalonej filtracji wody,
b — przypadek konstrukcyjnego ciśnienia wody w porach

zwierciadła wody gruntowej (rys. 4.2a). Nieścisłość ta działa jednakże na korzyść bezpieczeństwa (przyjmowana do obliczeń wartość u jest większa od rzeczywistego ciśnienia u_{rz}) i dlatego odpowiednia poprawka nie jest uwzględniana w obliczeniach.

4.2 Przyjmując przytoczone w poprzednim rozdziale założenia można określić siły działające na pojedynczy pasek, przedstawione na rysunku 4.1b.

NA PASEK Siła W jest siłą masową, zależną od objętości paska i ciężaru objętościowego gruntu, siła N jest reakcją ośrodka gruntowego działającą prostopadle do podstawy paska, zaś siła S reprezentuje opór ścinania gruntu w podstawie paska. Zgodnie z dodatkowymi założeniami, podanymi w punkcie 4.1, siły te przecinają się w jednym punkcie, leżącym w środku podstawy paska. Ponadto na bokach elementu występują siły wzajemnego oddziaływania pasków, T_i i T_{i+1} , które można przedstawić za pomocą składowych poziomych E_i , E_{i+1} , oraz pionowych X_i , X_{i+1} . W analizie równowagi pojedynczego paska siły te można zastąpić ich przyrostami, określonymi z zależności:

$$\Delta E_i = E_{i+1} - E_i \quad (4.1a)$$

$$\Delta X_i = X_{i+1} - X_i \quad (4.1b)$$

lub w ogólnym przypadku siłą ΔT , która jest wypadkową sił ΔE i ΔX (rys. 4.1c).

Zgodnie z przyjętą hipotezą Coulomba-Terzagiego i przy wykorzystaniu zasady naprężeń efektywnych, maksymalna siła oporu ścinania w podstawie paska będzie równa:

$$S = N' \cdot \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot l \quad (4.2)$$

We wzorze tym Φ' i c' są efektywnymi parametrami wytrzymałości gruntu na ścinanie, a l oznacza długość podstawy paska. Z geometrii paska wynika związek:

$$l = \frac{b}{\cos \alpha} \quad (4.3)$$

gdzie b jest szerokością paska, zaś α oznacza kąt nachylenia podstawy paska do poziomu.

Do zamknięcia wieloboku sił, przedstawionego na rysunku 4.1c, jest potrzebna wzbudzona siła oporu ścinania S_m , odpowiadająca wzbudzonym parametrom wytrzymałościowym gruntu, czyli:

$$S_m = N' \cdot \operatorname{tg} \Phi'_m + c'_m \cdot l \quad (4.4)$$

Uwzględnienie współczynnika stateczności, zapisanego należnością (1.1), prowadzi do następującego wzoru:

$$S_m = \frac{1}{F} (N' \cdot \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot l) \quad (4.5)$$

Występująca we wzorach (4.2), (4.4) i (4.5) wielkość N' oznacza efektywną siłę normalną do podstawy paska. Siła ta wyznaczana jest ze związku:

$$N' = N - u \cdot l \quad (4.6)$$

gdzie u oznacza średnie ciśnienie porowe w podstawie paska, zgodnie z zasadami przedstawionymi na rysunku 4.2. Siła N zależy od pozostałych sił działających na pojedynczy element i można ją wyznaczyć z sumy rzutów na kierunek pionowy. Warunek równowagi tych sił jest zapisany następująco:

$$W - \Delta X - (N' + u \cdot l) \cos \alpha - S_m \cdot \sin \alpha = 0 \quad (4.7)$$

Po wstawieniu zależności (4.5) i wykonaniu przekształceń, uzyskuje się wzór na siłę N' w postaci:

$$N' = \frac{W - \Delta X - l \left(u \cdot \cos \alpha + \frac{c'}{F} \sin \alpha \right)}{m_\alpha} \quad (4.8)$$

gdzie:

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\operatorname{tg} \Phi' \sin \alpha}{F} = \cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \Phi' \operatorname{tg} \alpha}{F} \right) \quad (4.9)$$

Ostatecznie więc, po wstawieniu wzoru (4.8) do zależności (4.5), wzbudzona siła oporu ścinania w podstawie paska jest wyrażona wzorem:

$$S_m = \frac{1}{F} \frac{(W - \Delta X - u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot b}{m_\alpha} \quad (4.10)$$

Wzór na całkowitą siłę normalną do podstawy paska, określoną tu zależnością:

$$N = N' + u \cdot l \quad (4.11)$$

otrzymuje się po wstawieniu wzoru (4.8) i przekształceniu, a mianowicie:

$$N = \frac{W - \Delta X + \frac{l \cdot \sin \alpha}{F} (u \cdot \operatorname{tg} \Phi' - c')}{m_\alpha} \quad (4.12)$$

W rozwiązaniach niektórych autorów zamiast ciśnienia porowego u występuje wskaźnik ciśnienia wody w porach r_u . Wskaźnik ten, zaproponowany przez Bishopa i Morgensterna [13], jest wielkością bezwymiarową i określa stosunek siły od ciśnienia wody w porach do siły od ciężaru paska. Może on zatem być wyrażony następująco:

$$r_u = \frac{u \cdot b}{W} = \frac{u}{\gamma \cdot h_{sr}} \quad (4.13)$$

przy czym γ oznacza ciężar objętościowy gruntu w pasku, a h_{sr} jest średnią wysokością paska. Przy takich założeniach efektywna siła normalna do podstawy paska jest wyznaczana z zależności:

$$N' = \frac{W(1 - r_u) - \Delta X - \frac{c'}{F} l \sin \alpha}{m_\alpha} \quad (4.14)$$

zaś wstawienie związku (4.13) do wzoru (4.10) prowadzi do następującego wzoru na wzbudzoną siłę oporu ścinania w podstawie paska:

$$S_m = \frac{1}{F} \frac{[W(1 - r_u) - \Delta X] \operatorname{tg} \Phi' + c' b}{m_\alpha} \quad (4.15)$$

4.3 ZASADY ROZWIĄZANIA Wyprowadzone uprzednio związki pomiędzy siłami, działającymi na pojedynczy element wycięty z masywu osuwiska, nie pozwalają jednakże na rozwiązanie przedstawionego zadania. Wynika to z faktu, że liczba niewiadomych, koniecznych do wyznaczenia przekracza liczbę dostępnych równań równowagi. Nawet po wprowadzeniu założeń upraszczających, przedstawionych w punkcie 4.1 i wykorzystaniu warunku Coulomba-Terzaghiego do wyznaczenia sił S_m , porównanie tych liczb wygląda następująco:

● liczba niewiadomych

a) siła N	n
b) punkt przyłożenia siły T lub E na boku paska	$n-1$
c) siła E lub siła T	$n-1$
d) związek pomiędzy siłami X i E lub kątem nachylenia siły T	$n-1$
e) współczynnik stateczności zbocza F	1

ogółem niewiadomych $4n-2$

● liczba równań równowagi $3n$

Tak więc do rozwiązania problemu brakuje $n-2$ równań, gdzie n oznacza liczbę pasków w masywie potencjalnego osuwiska.

Wynikające z tego faktu trudności są przyczyną stosowania w praktyce rozwiązań uproszczonych, w których przyjęto dodatkowe założenia w odniesieniu do sił wzajemnego oddziaływania pasków. Spośród wielu propozycji rozwiązań uproszczonych najszerze zastosowanie praktyczne znalazła metoda szwedzka i metoda Bishopa dla walcowych powierzchni poślizgu oraz metoda Janbu i metoda Nonveillera dla powierzchni poślizgu o dowolnym kształcie.

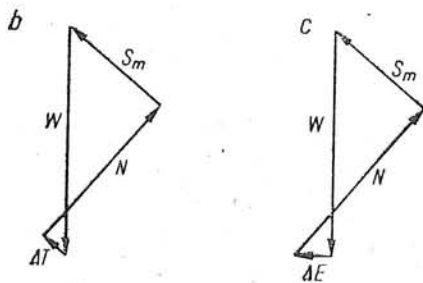
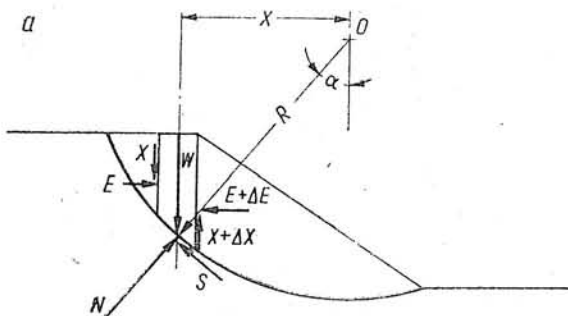
Uproszczone rozwiązania metody pasków, nie spełniające wszystkich warunków równowagi statycznej, dają w wyniku błędne wartości współczynnika stateczności. Rozwój elektronicznej techniki obliczeniowej umożliwił opracowanie dokładnych rozwiązań metody pasków.

W rozwiązaniach tych są uwzględnione wszystkie siły działające w masywie potencjalnego osuwiska i spełnione wszystkie warunki równowagi statycznej. Jakkolwiek najbardziej znaną jest metoda Morgensterna-Price'a, to trafniejszym rozwiązaniem jest propozycja Spencera. Autor uznał też za celowe przedstawienie własnej, oryginalnej propozycji dokładnego rozwiązywania metody pasków, która umożliwia sprawdzenie stateczności zbrocza w każdym przypadku praktycznym.

5

Uprozczone rozwiązania metody pasków

5.1 Do wyznaczania współczynnika stateczności w przypadku walcowej powierzchni poślizgu najwygodniej jest posługiwać się warunkiem równowagi momentów, liczonych względem środka koła poślizgu. Jak to widać z rysunku 5.1a, linia działania siły N w każdym pasku przechodzi przez punkt obrotu O , a zatem warunek równowagi momentów w poszczególnym pasku jest zapisany następująco:



Rys. 5.1
Zasady uproszczonego rozwiązania metody pasków dla walcowej powierzchni poślizgu
 a — geometria zbrocza i układ sił, b — wielobok sił w metodzie szwedzkiej, c — wielobok sił w metodzie Bishopa

przez punkt obrotu O , a zatem warunek równowagi momentów w poszczególnym pasku jest zapisany następująco:

$$W \cdot x = S \cdot R + \Delta T \cdot t \quad (5.1)$$

przy czym wyrażenie $\Delta T \cdot t$ opisuje ogólnie moment od sił wzajemnego oddziaływania pasków.

Warunek równowagi momentów w całym masywie osuwiska będzie miał następującą postać:

$$\sum W \cdot x = \sum S \cdot R \quad (5.2)$$

przy czym sumowanie wykonuje się po wszystkich paskach, od 1 do n . We wzorze (5.2) nie występuje moment sił międzypaskowych, gdyż zgodnie z założeniem siły te, będące siłami wewnętrznymi, muszą być w równowadze, a zatem suma ich momentów musi być również równa zero.

Ramię działania siły W można wyznaczyć z prostego związku geometrycznego:

$$x = R \cdot \sin \alpha \quad (5.3)$$

w wyniku czego wzór (5.2) przyjmuje następującą postać:

$$\sum W \cdot R \cdot \sin \alpha = \sum S \cdot R \quad (5.4)$$

Wielkość R , oznaczająca promień koła poślizgu, jest stała dla wszystkich pasków i dlatego może ona być wyciągnięta przed znak sumy, a następnie uproszczona. Ostatecznie więc równanie momentów będzie zapisane następująco:

$$\sum W \cdot \sin \alpha = \sum S \quad (5.5)$$

W stanie równowagi granicznej w podstawie paska będzie działać wzbudzona siła oporu ścinania S_m , zapisana wzorem (4.5):

$$S_m = \frac{1}{F} (N' \operatorname{tg} \Phi' + c'l)$$

Wstawienie tej zależności do równania (5.5) i wykonanie przekształceń prowadzi do ogólnego wzoru na współczynnik stateczności zbrocza dla walcowej powierzchni poślizgu, a mianowicie:

$$F = \frac{\sum (N' \operatorname{tg} \Phi' + c'l)}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (5.6)$$

Wyznaczenie wartości poszczególnych wielkości występujących we wzorze (5.6) nie nastęrcza większych trudności. Wyjątek stanowi tu siła N' , zależna również od sił wzajemnego oddziaływania pasków X i E . Ponieważ dokładne określenie rozkładu tych sił w masywie osuwiska stanowi zasadniczy problem metody pasków, w praktyce inżynierskiej szeroko stosuje się rozwiązania uproszczone, do których należy między innymi, metoda szwedzka i metoda Bishopa.

5.1.1 Metoda szwedzka

Metoda ta jest znana w Polsce jako metoda Felleniusa, natomiast w literaturze zagranicznej jest nazywana często zwyczajną metodą pasków. Nazwa metody podkreśla wkład wniesiony do analizy stateczności zbroczy przez Pettersona i Felleniusa, chociaż ostateczna postać wzoru została zaproponowana przez Terzaghiego [103].

Podstawę rozwiązania w metodzie szwedzkiej stanowi założenie, że wypadkowa sił międzypaskowych ΔT , jest w każdym pasku równoległa do jego podstawy, a tym samym równoległa do siły oporu ścinania S_m (rys. 5.1b). Dzięki takiemu założeniu całkowita siła normalna do podstawy

paska N może być wyznaczona z sumy rzutów sił na kierunek jej działania, a mianowicie:

$$N = W \cdot \cos \alpha \quad (5.7)$$

Ponieważ efektywna siła normalna N' jest wyznaczana z ogólnego wzoru (4.6);

$$N' = N - u \cdot l$$

wzór na tę siłę w metodzie szwedzkiej będzie miał postać:

$$N' = W \cdot \cos \alpha - u \cdot l \quad (5.8)$$

Ostatecznie, współczynnik stateczności zbrocza w metodzie szwedzkiej (Felleniusa) jest wyznaczany za pomocą wzoru:

$$F_F = \frac{\sum [(W \cdot \cos \alpha - u \cdot l) \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot l]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (5.9)$$

Tok postępowania przy obliczeniu współczynnika stateczności dla założonej powierzchni poślizgu rozpoczyna się od podziału masywu osuwiska na paski. Po określeniu w każdym pasku wszystkich wielkości występujących we wzorze (5.9) i zsumowaniu wartości poszczególnych wyrażeń uzyskuje się odpowiednią wartość współczynnika F_F . Przy wykonywaniu obliczeń należy pamiętać o tym, że kąt α w dolnej części powierzchni poślizgu, po przekroczeniu najniższego jej punktu, ma wartości ujemne.

Jakkolwiek większość analiz jest wykonywanych w naprężeniach efektywnych, metoda szwedzka pozwala również na sprawdzanie stateczności w naprężeniach całkowitych (w gruntach częściowo nasyconych wodą) lub przy założeniu $\Phi_u = 0$ (w gruntach całkowicie nasyconych wodą). Zgodnie z zależnościami przedstawionymi w rozdziale 2.4, wzór na współczynnik stateczności zbrocza będzie miał postać:

● w naprężeniach całkowitych

$$F_F^{**}) = \frac{\sum (W \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \Phi_u + c_u \cdot l)}{W \cdot \sin \alpha} \quad (5.10)$$

● w metodzie $\Phi_u = 0$

$$F_F = \frac{\sum c_u \cdot l}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (5.11)$$

5.1.2 Metoda Bishopa

Uprozczone rozwiązanie Bishopa polega na założeniu, że na bokach paska działają tylko siły poziome E , których wypadkowa ΔE jest również pozioma (rys. 5.1c). W wyniku takiego założenia wzór (4.8) na efektywną siłę normalną N' upraszcza się w sposób następujący:

$$N' = \frac{W - l \left(u \cdot \cos \alpha + \frac{c'}{F} \sin \alpha \right)}{m_u} \quad (5.12)$$

*) Indeksy „F” i „B” pochodzą od nazwisk Fellenius i Bishop.

Po wstawieniu wzoru (5.12) do ogólnego wzoru (5.6) i wykonaniu przekształceń, uzyskuje się ostateczną postać wzoru na współczynnik stateczności zbocza w uproszczonej metodzie Bishopa, a mianowicie:

$$F_B^{**}) = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \frac{(W - u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi' + c' b}{m_\alpha} \quad (5.13)$$

Obliczenia wykonuje się podobnie jak w metodzie szwedzkiej, chociaż wymagają one w tym przypadku większego nakładu pracy. Wzór (5.13) nie pozwala bowiem na bezpośrednie wyznaczenie współczynnika stateczności F_B , ponieważ współczynnik m_α , jak to widać ze związku (4.9), jest zależny również od wielkości F_B . Ponieważ niewiadoma występuje po obu stronach równania, uzyskanie rozwiązania wymaga stosowania metody kolejnych przybliżeń.

Obliczenia rozpoczyna się od wstawienia do prawej strony równania dowolnej wartości F_0 (najczęściej $F_0 = 1,0$). Uzyskaną dla takiego założenia wartość F_1 wstawia się ponownie do prawej strony równania (5.13) i postępowania takie powtarza się do chwili, gdy różnica kolejnych wartości współczynnika F jest mniejsza od wartości założonej z góry. W zależności od stopnia dokładności wykonywanych obliczeń można przyjąć warunek:

$$F_{n+1} - F_n \leq 0,01 \quad (5.14a)$$

gdy współczynnik stateczności jest wyznaczany z dokładnością do dwóch miejsc po przecinku, lub warunek:

$$F_{n+1} - F_n \leq 0,005 \quad (5.14b)$$

gdy F jest obliczane z dokładnością do trzech miejsc. Doświadczenie zdobyte przy posługiwaniu się metodą Bishopa pozwala na takie przyjmowanie kolejnych wartości F , które wymaga wykonania trzech lub czterech przybliżeń dla osiągnięcia zadowalającej zbieżności wyników obliczeń.

Podobnie jak w metodzie szwedzkiej, analizę stateczności można również wykonywać w naprężeniach całkowitych. Należy wtedy stosować następujące wzory na współczynnik stateczności:

- w naprężeniach całkowitych

$$F_B = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum \frac{W \cdot \operatorname{tg} \Phi_u + c_u \cdot b}{m_\alpha} \quad (5.15)$$

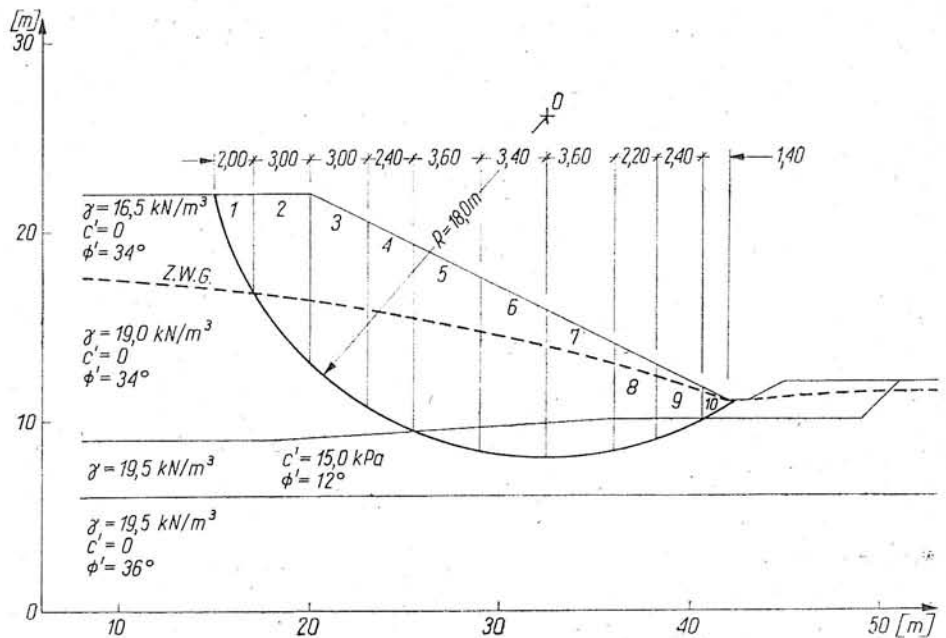
- w metodzie $\Phi_u = 0$

$$F_B = \frac{1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \sum \frac{c_u \cdot b}{m_\alpha} \quad (5.16)$$

Praktyczne stosowanie metody Bishopa zilustruje najlepiej przedstawiony przykład liczbowy.

Obliczenia dotyczą zbocza nasypu z gruntu niespoistego, wykonanego na podłożu uwarstwionym, oznaczonego, jako zbocze 1. Geometrię zbocza, układ warstw gruntu i właściwości gruntów pokazano na rysunku 5.2. Przez nasyp przepływa woda gruntowa, której swobodne zwierciadło wykreślono linią przerywaną. Linię poślizgu, odpowiadającą śladowi

Rys. 5.2
Walcowa powierzchnia
poślizgu przyjęta do
analizy stateczności
metodą Bishopa
(zbcze 1)



powierzchni poślizgu na płaszczyźnie pionowej, wyznacza odcinek łuku koła o promieniu $R = 18,0$.

Pierwszą czynnością jest podział zbocza na pionowe elementy i wyznaczenie geometrii poszczególnych pasków. W ogólnym przypadku zbocza zbudowanego z kilku warstw gruntu podział ten należy przeprowadzić tak, aby podstawa każdego paska obejmowała tylko jeden rodzaj gruntu. Dlatego też pierwsze linie podziału na paski wyznaczają punkty przecięcia koła poślizgu z liniami opisującymi geometrię zbocza (obrys skarpy, linie podziału na warstwy, zwierciadło wody gruntowej).

a) wyznaczanie sił naruszających stateczność zbocza

Tablica 5-1
Sprawdzanie
stateczności zbocza
uproszczoną metodą
Bishopa

Numer paska n	Szerokość paska b [m]	Grubość warstwy gruntu w środku paska [m]			$h_1 \cdot \gamma_1$	$h_2 \cdot \gamma_2$	$h_3 \cdot \gamma_3$	$\Sigma h_i \cdot \gamma_i$	$\frac{W}{b \Sigma h_i \cdot \gamma_i}$	x	$\sin \alpha = \frac{x}{R}$	$W \cdot \sin \alpha$
		h_1	h_2	h_3	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/km ²]	[kN]	[m]		[kN]
1	2,00	3,00	—	—	49,5	—	—	49,5	99,0	16,40	0,911	90,2
2	3,00	5,50	1,80	—	90,8	34,2	—	125,0	375,0	13,90	0,772	289,5
3	3,00	5,10	4,30	—	84,2	81,7	—	165,9	497,7	10,90	0,606	301,6
4	2,40	4,30	5,60	—	71,0	106,4	—	177,4	425,8	8,20	0,456	194,2
5	3,60	3,30	5,50	0,80	54,5	104,5	15,6	174,6	628,6	5,20	0,289	181,6
6	3,40	2,30	4,60	1,50	38,0	87,4	29,3	154,7	526,0	1,70	0,094	49,4
7	3,60	1,40	3,60	1,70	23,1	68,4	33,2	124,7	448,9	-1,80	-0,100	-44,9
8	2,20	0,70	2,70	1,30	11,6	51,3	25,4	88,3	194,3	-4,70	-0,261	-50,7
9	2,40	0,30	2,00	0,50	5,0	38,0	9,8	52,8	126,7	-7,00	-0,389	-49,3
10	1,40	—	0,80	—	—	15,2	—	15,2	21,3	-8,90	-0,494	-10,5

951,1

b) wyznaczenie sił utrzymujących stateczność zbocza

Numer paska n	Szerokość paska b [m]	Spójność gruntu c' [kPa]	Kąt tarcia wewn. Φ' [st.]	$\text{tg } \Phi'$	Wysokość słupa wody h_w [m]	Parcie wody u [kPa]	Siła parcia wody $u \cdot b$ [kN]	$W' = W - u \cdot b$ [kN]	$W' \cdot \text{tg } \Phi'$ [kN]	$c' \cdot b$ [kN]	$S_h = W' \cdot \text{tg } \Phi' + c' \cdot b$ [kN]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	2,00	—	34	0,675	—	—	—	99,0	66,8	—	66,8
2	3,00	—	34	0,675	1,80	17,7	53,1	321,9	217,3	—	217,3
3	3,00	—	34	0,675	4,30	42,2	126,6	371,1	250,5	—	250,5
4	2,40	—	34	0,675	5,60	54,9	131,8	294,0	198,5	—	198,5
5	3,60	15,0	12	0,213	6,30	61,8	222,5	406,1	86,5	54,0	140,5
6	3,40	15,0	12	0,213	6,10	59,8	203,3	322,7	68,7	51,0	119,7
7	3,60	15,0	12	0,213	5,30	52,0	187,2	261,7	55,7	54,0	109,7
8	2,20	15,0	12	0,213	4,00	39,2	86,2	108,1	23,0	33,0	56,0
9	2,40	15,0	12	0,213	2,50	24,5	58,8	67,9	14,5	36,0	50,5
10	1,40	—	34	0,675	0,80	7,8	10,9	10,4	7,0	—	7,0

c) wyznaczenie współczynnika stateczności zboczy

Numer paska n	S_h [kN]	$\cos \alpha$	$F_0 = 1,0$			$F_1 = 1,19$			$F_2 = 1,23$			
			$\text{tg } \Phi' \sin \alpha$	m_x	$\frac{S_h}{m_x}$	$\text{tg } \Phi' \sin \alpha$	m_x	$\frac{S_h}{m_x}$	$\text{tg } \Phi' \sin \alpha$	m_x	$\frac{S_h}{m_x}$	
			F		[kN]	F		[kN]	F		[kN]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	66,8	0,412	0,615	1,027	65,0	0,517	0,929	71,9	0,500	0,912	73,2	
2	217,3	0,635	0,521	1,156	187,8	0,438	1,073	202,5	0,424	1,059	205,2	
3	250,3	0,796	0,409	1,205	207,9	0,344	1,140	219,7	0,333	1,129	221,9	
4	198,5	0,890	0,308	1,198	165,7	0,259	1,149	172,8	0,250	1,140	174,1	
5	140,5	0,957	0,062	1,019	137,9	0,052	1,009	139,2	0,050	1,007	139,5	
6	119,7	0,996	0,020	1,016	117,8	0,017	1,013	118,2	0,016	1,012	118,3	
7	109,7	0,995	-0,021	0,974	112,6	-0,018	0,977	112,3	-0,017	0,978	112,2	
8	56,0	0,965	-0,056	0,909	61,6	-0,047	0,918	61,0	-0,046	0,919	60,9	
9	50,5	0,921	-0,083	0,838	60,3	-0,070	0,851	59,3	-0,067	0,854	59,1	
10	7,0	0,869	-0,333	0,536	13,1	-0,280	0,589	11,9	-0,271	0,598	11,7	
					1129,7						1168,8	1176,1
					$F_1 = \frac{1129,7}{951,1} = 1,188$						$F_2 = \frac{1168,8}{951,1} = 1,229$	$F_3 = \frac{1176,1}{951,1} = 1,237$

Dalszy podział ma na celu zmniejszenie szerokości pasków, przy czym liczba pasków w masywie osuwiska nie powinna być mniejsza niż 10. Jak to widać ze wzoru (5.13), określenie współczynnika stateczności wymaga sumowania poszczególnych wyrażeń po wszystkich paskach. Z tego względu obliczenia najwygodniej jest wykonywać w tabelkach. Zgodnie z przedstawioną propozycją obliczenia składają się z trzech części, obejmujących kolejno wyznaczenie sił naruszających stateczność zbocza, sił utrzymujących stateczność oraz obliczanie współczynnika stateczności. Całość obliczeń zestawiono w tabelicy 5.1.

Wartości siły W od ciężaru gruntu w pasku oblicza się według wzoru:

$$W = b \sum h_i \cdot \gamma_i \quad (5.17)$$

gdzie:

h_i — wysokość warstwy gruntu w połowie szerokości paska,

γ_i — ciężar objętościowy gruntu w tej warstwie,

b — szerokość paska.

Poniżej swobodnego zwierciadła wody gruntowej przyjmuje się ciężar objętościowy gruntu całkowicie nasyconego wodą. Obliczenia takie są zawarte w pierwszej części tablicy 5-1a. W końcowej części tej tablicy oblicza się wartość wyrażenia $\Sigma W \cdot \sin \alpha$, pamiętając o ujemnym znaku funkcji $\sin \alpha$ w dolnej części koła poślizgu.

W tablicy 5-1b obliczono siły utrzymujące stateczność zbocza, występujące w liczniku wzoru (5.13). Parametry wytrzymałościowe gruntu c' i Φ' odpowiadają warstwie, w której znajduje się podstawa analizowanego paska. Ciśnienie porowe w podstawie paska oblicza się ze wzoru:

$$u = h_w \cdot \gamma_w \quad (5.18)$$

gdzie h_w oznacza wysokość słupa wody w środku paska, mierzoną od podstawy paska do swobodnego zwierciadła wody gruntowej lub linii ciśnień piezometrycznych. Wynikiem obliczeń wykonywanych w tej tablicy 5-1 są wartości siły oporu ścinania odpowiadające poziomej podstawie paska, czyli:

$$S_h = (W - u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot b \quad (5.19)$$

Zasadnicze obliczenia współczynnika stateczności przeprowadzono w tablicy 5-1c. Dla początkowego założenia $F_0 = 1,0$ obliczono wartości współczynnika m_α , a następnie wyrażenia $\frac{S_h}{m_\alpha}$. Suma wartości tego ilorazu po wszystkich paskach daje w wyniku siłę utrzymującą stateczność zbocza. Ze stosunku siły utrzymującej stateczność do siły dążącej do naruszenia równowagi zbocza otrzymano współczynnik stateczności $F_1 = 1,188$. W następnym przybliżeniu wartości współczynnika m_α obliczono dla współczynnika stateczności $F_1 = 1,19$, otrzymując w wyniku współczynnik $F_2 = 1,223$. Wreszcie w trzecim przybliżeniu uzyskano kolejną wartość współczynnika stateczności $F_3 = 1,237$, stanowiącą ostateczny wynik obliczeń.

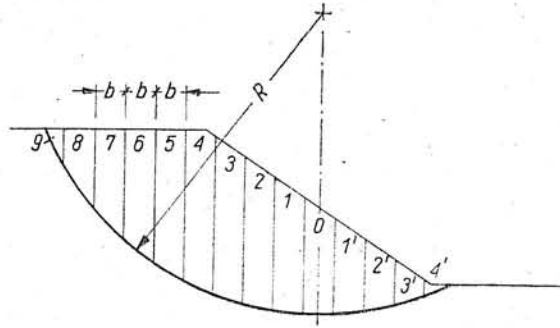
W zboczu jednorodnym wygodnie jest wprowadzić podział na paski o jednakowej szerokości, a mianowicie:

$$b = \frac{R}{10}$$

Jeżeli podział ten jest wykonany zgodnie z rysunkiem 5.3, to wtedy funkcja $\sin \alpha$ dla każdego paska jest określona z prostej zależności:

$$\sin \alpha = \frac{n}{10} \quad (5.20)$$

w której n oznacza kolejny numer paska. Należy również pamiętać o tym, że funkcja $\sin \alpha$ dla pasków oznaczonych cyfrą z kreską (np. 1', 2') ma wartości ujemne.



Rys. 5.3
Podział masywu osuwiska
na paski o jednakowej
szerokości $b = R/10$

W przypadku stałej szerokości pasków wzór (5.13) na współczynnik stateczności zbocza można uprościć przez wielkość b , co prowadzi do pewnego ułatwienia przy wykonywaniu obliczeń. Współczynnik stateczności jest określony wtedy wzorem:

$$F_B = \frac{1}{\sum h_s \cdot \sin \alpha} \sum \frac{(h_s - u) \operatorname{tg} \Phi' + c'}{m_u} \quad (5.21)$$

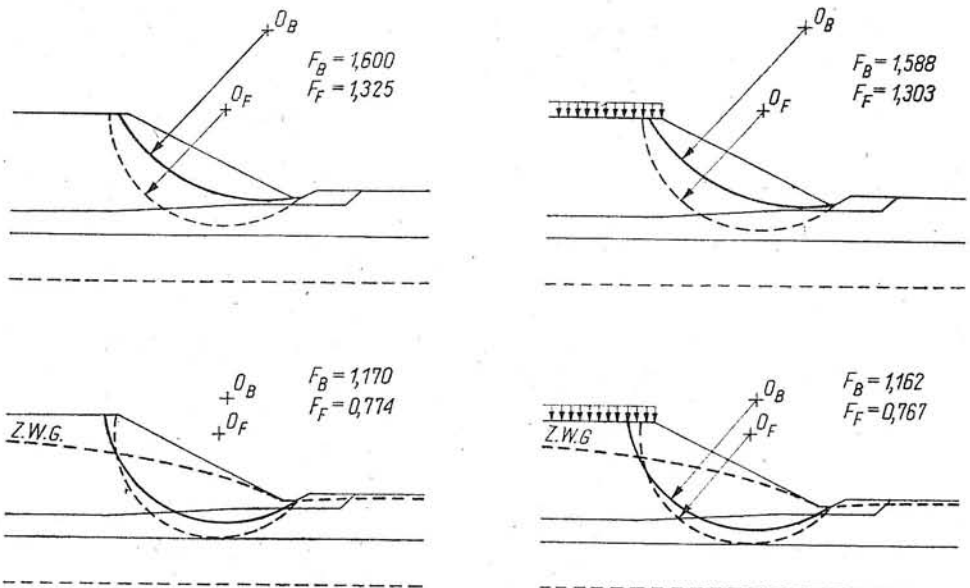
gdzie: h_s oznacza sprowadzoną wysokość paska, wynikającą ze wzoru (5.17) w sposób następujący:

$$h_s = \frac{W}{b} = \sum h_i \cdot \gamma_i \quad (5.22)$$

Taki sposób postępowania, poparty przykładem liczbowym, przedstawiono między innymi w pracy autora [58].

5.1.3 Porównanie metod obliczeniowych

Nieznaczące pozornie różnice założeń, dotyczące rozkładu sił międzypaskowych, prowadzą do istotnych różnic wyników uzyskiwanych z metody szwedzkiej i metody Bishopa. Ocena tych różnic była możliwa,



Rys. 5.4
Porównanie wyników
obliczeń wykonanych
metodą szwedzką
i metodą Bishopa

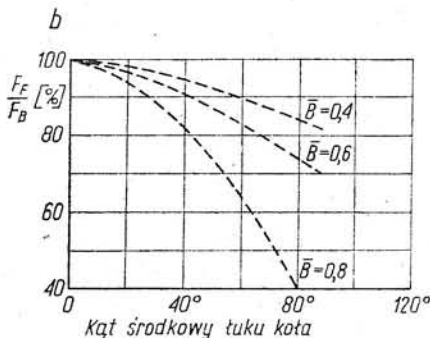
wzłaszcza przy wykorzystaniu elektronicznej techniki obliczeniowej, co pozwoliło na wyciągnięcie bardziej ogólnych wniosków. Różnice wyników obliczeń przedstawiono na przykładzie wspomnianego już zbrocza 1 (rys. 5.2), porównując położenie krytycznych linii poślizgu i odpowiadające im wartości współczynników stateczności. We wszystkich przypadkach pokazanych na rysunku 5.4 metoda szwedzka daje mniejsze wartości współczynnika stateczności, przy czym maksymalna różnica względna wynosi 34,0%. Należy również uwzględnić fakt, że krytyczna powierzchnia poślizgu, wynikająca z analizy stateczności metodą szwedzką, jest zawsze głębsza w porównaniu do odpowiedniej powierzchni określonej metodą Bishopa.

Obszerne porównanie wyników obliczeń, zawarte w pracy Bishopa [7], pokazano na rysunku 5.5. Obliczenia wykonano dla konstrukcyjnego przypadku ciśnienia wody w porach powstałego w korpusie zapory ziemnej pod wpływem zagęszczenia (rys. 5.5a).

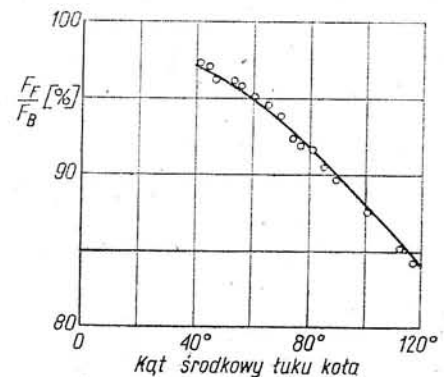
Z wykresów przedstawionych na rysunku 5.5b widać wzrost rozbieżności wyników w miarę wzrostu środkowego kąta koła poślizgu oraz parametru ciśnienia wody w porach \bar{B} . W skrajnym przypadku współczynnik stateczności określony metodą szwedzką (Felleniusa) stanowi tylko 40% wartości F określonej metodą Bishopa.

Podobne wyniki uzyskali Whitman i Bailey [107], analizując stateczność zbrocza zbudowanego z gruntu suchego. Mniejsze różnice pomiędzy wynikami z metody szwedzkiej i metody Bishopa, jak to widać z rysunku 5.6, są spowodowane brakiem ciśnienia porowego w zbroczu.

Rys. 5.5
Wyniki analizy stateczności zbrocza zapory ziemnej z uwzględnieniem ciśnienia porowego (wg Bishopa [7])
a — schemat zapory,
b — porównanie wartości F określonych metodą szwedzką i metodą Bishopa



Rys. 5.6
Porównanie wyników obliczeń stateczności zbrocza w gruncie suchym (wg Whitmana i Bailey'a [107])



Zasadniczym problemem jest ocena dokładności obydwu opisanych w tym rozdziale metod obliczeniowych. Ocenę taką wykonali różni autorzy [69, 107, 111] i wykazali, że wartości współczynnika stateczności zbrocza uzyskiwane z uproszczonej metody Bishopa różnią się nie więcej niż o kilka procent od wyników dokładnego rozwiązania metody pasków. Tak więc dokładność uproszczonej metody Bishopa odpowiada dokładności

ogólnej metody pasków, która jest przedmiotem analizy przedstawionej w rozdziale 7 tej książki.

Analiza i porównanie dwóch podstawowych metod, stosowanych do sprawdzania stateczności zboczy wzdłuż walcowych powierzchni poślizgu, podkreśla w sposób jednoznaczny zalety uproszczonej metody Bishopa w stosunku do klasycznej metody szwedzkiej. Większa dokładność metody Bishopa pozwala na bezpieczniejsze projektowanie budowli ziemnych, natomiast fakt uzyskiwania z tej metody wyższych wartości współczynnika stateczności prowadzi do bardziej ekonomicznych rozwiązań konstrukcyjnych.

Wydawać by się mogło, że oszczędności wynikające ze stosowania metody Bishopa nie są istotne, skoro w niektórych przypadkach wynoszą one tylko kilka procent. Uwzględniając jednak wykonawstwo zapór ziemnych, gdzie ilości zużytych gruntów wynoszą setki tysięcy metrów sześciennych, nawet te kilkuprocentowe oszczędności dają efekty ekonomiczne, których nie należy lekceważyć.

Niekiedy w odniesieniu do metod analitycznych wysuwa się propozycje, aby zalecić stosowanie kilku metod pod warunkiem przypisania każdej metodzie innej wartości wymaganego współczynnika bezpieczeństwa, związanej ze stopniem dokładności tej metody. Propozycja taka jest zawarta w książce Wiluną [108], w której minimalną wartość współczynnika stateczności zaleca się przyjmować w wysokości $F_{dop} = 1,1 \div 1,3$, dla metody szwedzkiej i $F_{dop} = 1,3 \div 1,5$ dla metody Bishopa. Jak to jednakże widać z rysunku 5.4, 5.5 i 5.6, nie można wprowadzać stałej wartości współczynnika poprawkowego do wyników uzyskiwanych z obu tych metod, gdyż stosunek odpowiednich współczynników stateczności jest zmienny i zależy od wielu czynników. Wreszcie argumentem przeciwko szerokiemu stosowaniu metody Bishopa może być jej duża pracochłonność, związana z koniecznością stosowania metody kolejnych przybliżeń. Argument ten traci swoją wagę w chwili zastosowania elektronicznej techniki obliczeniowej, co staje się koniecznością na obecnym etapie rozwoju nauki i techniki.

5.2 5.2.1 Metoda Janbu

ANALIZA STATECZNOŚCI ZBOCZA PRZY ZAŁOŻENIU DOWOLNEJ POWIERZCHNI POŚLIZGU

Uproszczone rozwiązanie metody pasków dla powierzchni poślizgu o dowolnym kształcie zostało opracowane przez Janbu [46, 67], wkrótce po opublikowaniu propozycji Bishopa, stanowiącej podstawę tego rozwiązania.

Wzór na współczynnik stateczności zbocza jest wyprowadzony z warunku równowagi sumy rzutów sił na kierunki pionowy i poziomy. Zgodnie z wielobokiem sił, przedstawionym na rysunku 4.1c, warunki równowagi sił w pojedynczym pasku są zapisane następująco:

$$W - \Delta X = N \cos \alpha + S_m \sin \alpha \quad (5.23a)$$

$$\Delta E = N \sin \alpha - S_m \cos \alpha \quad (5.23b)$$

Wylimitowanie wielkości N prowadzi do następującego związku pomiędzy siłami:

$$\frac{S_m}{\cos \alpha} (W - \Delta X) \operatorname{tg} \alpha - \Delta E \quad (5.24)$$

Z kolei podstawiając do związku (5.24) wyrażenie (4.10):

$$S_m = \frac{1}{F} \frac{(W - \Delta X - u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot b}{m_\alpha}$$

uzyskuje się wzór na współczynnik stateczności zbocza w postaci:

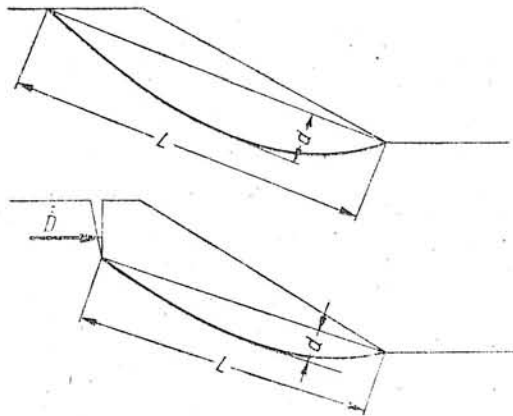
$$F_J^{*)} = \frac{1}{\sum W \cdot \operatorname{tg} \alpha} \sum \frac{(W - u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot b}{m_\alpha \cdot \cos \alpha} \quad (5.25)$$

przy czym sumowanie wykonuje się po wszystkich paskach, od 1 do n .

We wzorze (5.25) nie występują siły ΔX i ΔE . Uproszczona metoda Janbu, podobnie jak uproszczona metoda Bishopa, polega na założeniu, że wypadkowa sił międzypaskowych w każdym pasku działa poziomo, a zatem jest spełniony warunek:

$$\Delta X = 0$$

Natomiast suma sił ΔE z założenia musi być równa zero, dlatego też nie występują one w mianowniku wzoru (5.25). W ogólnym przypadku na masyw potencjalnego osuwiska może działać pozioma siła D , jak to



Rys. 5.7
Oznaczenia stosowane w
metodzie Janbu

pokazano na dolnym schemacie rysunku 5.7. Wzór na współczynnik stateczności zbocza ma wtedy postać:

$$F_J = \frac{1}{D + \sum W \cdot \operatorname{tg} \alpha} \sum \frac{(W - u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot b}{m_\alpha \cos \alpha} \quad (5.26)$$

Uproszczenie, polegające na pominięciu wpływu sił ΔX , odbija się jednakże na dokładności wyników obliczeń, które we wszystkich przypadkach dają zaniżone wartości współczynnika stateczności zbocza. Z tego też względu Janbu wprowadził współczynnik poprawkowy f_0 , zwiększający obliczeniową wartość współczynnika F_J . Tak więc ostatecznie,

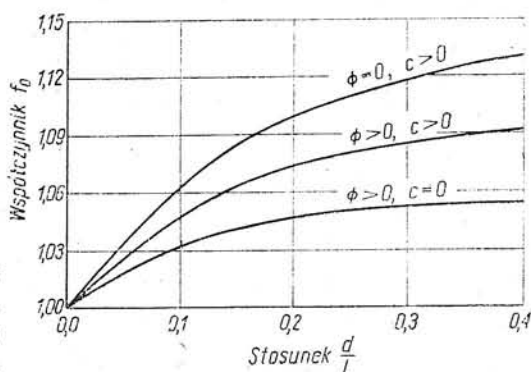
* Indeks „J” pochodzi od nazwiska Janbu.

współczynnik stateczności zbocza w uproszczonej metodzie Janbu jest obliczany według wzoru:

$$F_J = \frac{f_0}{D + \sum W \cdot \operatorname{tg} \alpha} \sum \frac{(W - u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot b}{m_\alpha \cos \alpha} \quad (5.27)$$

Wartość współczynnika poprawkowego f_0 zależy od rodzaju gruntów tworzących zbocze (spoisłe lub niespoisłe) oraz od stosunku strzałki d do cięciwy L założonej powierzchni poślizgu. Odległości te pokazano na rysunku 5.7, zaś zmiany wartości współczynnika f_0 wykreślono na rysunku 5.8.

Wzór (5.27) pozwala wyznaczyć współczynnik stateczności zbocza na podstawie naprężenia efektywnego i odpowiadających im parametrów wytrzymałościowych gruntu. Również w przypadku uproszczonej metody



Rys. 5.8
Wartości współczynnika
poprawkowego f_0
w metodzie Janbu

Janbu analizę stateczności można prowadzić w naprężeniach całkowitych. Odpowiednie wzory na współczynnik stateczności będą miały postać:

- w gruntach częściowo nawodnionych

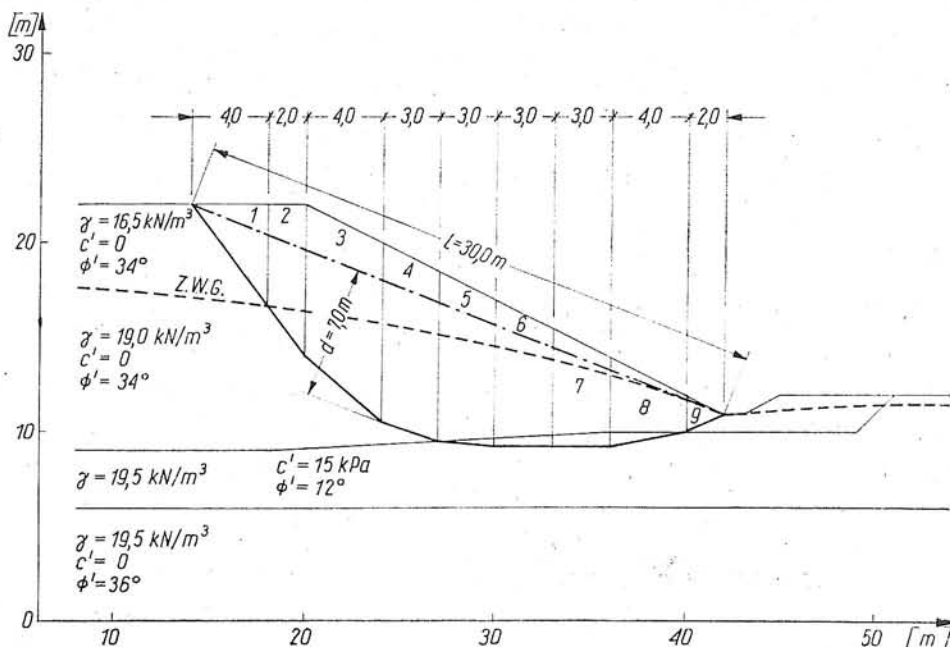
$$F_J = \frac{f_0}{\sum W \cdot \operatorname{tg} \alpha} \sum \frac{W \cdot \operatorname{tg} \Phi_u + c_u \cdot b}{m_\alpha \cos \alpha} \quad (5.28)$$

- w gruntach całkowicie nasyconych wodą

$$F_J = \frac{f_0}{\sum W \cdot \operatorname{tg} \alpha} \sum \frac{c_u \cdot b}{m_\alpha \cos \alpha} \quad (5.29)$$

Podobnie jak w metodzie Bishopa poszukiwana wielkość F występuje po obu stronach wzoru (5.27). Dlatego też wyznaczenie wartości F_J wymaga wykonania kilku iteracji. Rozpoczynając od wyjściowej wartości $F_0 = 1,0$ oblicza się odpowiednią wartość F_1 , która służy do określenia wartości współczynnika m_α w drugim przybliżeniu. Postępowanie takie prowadzi się do chwili, gdy różnica między dwiema kolejnymi wartościami F_J nie przekracza wartości założonej z góry. W trakcie obliczeń należy oczywiście pamiętać o wprowadzeniu współczynnika poprawkowego f_0 .

Sposób sprawdzania stateczności uproszczoną metodą Janbu przedstawiono na przykładzie zbocza dla nieregularnej powierzchni poślizgu, przebiegającej w sposób pokazany na rysunku 5.9.



Rys. 5.9
Powierzchnia poślizgu
przyjęta do analizy
stateczności metodą
Janbu (zbcze 1)

Tak jak w przypadku metody Bishopa obliczenia wykonano w tabelcy, stosując podział na trzy zasadnicze części. Siły dążące do naruszenia stateczności zbocza obliczono w tabelcy 5-2a. Z kolei tabela 5-2b zawiera obliczenia sił utrzymujących równowagę zbocza, odpowiadających poziomej podstawie paska. Zasadnicze obliczenia współczynnika stateczności przeprowadzono w tabelcy 5-2c, stosując metodę kolejnych przybliżeń.

Przebieg obliczeń jest podobny do obliczeń w uproszczonej metodzie Bishopa. Rysując zbocze w skali, najlepiej na papierze milimetrowym, nanosi się położenie założonej powierzchni poślizgu. Podział na paski

a) wyznaczenie sił naruszających stateczność zbocza

Tablica 5-2
Sprawdzenie
stateczności zbocza
uproszczoną metodą Janbu

Numer paska n	Szerokość paska b [m]	Grubość warstwy gruntu w środku paska [m]			$h_1 \cdot \gamma_1$	$h_2 \cdot \gamma_2$	$h_3 \cdot \gamma_3$	$\Sigma h_i \cdot \gamma_i$	$W = \frac{W}{b \Sigma h_i \cdot \gamma_i}$	$\text{tg } \alpha$	$W \cdot \text{tg } \alpha$
		h_1	h_2	h_3	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]		
1	2,70	—	—	—	44,6	—	—	44,6	178,4	1,333	237,8
2	2,00	5,50	1,20	—	90,8	22,8	—	113,6	227,8	1,333	302,9
3	4,00	5,00	3,80	—	82,5	72,2	—	154,7	618,8	0,875	541,5
4	3,00	3,80	5,50	—	62,7	104,5	—	167,2	501,6	0,367	184,1
5	3,00	2,70	5,40	0,30	44,6	102,6	5,9	153,1	459,3	0,100	45,9
6	3,00	2,00	4,60	0,50	33,0	87,4	9,8	130,2	390,6	0,000	0,0
7	3,00	1,20	3,70	0,70	19,8	70,3	13,7	103,8	311,4	0,000	0,0
8	4,00	0,50	3,50	0,40	8,3	66,5	7,8	82,6	330,4	-0,200	-66,1
9	2,00	—	1,00	—	—	19,0	—	19,0	38,0	-0,500	-19,0

1227,1

b) wyznaczenie sił utrzymujących stateczność zbocza

Numer paska <i>n</i>	Szerokość paska <i>b</i> [m]	Spójność gruntu <i>c'</i> [kPa]	Kąt tarcia wewn. Φ' [st]	$\text{tg } \Phi'$	Wysokość słupa wody <i>h_w</i> [m]	Parcie wody <i>u</i> [kPa]	Siła parcia wody <i>u · b</i> [kN]	$W - u \cdot b$ [kN]	$W' \cdot \text{tg } \Phi'$ [kN]	<i>c' · b</i> [kN]	$S_h = W' \cdot \text{tg } \Phi' + c' \cdot b$ [kN]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	4,00	—	34	0,675	—	—	—	178,4	120,4	—	120,4
2	2,00	—	34	0,675	1,20	11,8	23,6	203,6	137,4	—	137,4
3	4,00	—	34	0,675	3,80	37,3	149,2	469,6	317,0	—	317,0
4	3,00	—	34	0,675	5,50	54,0	162,0	339,6	229,2	—	229,2
5	3,00	15,0	12	0,213	5,60	54,9	164,7	294,6	62,7	45,0	107,7
6	3,00	15,0	12	0,213	5,10	50,0	150,0	240,6	51,2	45,0	96,2
7	3,00	15,0	12	0,213	4,30	42,2	126,6	184,8	39,4	45,0	84,4
8	4,00	15,0	12	0,213	2,90	28,4	113,6	216,8	46,2	60,0	106,2
9	2,00	—	34	0,675	1,00	9,8	19,6	18,4	12,4	—	12,4

c) wyznaczenie współczynnika stateczności zbocza

Numer paska <i>n</i>	<i>S_h</i> [kN]	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	<i>F₀</i> = 1,0				<i>F₁</i> = 1,20				<i>F₂</i> = 1,25			
				$\frac{\text{tg } \Phi' \sin \alpha}{F}$	<i>m_α</i>	$\frac{m_{\alpha} \cdot \cos \alpha}{\cos \alpha}$	$\frac{S_h}{m_{\alpha} \cos \alpha}$	$\frac{\text{tg } \Phi' \sin \alpha}{F}$	<i>m_α</i>	$\frac{m_{\alpha} \cdot \cos \alpha}{\cos \alpha}$	$\frac{S_h}{m_{\alpha} \cos \alpha}$	$\frac{\text{tg } \Phi' \sin \alpha}{F}$	<i>m_α</i>	$\frac{m_{\alpha} \cdot \cos \alpha}{\cos \alpha}$	$\frac{S_h}{m_{\alpha} \cos \alpha}$
				5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	120,4	0,800	0,600	0,540	1,140	0,684	176,0	0,450	1,050	0,630	191,1	0,432	1,032	0,619	194,5
2	137,4	0,800	0,600	0,540	1,140	0,684	200,9	0,450	1,050	0,630	218,1	0,432	1,032	0,619	222,0
3	317,0	0,659	0,753	0,445	1,198	0,902	351,4	0,371	1,124	0,846	374,7	0,356	1,109	0,835	379,6
4	229,2	0,345	0,945	0,233	1,178	1,132	202,5	0,194	1,139	1,076	213,0	0,186	1,131	1,069	214,4
5	107,7	0,100	0,995	0,021	1,016	1,011	106,5	0,018	1,013	1,008	106,8	0,017	1,012	1,007	107,0
6	96,2	0,000	1,000	0,000	1,000	1,000	96,2	0,000	1,000	1,000	96,2	0,000	1,000	1,000	96,2
7	84,4	0,000	1,000	0,000	1,000	1,000	84,4	0,000	1,000	1,000	84,4	0,000	1,000	1,000	84,4
8	106,2	-0,196	0,981	-0,042	0,939	0,921	115,3	-0,035	0,946	0,928	114,4	-0,034	0,947	0,929	114,3
9	12,4	-0,447	0,894	-0,302	0,592	0,529	23,4	-0,252	0,642	0,574	21,6	-0,242	0,652	0,583	21,3
				1356,6				1420,3				1433,7			
				$F_1 = 1,08 \frac{1356,6}{1227,1} = 1,194$				$F_2 = 1,08 \frac{1420,3}{1227,1} = 1,250$				$F_3 = 1,08 \frac{1433,7}{1227,1} = 1,262$			

rozpoczyna się od punktów charakterystycznych (punkty załamania linii i punkty przecięcia), zagęszczając podział w przypadku zbyt dużej szerokości pasków. Siły *W* od ciężaru gruntu liczy się zgodnie ze wzorem (5.17). Wartości funkcji $\text{tg } \alpha$ oblicza się na podstawie wymiarów paska odczytanych z rysunku. Wartość wyrażenia $\Sigma W \cdot \text{tg } \alpha$, oznaczającą siły naruszające stateczność zbocza, uzyskuje się w wyniku sumowania sił umieszczonych w ostatniej kolumnie tablicy 5-2a. Z kolei w tablicy 5-2b zestawiono obliczenia wartości sił utrzymujących stateczność zbocza, przy czym wynikiem obliczeń jest wartość siły oporu ścinania, odpowiadająca poziomej podstawie paska, określona wzorem (5.19):

$$S_h = (W - u \cdot b) \text{tg } \Phi' + c' \cdot b$$

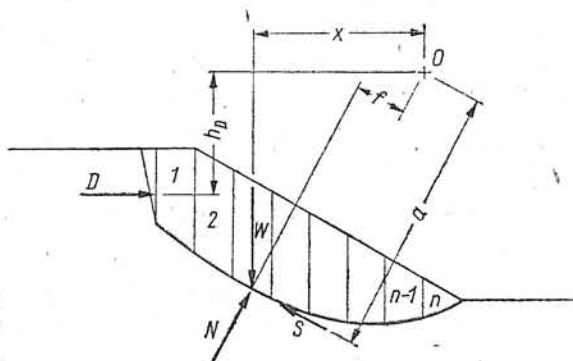
Do obliczenia współczynnika stateczności jest potrzebny współczynnik poprawkowy f_0 , wprowadzony przez Janbu, a zależny od kształtu powierzchni poślizgu i właściwości gruntów tworzących zbocze. W przykładzie przedstawionym na rysunku 5.9 zbocze tworzą grunty spoiste i niespoiste, wobec czego wykorzystano środkowy wykres z rysunku 5.8. Wartość współczynnika f_0 ustalono zatem w sposób następujący:

$$\frac{d}{L} = \frac{7,00}{30} = 0,233 \rightarrow f_0 = 1,08$$

Współczynnik stateczności zbocza wyznacza się metodą kolejnych przybliżeń w sposób pokazany w tabelicy 5-2c. Dla początkowej wartości $F_0 = 1,0$ obliczono współczynnik m_α , a następnie sumę sił utrzymujących stateczność. Wartość współczynnika stateczności z pierwszego przybliżenia, czyli $F_1 = 1,194$, wykorzystano do obliczenia współczynnika m_α w drugim przybliżeniu, skąd uzyskano wynik $F_2 = 1,250$. Wynikiem obliczeń w ostatnim przybliżeniu jest współczynnik stateczności $F_3 = 1,262$, różniący się nieznacznie od poprzedniej wartości F_2 .

5.2.2 Metoda Nonveillera

Metoda ta również jest opracowana na podstawowej propozycji Bishopa z upraszczającym założeniem dotyczącym rozkładu sił międzypaskowych. Współczynnik stateczności zbocza jest wyznaczany z warunku równowagi momentów względem dowolnego punktu obrotu, dlatego też metoda Nonveillera może być traktowana jako rozszerzenie metody Bishopa na powierzchnie poślizgu o dowolnym kształcie.



Rys. 5.10
Oznaczenia stosowane
w metodzie Nonveillera

Układ sił działających na pojedynczy pasek, zgodnie z oznaczeniami przyjętymi przez Nonveillera [74], przedstawiono na rysunku 5.10. Warunek równowagi momentów sił we wszystkich paskach jest zapisany następująco:

$$\sum S \cdot a - \sum W \cdot x + \sum N \cdot f - D \cdot h_D = 0 \quad (5.30)$$

przy czym sumowanie wykonuje się po wszystkich paskach od 1 do n . W równaniu (5.30) nie występują bezpośrednio siły wzajemnego oddziaływania pasków X i E , gdyż suma momentów tych sił z założenia

musi być równa zero. Natomiast siła ΔX występuje we wzorze na siłę N i siłę S , jak to można zauważyć we wzorach (4.10) i (4.12).

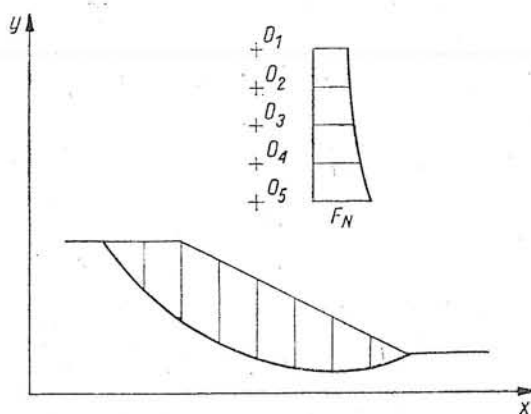
Zgodnie z założeniem Bishopa, przyjętym również przez Nonveillera, siły międzypaskowe działają poziomo, a zatem siły ΔX równe są zero.

Wstawienie wzorów (4.10) i (4.12) do równania (5.30) oraz pominięcie w nich wielkości ΔX prowadzi do ogólnego wzoru na współczynnik stateczności zbrocza w uproszczonej metodzie Nonveillera, a mianowicie:

$$F_N^{*}) = \frac{\sum [c'b + (W - ub) \operatorname{tg} \Phi'] \frac{a}{m_a}}{D \cdot h_D + \sum W \left(x - \frac{f}{m_a}\right)} + \frac{\sum (u \cdot b \operatorname{tg} \Phi' - c'b) \frac{f}{m_a} \operatorname{tg} \alpha}{D \cdot h_D + \sum W \left(x - \frac{f}{m_a}\right)} \quad (5.31)$$

Jak to widać ze wzoru (5.31) uzyskanie rozwiązania wymaga określenia nie tylko sił lecz również ramienia ich działania. Odpowiednie odległości a , f , x , i h_D wyznacza się zatem z geometrii osuwiska, graficznie lub analitycznie, zgodnie z oznaczeniami podanymi na rysunku 5.10. Należy tylko pamiętać o tym, że odległości x i f mierzone w lewo od punktu obrotu O (jak na rysunku 5.10) mają wartości dodatnie, zaś mierzone w prawo od tego punktu — wartości ujemne. Odległości a i h_D są zawsze dodatnie.

Współczynnik stateczności zbrocza wyznacza się metodą kolejnych przybliżeń, tak samo jak w uproszczonej metodzie Bishopa czy Janbu. Istotną wadą uproszczonej metody Nonveillera jest to, że wartość współczynnika stateczności zbrocza zależy od położenia przyjętego punktu obrotu, jak to wykazano w pracy autora [57]. Jest to wynikiem przyjętego uproszczenia, polegającego na pominięciu wpływu sił X działających na granicy pomiędzy paskami. Dokładna analiza wykonana przez autora [64] wykazała, że wartość F_N zależy wyłącznie od wysokości punktu obrotu, jak to przedstawiono ogólnie na rysunku 5.11.

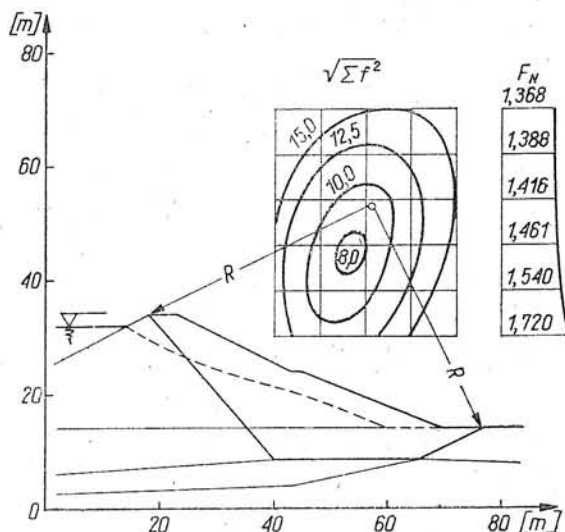


Rys. 5.11
Zależność współczynnika stateczności w metodzie Nonveillera od wysokości punktu obrotu

Błąd określenia wartości F_N jest tym mniejszy, im mniejsze są długości ramienia f , na którym działają siły N . Ze względu na dodatnie i ujemne wartości f miarodajna jest suma kwadratów tych odległości, odpowiadająca danemu punktowi obrotu. Charakter izolinii wartości

*) Indeks „N” pochodzi od nazwiska Nonveillera.

Σf^2 , w zależności od położenia punktu obrotu, przedstawiono na rysunku 5.12. Rysunek ten wskazuje na to, że można znaleźć taki punkt obrotu, któremu odpowiada minimalna wartość Σf^2 i w którym uzyskuje się współczynnik stateczności zbrocza obarczony najmniejszym błędem.



Rys. 5.12
Analiza wpływu
położenia punktu obrotu
na wynik obliczenia
w metodzie Nonveillera
(zbrocze 5)

Tak więc optymalny punkt obrotu w uproszczonej metodzie Nonveillera powinien spełniać warunek:

$$\sum f^2 = \min. \quad (5.32)$$

W szczególnym przypadku walcowej powierzchni poślizgu warunek (5.32) przyjmuje postać:

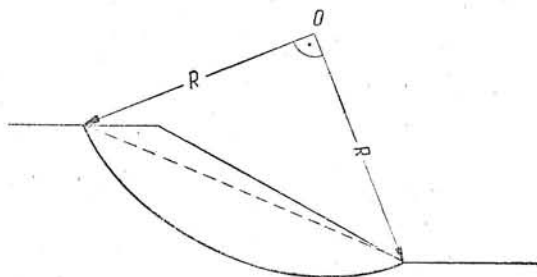
$$\sum f^2 = 0$$

Uwzględniając ponadto związki geometryczne

$$a = R; \quad x = R \sin \alpha$$

w którym R oznacza promień krzywizny poślizgu, oraz brak poziomej siły D , wzór (5.31) upraszcza się do postaci wyprowadzonej przez Bishopa a zapisanej wzorem (5.13).

Istnienie zależności pomiędzy współczynnikiem stateczności a wysokością punktu obrotu, względem którego są liczone momenty sił, wskazuje na konieczność wyboru prawidłowego położenia tego punktu. We



Rys. 5.13
Wyznaczanie punktu
obrotu w uproszczonej
metodzie Nonveillera

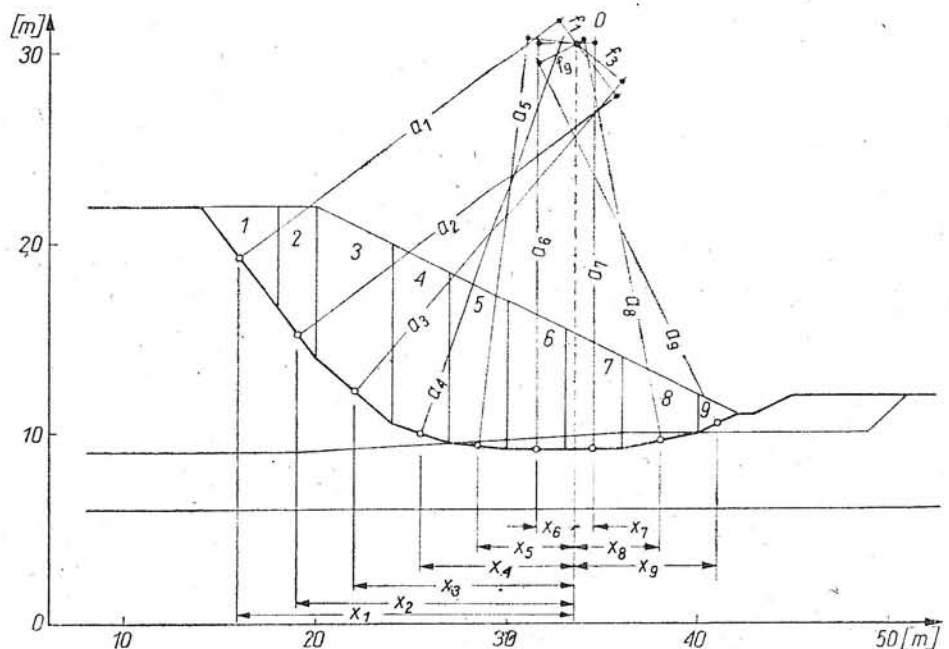
wspomnianej już pracy autora z roku 1971 [57] zaproponowano przyjmowanie punktu obrotu w wierzchołku równoramiennego trójkąta prostokątnego, którego podstawę stanowi cięciwa założonej powierzchni poślizgu, zgodnie z rysunkiem 5.13.

Uruchomienie programu obliczeń na maszynach cyfrowych umożliwiło sprawdzenie słuszności tej propozycji, jak to pokazano przykładowo na rysunku 5.12. Analiza stateczności kilku zboczy, opisana w pracy autora [64] wykazała, że punkt w którym jest spełniony warunek (5.32), czyli:

$$\sum f^2 = \min.$$

leży w niewielkiej odległości od punktu wyznaczonego zgodnie z rysunkiem 5.13. Równie istotnym jest fakt, że względne różnice wartości współczynnika stateczności w obu punktach nie przekraczają 4,0%, jak to wynika z porównania dokonanego w tabelicy 5-4. Dlatego też sposób wyznaczania położenia punktu obrotu, pokazany na rysunku 5.13, można uznać za wystarczająco dokładny dla obliczeń wykonywanych za pomocą kalkulatora.

Sprawdzanie stateczności zbocza metodą Nonveillera jest bardziej pracochłonne w porównaniu z metodą Janbu. W obliczeniach trzeba bowiem uwzględnić ramię działania poszczególnych sił, a ponadto siły naruszające stateczność zbocza, występujące w mianowniku wzoru (5.31), zależą również od założonej wartości współczynnika F . Tok postępowania przy wykonywaniu obliczeń ilustruje podany tu przykład liczbowy. Współczynnik stateczności obliczono dla powierzchni poślizgu, którego położenie w zboczu 1 pokazano na rysunku 5.9. Dla tej samej powierzchni poślizgu określono współczynnik stateczności metodą Janbu, dlatego też do obliczeń wykorzystano wielkości pomocnicze zestawione w tabelicy 5-2a i 5-2b. Natomiast długości ramienia działania sił W , S i N , oznaczone



Rys. 5.14
Wyznaczanie danych wejściowych do analizy stateczności metodą Nonveillera (zbocze 1)

odpowiednio x , a i f , odczytano z rysunku 5.14. Położenie punktu O, względem którego liczone momenty sił, przyjęto według propozycji autora, zgodnie z zasadami przedstawionymi na rysunku 5.13. Obliczenia przeprowadzono w tabelicy 5-3, przy czym jako wyjściową wartość współczynnika stateczności przyjęto wynik drugiego przybliżenia z metody Janbu (tablica 5-2c), a mianowicie $F_2 = 1,25$. Po obliczeniu

Tablica 5-3

Wyznaczanie współczynnika stateczności uproszczoną metodą Nonveiller'a

Numer paska n	W [kN]	$\text{tg } \alpha$	$S_h = \frac{W'}{W} \cdot \text{tg } \Phi' + c' \cdot b$ [kN]	$u \cdot b \text{ tg } \Phi'$ [kN]	$S'_h = \frac{u \cdot b \text{ tg } \Phi'}{c' \cdot b}$ [kN]	x [m]	a [m]	f [m]	$F_2 = 1,25$							
									m_x	$\frac{a}{m_x}$ [m]	$\frac{f}{m_x}$ [m]	$x - \frac{f}{m_x}$ [m]	$\frac{f}{m_x} \text{ tg } \alpha$ [m]	$(4) \times (11)$ [kNm]	$(6) \times (14)$ [kNm]	$(2) \times (13)$ [kNm]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	178,4	1,333	120,4	—	—	17,4	20,6	1,7	1,032	20,0	1,65	15,75	2,20	2408,0	—	2809,8
2	227,2	1,333	137,4	15,9	15,9	14,4	20,6	-3,3	1,032	20,0	-3,20	17,60	-4,27	2748,0	-67,9	3998,7
3	618,8	0,875	317,0	100,7	100,7	11,4	21,2	-3,4	1,109	19,1	-3,07	14,47	-2,69	6054,7	-270,9	8954,0
4	501,6	0,367	229,2	109,4	109,4	7,9	22,0	0,4	1,131	19,5	0,35	7,55	0,13	4469,4	14,2	3787,1
5	459,3	0,100	107,7	35,1	-9,9	4,9	21,5	3,3	1,012	21,2	3,26	1,64	0,33	2283,2	-3,3	753,3
6	390,6	0,000	96,2	32,0	-13,0	1,9	21,2	1,9	1,000	21,2	1,90	0,00	0,00	2039,4	0,0	0,0
7	311,4	0,000	84,4	27,0	-18,0	-1,1	21,2	-1,1	1,000	21,2	-1,10	0,00	0,00	1789,3	0,0	0,0
8	330,4	-0,200	106,2	24,2	-35,8	-4,6	21,3	-0,5	0,947	22,5	-0,53	-4,07	0,11	2389,0	-3,9	-1344,7
9	38,0	-0,500	12,4	13,2	13,2	-7,6	21,2	2,3	0,652	32,5	3,53	-11,13	-1,77	403,0	-23,4	-422,9
														24584,5	-355,2	18435,3

$$F_3 = \frac{24584,5 - 355,2}{18435,3} = 1,314$$

wszystkich wielkości występujących we wzorze (5.31) uzyskano współczynnik stateczności $F_3 = 1,314$. Poprawne rozwiązanie wymagałoby wykonania jeszcze jednego przybliżenia, które w tym przykładzie zostało pominięte.

5.2.3 Porównanie metod obliczeniowych

Obydwie analizowane metody sprawdzania stateczności zbczy wzdłuż dowolnej powierzchni poślizgu są opracowane na tych samych założeniach upraszczających, zaproponowanych przez Bishopa. Różnią się one tylko warunkami równowagi, przyjętymi do wyznaczenia współczynnika stateczności. W wyniku pominięcia wpływu pionowych sił międzypaskowych X nie są spełnione warunki równowagi statycznej sił w poszczególnych paskach, co odbija się na dokładności określonego w ten sposób współczynnika stateczności zbcza.

Uproszczone rozwiązanie Janbu prowadzi do zaniżonych wartości współczynnika F_j . Błąd ten zmniejsza się dzięki wprowadzeniu współczynnika poprawkowego f_0 , chociaż w żadnej z prac Janbu [46, 47] nie ma wyjaśnień uzasadniających przyjęcie takich, a nie innych

wartości tego współczynnika. W uproszczonym rozwiązaniu Nonveillera wartość współczynnika stateczności zależy z kolei od położenia przyjętego punktu obrotu. Wymaga to sprawdzenia dodatkowych warunków, na przykład w postaci zaproponowanego minimum wartości wyrażenia Σf^2 . Tym niemniej i takie postępowanie nie gwarantuje wyznaczenia współczynnika stateczności najbardziej zbliżonego do rzeczywistości.

Porównanie wyników obliczeń dla czterech zbczy o różnej geometrii i różnych właściwościach gruntów podano w tablicy 5-4. W przypadku metody Nonveillera zestawiono po dwie wartości F_N dla każdego zbcza.

Tablica 5-4
Porównanie wartości współczynnika stateczności określonych różnymi metodami

Zbczce	Metoda obliczeń				
	Janbu	Nonveillera		Masłowa – Berera	dokładne rozwiązanie autora
		z warunku $\Sigma f^2 = \min$	wg propozycji autora		
2	1,604	1,658	1,690	1,345	1,648
3	1,160	1,188	1,169	0,932	1,237
4	1,105	1,154	1,174	1,047	1,167
5	1,362	1,480	1,419	1,252	1,394

Jedna odpowiada punktowi obrotu wynikającemu z warunku $\Sigma f^2 = \min$, a druga odpowiada punktowi obrotu położonemu w wierzchołku prostokątnego trójkąta równoramiennego. Porównanie tych wartości z wynikami obliczeń wykonanych metodą Janbu wskazuje na istnienie niewielkich różnic względnych, nie przekraczających w skrajnym przypadku 8,0%.

Zwraca uwagę fakt, że w każdym przypadku metoda Janbu daje w wyniku niższe wartości F_J w porównaniu do odpowiednich wartości F_N . Punktem odniesienia mogą być wyniki dokładnego rozwiązania metody pasków, podane w ostatniej kolumnie tablicy 5-4. Można stąd wnioskować, że metoda Nonveillera prowadzi do bardziej poprawnych wartości współczynnika stateczności, natomiast w metodzie Janbu celowe byłoby zweryfikowanie wartości współczynnika poprawkowego f_0 . Weryfikacja taka wymagałaby jednakże analizy wielu przypadków, a zwłaszcza dobrze zbadanych osuwisk.

W świetle dokonanych analiz i porównań należy stwierdzić, że obie metody mogą być traktowane jako równorzędne. Metoda Janbu, ze względu na prostszy sposób rozwiązania, znalazła najszersze zastosowanie praktyczne. Jednakże coraz bardziej upowszechniające się stosowanie elektronicznej techniki obliczeniowej przemawia za pełniejszym wykorzystywaniem metody Nonveillera.

W tablicy 5-4 podano również wyniki obliczeń wykonanych za pomocą metody Masłowa-Berera [68], która jest omawiana przez niektórych autorów [22, 90, 108] jako jedna z podstawowych metod.

Z porównania wyników zestawionych w tablicy 5-4, widać, że metoda ta daje znacznie zaniżone wartości współczynnika stateczności. Względne różnice, liczone w stosunku do rozwiązania dokładnego, wynoszą od 10,0 do 25,0%, przy czym rosną one w miarę wzrostu bezwzględnej wartości F .

6

Dokładne rozwiązania metody pasków

6.1 Dokładnym rozwiązaniem metody pasków jest nazywane takie, w którym **KRYTERIA POPRAWNOŚCI ROZWIĄZANIA DOKŁADNEGO** są uwzględniane wszystkie siły działające w masywie osuwiska. Dotyczy to zwłaszcza sił wzajemnego oddziaływania pasków, które w całym masywie osuwiska muszą spełniać warunki równowagi statycznej:

$$\sum \Delta X_i = 0 \quad (6.1a)$$

$$\sum \Delta E_i = 0 \quad (6.1b)$$

Ponadto dla każdego paska musi być spełniony warunek równowagi momentów:

$$M_i = 0 \quad (6.2)$$

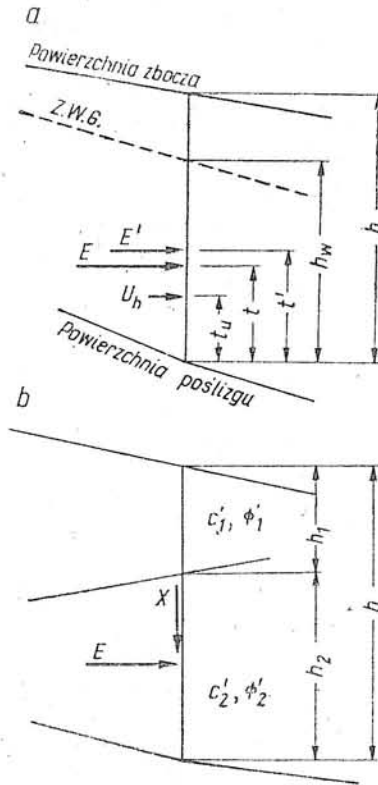
Rozwiązania odpowiadające tym warunkom nie można uzyskać bez dodatkowego założenia, uzupełniającego brakujące równania równowagi. Założeniem tym jest albo linia ciśnień, wyznaczająca punkty działania sił wewnętrznych na granicy między paskami, której położenie jest przyjmowane z góry, albo kąt nachylenia siły T do poziomu (lub równoważny mu związek pomiędzy siłami X i E) na granicy pomiędzy paskami. Postępowanie takie nie zapewnia jednoznaczności rozwiązania, w wyniku czego dla jednej powierzchni poślizgu można uzyskać nieskończoną liczbę rozwiązań, spełniających warunki równowagi statycznej. Jednakże nie wszystkie rozwiązania mogą być uznane za poprawne i tylko te z nich są uwzględniane przy ocenie stateczności zbocza, które spełniają ustalone kryteria.

Ponieważ dodatkowe założenia, umożliwiające uzyskanie dokładnego rozwiązania metody pasków, dotyczą rozkładu sił wewnętrznych, te właśnie siły wymagają sprawdzenia. Ogólne warunki, jakie muszą one spełniać, są sformułowane następująco:

- Efektywne siły poziome pomiędzy poszczególnymi paskami powinny być siłami ściskającymi.
- Położenie linii ciśnień sił efektywnych nie powinno prowadzić do powstania naprężeń rozciągających na granicy pasków.
- Naprężenie styczne na bokach pasków nie powinny przekraczać naprężeń, które mogą powstać w granicznym stanie naprężenia gruntu.

Wymagania te są zgodne z przyjętym modelem ośrodka gruntowego, jednakże ustalenie jednoznacznych i uniwersalnych kryteriów napotyka na istotne trudności.

Najmniej wątpliwości budzi warunek pierwszy. Z rozwiązania uzyskuje się zawsze całkowite siły poziome E . Znając głębokość powierzchni poślizgu poniżej swobodnego zwierciadła wody gruntowej (h_w) lub linii ciśnień piezometrycznych (rys. 6.1a) i korzystając z założenia



Rys. 6.1
Kontrolne parametry
rozwiązania dokładnego
a — położenie linii ciśnień
sił efektywnych, b — stan
naprężenia na granicy
pomiędzy paskami

hydrostatycznego rozkładu ciśnienia wody w gruncie, można łatwo wyznaczyć poziomą siłę parcia wody U_h . Stąd efektywna siła pozioma E' jest równa:

$$E' = E - U_h \quad (6.3)$$

i dla przyjętej konwencji znaków (rys. 4.1b) nie może ona osiągać wartości ujemnych. Tak więc na wszystkich liniach podziału na paski musi być spełniony warunek

$$E' \geq 0 \quad (6.4)$$

Jednym z elementów rozwiązania jest położenie linii ciśnień, wyznaczającej punkty przyłożenia całkowitej siły poziomej E . Punkt ten jest określany zazwyczaj wysokością t powyżej powierzchni poślizgu lub względną wysokością t/h , gdzie h jest wysokością granicy pomiędzy paskami (rys. 6.1a). Z warunku równowagi momentów względem

powierzchni poślizgu można wyznaczyć położenie linii ciśnień sił efektywnych, a mianowicie:

$$t' = \frac{E \cdot t - U_h \cdot t_u}{E'} \quad (6.5)$$

Prawidłowe położenie linii ciśnień sił efektywnych, spełniające drugi warunek poprawności rozwiązania dokładnego, nie jest określone w sposób jednoznaczny. Na podstawie propozycji przedstawionych przez innych autorów [7, 40, 95, 107] oraz na podstawie licznych analiz własnych przyjęto, że względna wysokość linii ciśnień sił efektywnych powinna się mieścić w granicach:

- w środkowej części masywu osuwiska

$$0,33 \leq \frac{t'}{h} \leq 0,50 \quad (6.6a)$$

- w dolnej i górnej części masywu osuwiska

$$0,25 \leq \frac{t'}{h} \leq 0,65 \quad (6.6b)$$

Trzeci warunek poprawności rozwiązania dokładnego, dotyczący naprężeń stycznych na granicy pasków, sprawdza się przy wykorzystaniu hipotezy wytrzymałościowej Coulomba-Terzagiego. Morgenstern i Price [69] wprowadzają tu pojęcie współczynnika stateczności wzdłuż linii podziału na paski, obliczanego ze wzoru:

$$F_v = \frac{E' \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot h}{X} \quad (6.7)$$

w którym h oznacza długość boku paska, zaś Φ' i c' są parametrami wytrzymałościowymi gruntu wzdłuż tego boku. Trudności ze stosowaniem takiego podejścia powstają wtedy, gdy pasek jest zbudowany z dwóch lub więcej warstw gruntu o różnych właściwościach, jak to pokazano na rysunku 6.1b. W takich przypadkach wyznacza się kąt tarcia wewnętrznego Φ_{req} , który jest potrzebny dla zrównoważenia siły ścinającej X przy założeniu, że wzdłuż boku paska jest wzbudzona całkowita spójność gruntu. Dla przykładu przedstawionego na rysunku 6.1b wzór na wymagany kąt tarcia wewnętrznego ma postać:

$$\operatorname{tg} \Phi_{req} = \frac{X - c'_1 \cdot h_1 - c'_2 \cdot h_2}{E'} \quad (6.8)$$

Uwzględniając przyjęty model ośrodka tworzącego zbocze oraz możliwość lokalnego występowania stanu granicznego, zwłaszcza w dolnej części masywu osuwiska, zaleca się stosować następujące warunki poprawności rozkładu sił wewnętrznych:

- dla zboczy jednorodnych

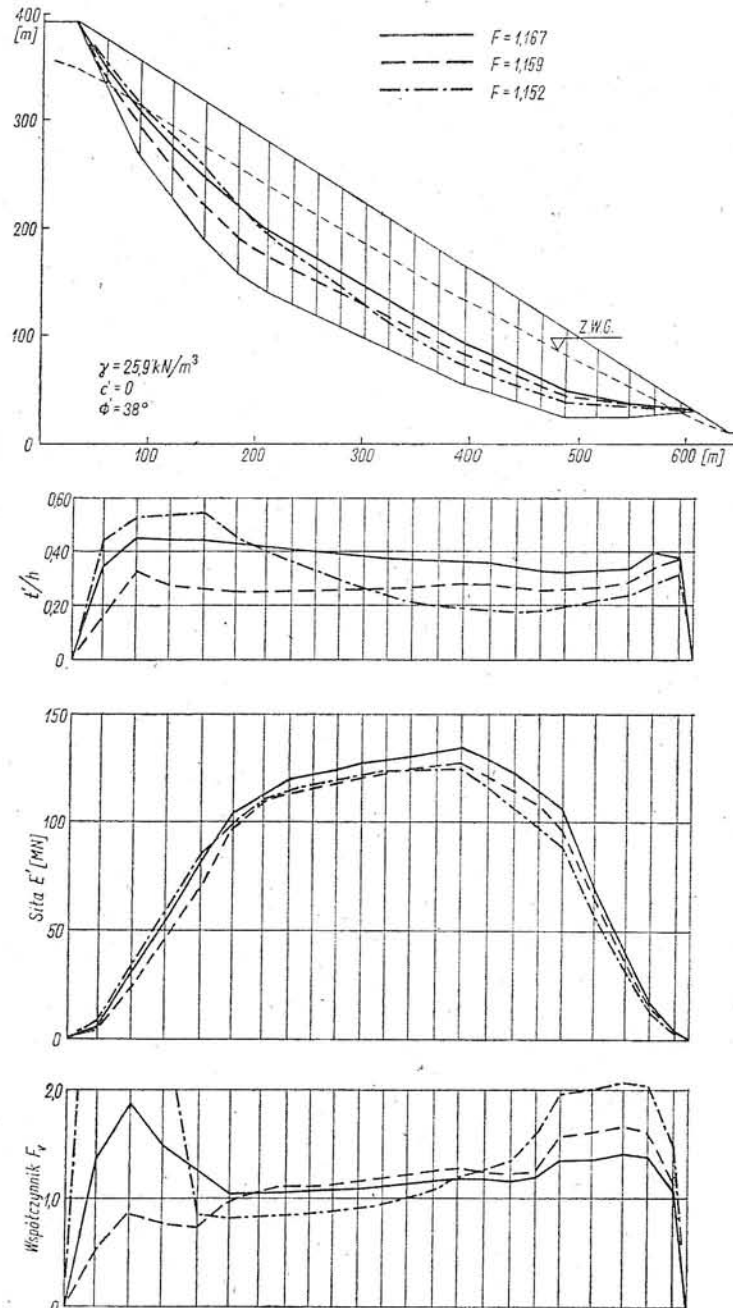
$$F_v > 1,0 \quad (6.9a)$$

- dla zboczy uwarstwionych

$$\Phi_{req} < \Phi_{sr} \quad (6.9b)$$

gdzie Φ_{sr} oznacza średnią ważoną wartość kąta Φ na boku paska.

Sposób wykorzystania ustalonych powyżej kryteriów poprawności rozwiązania dokładnego pokazano na przykładzie zbocza 4. Na rysunku 6.2. wykreślono wyniki rozwiązania dla trzech wariantów rozkładu sił wewnętrznych w tym zboczu. Jak to widać z wykresu



Rys. 6.2
Porównanie trzech wariantów rozwiązania dokładnego w zboczu 4

środkowego, warunek (6.4) spełniają wszystkie siły E' . Na podstawie analizy względnej wysokości linii ciśnień (wykres górny na rysunku 6.2) należy od razu odrzucić rozwiązanie wykreślone linią kreska-kropka, jako nie spełniające warunku (6.6). Natomiast na podstawie rozkładu

wartości współczynnika F_v (wykres dolny) za poprawne można uznać tylko rozwiązanie wykreślone linią ciągłą, która na wszystkich liniach podziału na paski spełnia warunek (6.9a). To właśnie rozwiązanie, mimo że odpowiada mu najwyższa wartość współczynnika stateczności ($F = 1,167$), spełnia ustalone kryteria poprawności dokładnego rozwiązania metody pasków.

6.2 Zasady dokładnego rozwiązywania metody pasków zostały opracowane przez Bishopa i przedstawione w jego pracy [7]. Podstawowym założeniem **KLASYFIKACJA ROZWIĄZAŃ DOKŁADNYCH** Bishopa jest związek pomiędzy siłami X i E , a ściślej mówiąc pomiędzy przyrostami tych sił, ΔX i ΔE , w każdym pasku. Z sumy rzutów sił na kierunek styczny do podstawy paska (rys. 4.1c) uzyskuje się równanie:

$$\Delta E \cos \alpha = (W - \Delta X) \sin \alpha - S_m \quad (6.10)$$

które, po podstawieniu wzoru (4.10) i wykonaniu przekształceń daje związek:

$$\Delta E = (W - \Delta X) \operatorname{tg} \alpha - \frac{(W - \Delta X - u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi' + c' b}{F \cdot m_a \cos \alpha} \quad (6.1b)$$

Tak więc warunek równowagi sił wewnętrznych (6.1b) przyjmuje teraz postać:

$$\sum \left[(W - \Delta X) \operatorname{tg} \alpha - \frac{(W - \Delta X - u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi' + c' b}{F \cdot m_a \cos \alpha} \right] = 0 \quad (6.1c)$$

przy czym sumowanie wykonuje się po wszystkich paskach.

W pracy Bishopa nie ma praktycznego sposobu wyznaczania rozkładu sił wewnętrznych, natomiast istnieje zalecenie, aby siły X dopasować metodą kolejnych przybliżeń, graficznie lub analitycznie, w taki sposób, by spełniały one wszystkie warunki równowagi statycznej. Trudno zatem mówić o istnieniu dokładnego rozwiązania Bishopa, natomiast główną zasługą tego badacza było stworzenie podstaw, umożliwiających opracowanie praktycznych wariantów takiego rozwiązania.

Istniejące propozycje dokładnego rozwiązania metody pasków można podzielić na cztery grupy, w zależności od rodzaju przyjmowanego założenia dodatkowego, pozwalającego wyznaczyć rozkład sił wewnętrznych w zboczu. Większość autorów wprowadza ponadto pewne uproszczenia, ułatwiające uzyskanie rozwiązania. W wyniku przyjęcia takich uproszczeń nie zawsze są spełnione warunki równowagi statycznej pojedynczego elementu, co odbija się na dokładności wyznaczania współczynnika stateczności zbocza oraz ogranicza zakres stosowania poszczególnych metod. Proponowaną klasyfikację rozwiązań dokładnych przedstawiono dalej.

■ Metody opracowane przy założeniu linii ciśnień

Przyjęcie położenia linii ciśnień w masywie osuwiska pozwala wykorzystywać warunek równowagi momentów sił działających na pojedynczy pasek, co stanowi uzupełnienie brakujących równań. Do tej

grupy należy zaliczyć metodę Janbu, opracowaną w roku 1954 [46] i uściśloną w roku 1957 [48], oraz metodę Kenney'ego, opracowaną w roku 1956 [49]. W obu tych metodach warunek równowagi momentów sprawdza się względem środka podstawy paska, a rozkład sił wewnętrznych wyznacza się metodą kolejnych przybliżeń. Podobny charakter ma rozwiązanie Możewitinowa-Szyntemirowa [71], a ściślej mówiąc jego wariant nazywany „metodą $a = 0$ ”, opisany szczegółowo w pracy [99].

■ Metody opracowane przy założeniu nachylenia siły T

Podstawową metodą jest tu propozycja Morgensterna-Prince'a, której założenia są przedstawione w pracy [69], zaś sposób uzyskiwania rozwiązania w pracy [70]. Zależność pomiędzy siłami X i E , odpowiadająca nachyleniu siły T do poziomu, ma postać:

$$\frac{X}{E} = \lambda f(x) \quad (6.12)$$

w której $f(x)$ jest dowolną funkcją, założoną z góry. Wynikiem rozwiązania są wartości współczynnika λ i współczynnika stateczności F , dla których są spełnione warunki równowagi sił, oraz położenie linii ciśnień w masywie osuwiska. Metoda Spencera, opisana w pierwszej wersji w pracach [91, 92] zaś w wersji ostatecznej w roku 1973 [93], stanowi uściślenie metody Morgensterna-Prince'a. Zaletą jej jest stosunkowo prosty sposób uzyskiwania rozwiązania oraz ściśle spełnienie warunków równowagi statycznej. Wreszcie w metodzie Możewitinowa-Szyntemirowa zakłada się, że nachylenie sił wzajemnego oddziaływania pasków jest stałe w całym masywie osuwiska, co odpowiada pierwszej propozycji rozwiązania Spencera.

■ Metody opracowane przy założeniu rozkładu sił X

Dodatkowym założeniem jest tu funkcja rozkładu sił X (lub ΔX) wzdłuż powierzchni poślizgu. W wyniku rozwiązania, oprócz wartości współczynnika stateczności, uzyskuje się położenie linii ciśnień i rozkład sił wewnętrznych. Taką procedurę zastosowano w metodzie Sarmy, opisanej w roku 1973 [82], a odnoszącej się do analizy stateczności zboczy w warunkach sejsmicznych. Na podobnych założeniach opiera się również propozycja autora, której zasady podano w roku 1973 [59], zaś sposób praktycznego wykorzystania, wraz z przykładami obliczeń, podano w pracach [61 i 63].

■ Metody opracowane przy założeniu warunków minimalizacji energii odkształcenia

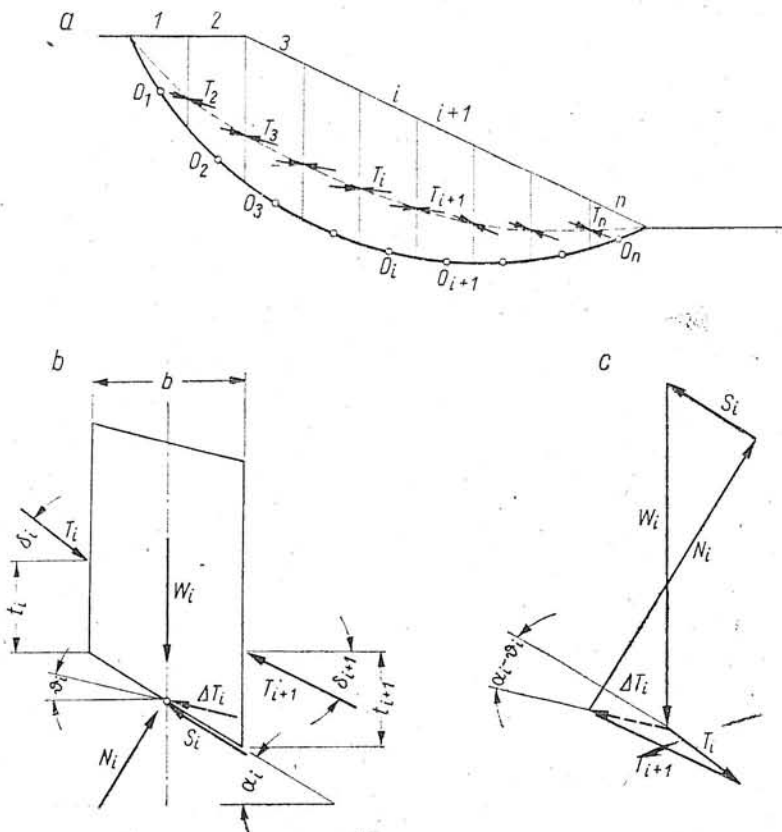
W tej grupie metod zakłada się funkcję rozkładu naprężeń normalnych do powierzchni poślizgu, a współczynnik stateczności zbocza odpowiada minimum energii odkształcenia. Na takich zasadach jest oparta propozycja zespołu badaczy hinduskich, przedstawiona w roku 1971 [72], oraz badaczy francuskich, opublikowana w roku 1974 [80].

Większość przedstawionych metod obliczeniowych opisano i przeanalizowano w pracach autora [60, 61, 63]. Z przeglądu literatury technicznej wynika, że najczęściej opisywaną i stosowaną metodą jest propozycja Morgensterna-Prince'a, chociaż sama metoda nie jest ścisła, a rozwiązanie wymaga wykonania skomplikowanych obliczeń. Dlatego bardziej uzasadnione jest stosowanie metody Spencera, opracowanej na tych samych założeniach, a prowadzącej krótszą i prostszą drogą do ostatecznego rozwiązania. Z podobnych względów celowe wydaje się przedstawienie propozycji autora, możliwej do zastosowania w każdym przypadku praktycznym. Wybór jednej z opisanych metod należy już do Czytelnika.

6.3 METODA SPENCERA W rozwiązaniu tym dodatkowym warunkiem jest przyjęte nachylenie sił międzypaskowych. Siły wzajemnego oddziaływania pasków T są nachylone pod kątem δ do poziomu, przy czym wartość tego kąta może zmieniać się dowolnie wzdłuż powierzchni poślizgu. Związek pomiędzy siłami wewnętrznymi a pozostałymi siłami, działającymi na pojedynczy pasek, wyprowadzono z warunków równowagi tych sił.

Zgodnie z oznaczeniami przedstawionymi na rysunku 6.3, suma rzutów sił na kierunek normalny do podstawy paska jest zapisana równaniem:

$$N_i - W_i \cdot \cos \alpha_i + T_i \sin (\alpha_i - \delta_i) - T_{i+1} \sin (\alpha_i - \delta_{i+1}) = 0 \quad (6.13)$$



Rys. 6.3
Oznaczenia stosowane w metodzie Spencera
a — schemat geometrii osuwiska, b — układ sił działających na pojedynczy pasek, c — wielobok sił

zaś warunek równowagi rzutów sił na kierunek styczny ma postać:

$$S_i + T_{i+1} \cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) - W_i \sin \alpha_i - T_i \cos(\alpha_i - \delta_i) = 0 \quad (6.14)$$

Z tych równań, po wykorzystaniu związków (4.5) i (4.6) oraz wykonaniu przekształceń, wyprowadza się ogólny wzór na siłę T , a mianowicie:

$$T_{i+1} = \frac{W_i \sin \alpha_i - \frac{(W_i \cos \alpha_i - u \cdot l_i) \operatorname{tg} \Phi'_i + c'_i}{F}}{\cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + \frac{\operatorname{tg} \Phi' \sin(\alpha_i - \delta_{i+1})}{F}} + T_i \frac{\cos(\alpha_i - \delta_i) + \frac{\operatorname{tg} \Phi' \sin(\alpha_i - \delta_i)}{F}}{\cos(\alpha_i - \delta_{i+1}) + \frac{\operatorname{tg} \Phi' \sin(\alpha_i - \delta_{i+1})}{F}} \quad (6.15)$$

Wzór ten pozwala wyznaczyć wszystkie siły działające pomiędzy paskami. Siła T_1 zazwyczaj równa jest zeru, a jeżeli w zboczu występuje szczelina od rozciągania wypełniona wodą, w wyniku czego na masyw osuwiska działa siła parcia wody D , to wartość jej odpowiada wtedy sile T_1 . Warunek równowagi momentów sprawdza się względem środka podstawy paska. Siła T_2 powinna przejść przez punkt O_1 (rys. 6.31), w wyniku czego ramię działania tej siły względem punktu O_2 jest określona wzorem:

$$s_{21} = \left[\frac{1}{2} (b_1 \operatorname{tg} \alpha_1 + b_2 \operatorname{tg} \alpha_2) - \frac{1}{2} (b_1 + b_2) \operatorname{tg} \delta_2 \right] \cos \delta_2 \quad (6.16)$$

zaś wysokość linii ciśnień pomiędzy paskami 1 i 2 równa jest

$$t_2 = \frac{1}{2} b_1 (\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \delta_2) \quad (6.17)$$

Z warunku równowagi momentów względem punktu O_2 uzyskuje się ramię działania siły T_3 , czyli:

$$s_{2p} = \frac{T_2}{T_3} s_{21} \quad (6.18)$$

skąd można określić ramię działania siły T_3 względem punktu O_3 :

$$s_{31} = s_{2p} + \left[\frac{1}{2} (b_2 \operatorname{tg} \alpha_2 + b_3 \operatorname{tg} \alpha_3) - \frac{1}{2} (b_2 + b_3) \operatorname{tg} \delta_3 \right] \cos \delta_3 \quad (6.19)$$

oraz wysokość linii ciśnień pomiędzy paskami 2 i 3:

$$t_3 = \frac{s_{2p}}{\cos \delta_3} + \frac{1}{2} b_2 (\operatorname{tg} \alpha_2 - \operatorname{tg} \delta_3) \quad (6.20)$$

Postępowanie takie pozwala wyprowadzić ogólny wzór na wysokość linii ciśnień na granicy pomiędzy paskami:

$$t_i = \frac{1}{2} b_{i-1} (\operatorname{tg} \alpha_{i-1} - \operatorname{tg} \delta_i) + \frac{1}{T_i \cos \delta_i} \sum_{k=2}^{i-1} J_k \quad (6.21)$$

oraz równanie momentów w ostatnim pasku masywu osuwiska

$$M_n = \sum_{i=2}^n J_i \quad (6.22)$$

Symbol J_i lub J_k , występujący we wzorach (6.21) i (6.22) oznacza wyrażenie:

$$J_i = \frac{1}{2} T_i [(b_{i-1} \operatorname{tg} \alpha_{i-1} + b_i \operatorname{tg} \alpha_i) \cos \delta_i - (b_{i-1} + b_i) \sin \delta_i] \quad (6.23)$$

Rozwiązanie problemu polega na znalezieniu takiego rozkładu sił wewnętrznych, który spełniałby warunki równowagi, zapisane następująco:

$$T_{n+1} = 0 \quad (6.24a)$$

$$M_n = 0 \quad (6.24b)$$

W celu określenia prawidłowego rozkładu sił wewnętrznych, należy wyznaczać wartości współczynnika F oraz kąty nachylenia sił wewnętrznych δ_i , których liczba wynosi $n-1$. W celu zmniejszenia liczby niewiadomych Spencer wprowadził dodatkową funkcję, opisującą zmiany nachylenia sił wewnętrznych, a mianowicie:

$$\operatorname{tg} \delta_i = k_i \operatorname{tg} \Theta \quad (6.25)$$

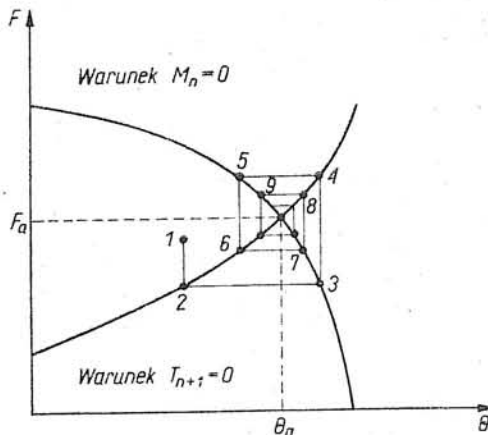
gdzie:

k_i — bezwymiarowy współczynnik, określony na granicy pomiędzy paskami,

Θ — kąt o stałej wartości w całym masywie osuwiska.

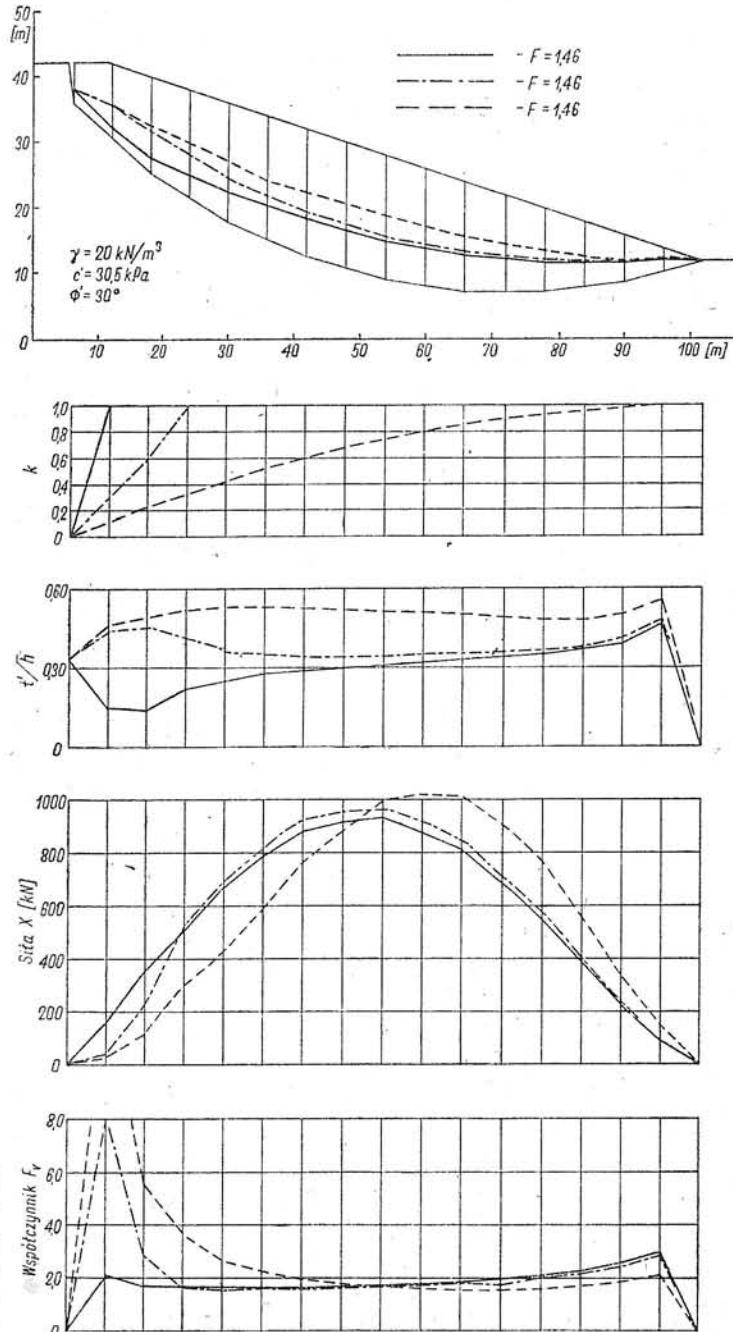
Przy takim założeniu wartości współczynników k_i muszą być ustalone na początku analizy, a rozwiązanie polega na znalezieniu wartości współczynnika F i kąta Θ , zapewniających spełnienie warunków równowagi sił i momentów w masywie osuwiska.

Rozwiązanie uzyskuje się metodą kolejnych przybliżeń, a graficzną ilustrację postępowania przedstawia rysunek 6.4. Krzywa opadająca w dół odpowiada wartościom F i Θ , spełniającym warunek równowagi momentów $M_n = 0$. Natomiast krzywa wznosząca się odpowiada warunkowi równowagi sił wewnętrznych $T_{n+1} = 0$. Obliczenia rozpoczyna się od dowolnie wybranej pary wartości F i Θ (punkt 1 na rysunku 6.4.). Za pomocą wzoru (6.25) oblicza się wartości kąta δ_i , które wstawia się



Rys. 6.4
Sposób uzyskiwania
rozwiązania w metodzie
Spencera

z kolei do wzoru (6.15). Wyznaczone w ten sposób siły wewnętrzne muszą spełniać warunek (6.24a), co wymaga wprowadzenia odpowiednich zmian współczynnika stateczności F . Po osiągnięciu tego warunku (punkt 2 na rys. 6.4) siły T_i wstawia się do wzoru (6.22), a następnie wartości kąta Θ zmienia się tak, aby był spełniony warunek równowagi momentów (6.24b), któremu odpowiada punkt 3 na rysunku 6.4. Uzyskany w ten sposób kąt Θ wykorzystuje się w dalszych iteracjach, aż do znalezienia wartości F_a i Θ_a , spełniających równocześnie warunki równowagi sił i momentów.



Rys. 6.5
Zależność wyników
obliczeń od rozkładu
wartości współczynnika
 k w metodzie Spencera
(według Spencera [24])

Jak wynika z przedstawionego opisu tej metody, wynik obliczeń będzie zależeć od przyjętej zmienności nachylenia sił wewnętrznych, opisanej za pomocą rozkładu wartości współczynnika k_i . Dlatego też w propozycji Spencera, podobnie jak w innych rozwiązaniach, konieczne jest sprawdzenie poprawności uzyskanego rozwiązania dokładnego, a w przypadku gdy rozwiązanie takie nie spełnia kryteriów podanych w punkcie 6.1, niezbędna jest analiza dalszych rozkładów nachylenia sił wewnętrznych. Przykład takiego postępowania przedstawia rysunek 6.5, na którym wykreślono wyniki obliczeń, odpowiadające trzem parametrom rozkładu współczynnika k_i . Z rysunku tego widać, że zmiana nachylenia sił wewnętrznych wywołuje zmiany rozkładu tych sił (siły X przedstawiono na wykresie środkowym) oraz zmiany wartości współczynnika F_v , a przede wszystkim zmiany położenia linii ciśnień. Najbardziej poprawne rozwiązanie, w tym przypadku, uzyskuje się dla stałej wartości k w całym niemal osuwisku (linia kreska-kropka na rysunku 6.5), chociaż wartości współczynnika stateczności zbczka F nie różnią się praktycznie od siebie. Metoda Spencera jest bardzo zbliżona do rozwiązania Morgensterna-Price'a. W tym ostatnim rozwiązaniu związek pomiędzy siłami wewnętrznymi ma postać:

$$X = \lambda f(x) E$$

podczas gdy w rozwiązaniu Spencera zależność ta może być zapisana następująco:

$$X = k \operatorname{tg} \Theta \cdot E$$

Wynika stąd tożsamość oznaczeń stosowanych w obydwu tych metodach, a mianowicie:

$$f(x_i) = k_i; \quad \lambda = \operatorname{tg} \Theta$$

Należy jednocześnie uwzględnić fakt, że w metodzie Morgensterna-Price'a są przyjęte pewne uproszczenia, w wyniku których nie jest spełniony warunek równowagi momentów w poszczególnych paskach, jak to wykazano w pracy autora [63]. Wprawdzie błąd wyznaczania wartości F nie przekracza kilku procent, tym niemniej uzasadnione jest stosowanie rozwiązania poprawnego statycznie, którym jest propozycja Spencera.

ROZWIĄZANIE AUTORA 6.4 Analiza wyników rozwiązania dokładnego wykazała, że wewnętrzne siły X mają charakterystyczny rozkład wartości, różniący się nieznacznie w poszczególnych zbczках. Jak to można zauważyć na rysunkach 6.2 i 6.5, wykres sił X jest wypukły w środkowej części osuwiska, zaś na brzegach wartości tych sił są równe zero. Dlatego też jako dodatkowe założenie, pozwalające wyznaczyć rozkład sił wewnętrznych w osuwisku, przyjęto funkcję rozkładu sił X wzdłuż powierzchni poślizgu. Znając wartości siły X na granicy pomiędzy paskami, można wyznaczyć siły ΔX w każdym pasku za pomocą wzoru (4.1b):

$$\Delta X_i = X_{i+1} - X_i$$

Sily ΔX pozwalają obliczyć w każdym pasku siły ΔE , przy użyciu wzoru (6.11), a mianowicie:

$$\Delta E = (W - \Delta X) \operatorname{tg} \alpha - \frac{(W - \Delta X - u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi' + c' \cdot b}{F \cdot m_a \cos \alpha}$$

Kolejną czynnością jest wyznaczenie sił E pomiędzy paskami, zgodnie ze wzorem:

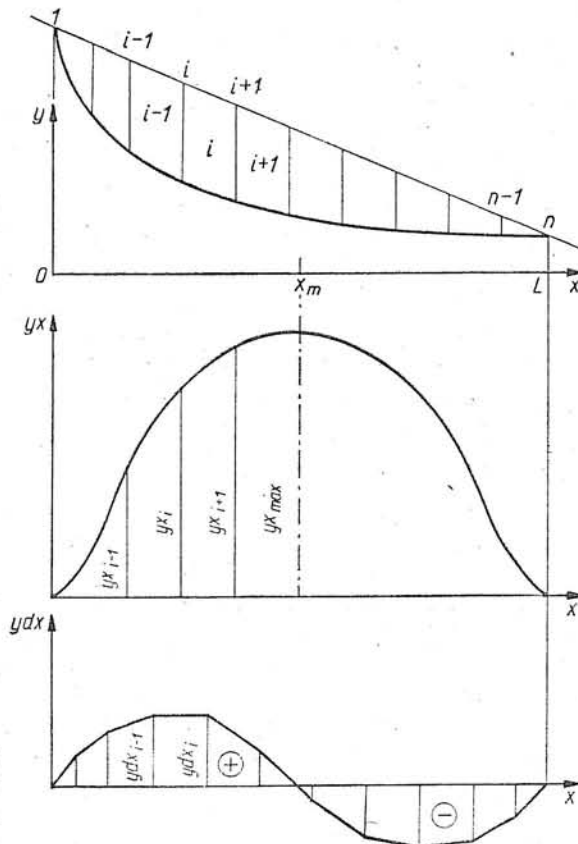
$$E_{i+1} = E_i + \Delta E_i \quad (6.26)$$

W ten sposób są określone wszystkie siły wewnętrzne, działające w masywie osuwiska i można teraz obliczyć momenty w każdym pasku. Jest rzeczą oczywistą, że wszystkie siły muszą spełniać warunki równowagi (6.1) i (6.2). Zadanie polega zatem na znalezieniu takiego rozkładu sił X , który by spełniał wymienione warunki równowagi. Sposób postępowania, umożliwiający wykonanie postawionego zadania, przedstawiono dalej.

Rozkład sił X wzdłuż powierzchni poślizgu opisuje się funkcją oznaczoną yx , która w skrajnych punktach osuwiska ma wartości zerowe. Dla założonego przebiegu funkcji yx wyznacza się jej wartości yx_i na granicy pomiędzy paskami. Dane te służą do obliczenia rzędnych funkcji ydx , w środku ciężkości każdego paska, za pomocą wzoru:

$$ydx_i = yx_{i+1} - yx_i \quad (6.27)$$

zgodnie z oznaczeniami pokazanymi na rysunku 6.6.



Rys. 6.6
Funkcje rozkładu sił X
i ΔX w proponowanym
rozwiązaniu dokładnym

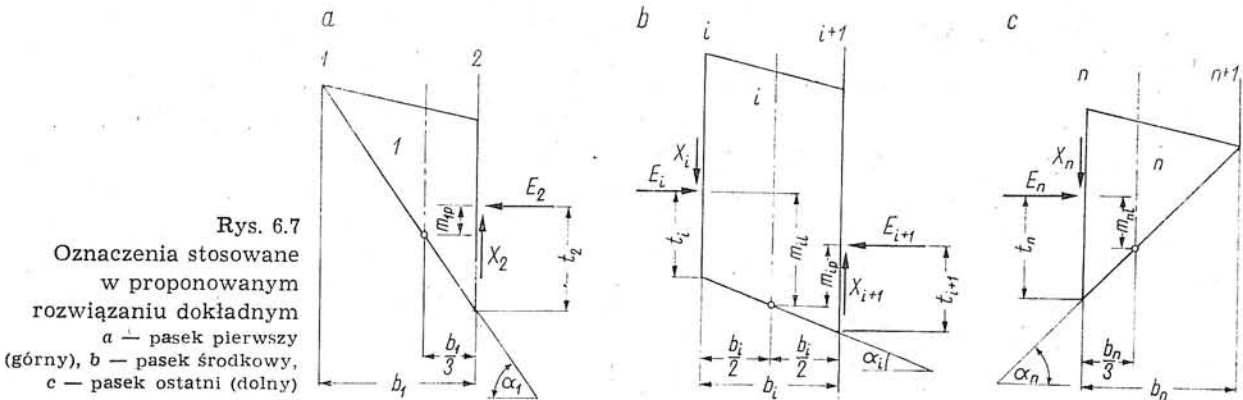
Funkcja yx określa rozkład sił ΔX w masynie osuwiska, które to siły muszą spełniać ogólny warunek równowagi (6.1a). Widać stąd, że wartości funkcji yx , określone dla każdego paska, muszą również spełniać warunek:

$$\sum ydx_i = 0 \quad (6.28)$$

co wymaga przeważnie wprowadzenia niewielkich poprawek.

Zarówno funkcja yx jak i ydx jest bezwymiarowa. Zatem w celu uzyskania w każdym pasku siły ΔX lub X , należy wartości ydx_i oraz yx_i pomnożyć przez dowolny mnożnik, stały dla całego osuwiska i mający wymiar siły. Mnożnik ten oznaczono symbolem M_p . Mnożnik M_p musi mieć oczywiście taką wartość, aby były spełnione warunki równowagi (6.1) i (6.2). Rozwiązanie problemu wymaga zatem znalezienia wartości pary współczynników, F i M_p , gwarantujących spełnienie wymaganych warunków równowagi.

Podobnie jak w przypadku innych propozycji, rozwiązanie uzyskuje się metodą kolejnych przybliżeń. Dla założonej wartości mnożnika M_p wyznacza się siły ΔX w każdym pasku, które przy takim postępowaniu automatycznie spełniają warunek (6.1a). Następnie, korzystając ze wzoru (6.11), w każdym pasku oblicza się siłę ΔE . W trakcie tych obliczeń współczynnik stateczności zbocza F , występujący w mianowniku wzoru (6.11), dopasowuje się tak, aby spełniony był warunek ze wzoru



Rys. 6.7

Oznaczenia stosowane w proponowanym rozwiązaniu dokładnym

a — pasek pierwszy (górny), b — pasek środkowy, c — pasek ostatni (dolny)

(6.1b). Za pomocą wzoru (6.26) oblicza się siły E na granicy pomiędzy paskami, co pozwala wyznaczyć położenie linii ciśnień w masynie osuwiska.

Przebieg linii ciśnień wyznacza się z warunku równowagi momentów w każdym pasku, rozpoczynając od paska pierwszego. Jeżeli pasek ten ma kształt trójkąta i na jego lewym boku nie działa siła E_1 (rys. 6.7a), to wtedy punkt przyłożenia siły E_2 leży na wysokości:

$$m_{1p} = -\frac{X_2 b_1}{3E_2} \quad (6.29a)$$

gdzie odległość m_{1p} jest liczona od punktu leżącego na podstawie paska w jednej trzeciej jego szerokości. Jeżeli pierwszy pasek ma kształt

trapezu i jest obciążony siłą E_1 , to wtedy ramię działania siły E_2 w tym pasku jest równe:

$$m'_{1p} = \frac{E_1 \cdot m_{11} - X_2 \frac{b_1}{2}}{E_2} \quad (6.29b)$$

Dane te pozwalają określić wysokość linii ciśnień pomiędzy paskiem 1 i 2, a mianowicie:

● gdy pierwszy pasek jest trójkątny

$$t_2 = m_{1p} + \frac{b_1}{3} \operatorname{tg} \alpha_1 \quad (6.30a)$$

● gdy pierwszy pasek jest trapezowy

$$t'_2 = m'_{1p} + \frac{b_1}{2} \operatorname{tg} \alpha_1 \quad (6.30b)$$

Teraz już można wyznaczyć ramię działania siły E_2 względem środka podstawy paska 2, które jest równe:

$$m_{21} = t_2 + \frac{b_2}{2} \operatorname{tg} \alpha_2 \quad (6.31)$$

Z warunku równowagi momentów w pasku 2 uzyskuje się z kolei ramię działania siły E_3 :

$$m_{2p} = \frac{E_2 m_{21} - (X_2 + X_3) \frac{b_2}{2}}{E_3} \quad (6.32)$$

co daje podstawę do wyznaczenia wysokości linii ciśnień w kolejnym punkcie osuwiska. Ogólne wzory, ważne dla wszystkich pasków z wyjątkiem pierwszego i ostatniego, mają zatem postać:

$$m_{i1} = t_i + \frac{b_i}{2} \operatorname{tg} \alpha_i \quad (6.33)$$

$$m_{ip} = \frac{E_i m_{i1} - (X_i + X_{i+1}) \frac{b_i}{2}}{E_{i+1}} \quad (6.34)$$

$$t_{i+1} = m_{ip} + \frac{b_i}{2} \operatorname{tg} \alpha_i \quad (6.35)$$

zgodnie z oznaczeniami przedstawionymi na rysunku 6.7b.

Takie postępowanie powtarza się aż do paska przedostatniego.

W ostatnim pasku, jak to pokazano na rysunku 6.7c, działają tylko siły E_n i X_n , a zatem równanie momentów względem podstawy paska ma postać:

$$M_n = E_n \cdot m_{n1} - X_n \frac{b_n}{3} \quad (6.36)$$

Podobnie jak i w innych paskach, moment ten musi być równy zero i jest to właśnie kryterium prawidłowego przyjęcia wartości mnożnika M_p . Jeżeli moment w ostatnim pasku jest dodatni to, dla przyjętej konwencji znaków sił X i E , wartość M_p należy zwiększyć, zaś w przypadku

ujemnego momentu — zmniejszyć. Kolejna iteracja rozpoczyna się zatem od wyznaczenia sił ΔX , a następnie sił ΔE i E . Oczywiście siły ΔE muszą spełniać warunek równowagi (6.1b), co wymaga odpowiedniego dopasowania wartości współczynnika stateczności zbrocza F . Na podstawie obliczonych wartości sił wewnętrznych wyznacza się położenie linii ciśnień w osuwisku oraz oblicza się moment w ostatnim pasku.

Zmniejszając stopniowo przyrosty mnożnika M_p osiąga się warunek:

$$M_n = 0 \quad (6.37)$$

stanowiący zakończenie obliczeń. Przyjętej funkcji ydx odpowiada zatem określona wartość mnożnika M_p oraz współczynnika stateczności zbrocza F . Jak to wynika z przedstawionego opisu proponowanej metody obliczeń, przyjęcie dodatkowego założenia w postaci funkcji rozkładu sił X nie gwarantuje uzyskania rozwiązania jednoznacznego. Teoretycznie można otrzymać dowolną liczbę rozwiązań odpowiadających założonym rozkładom sił X . W wyniku tego konieczne jest, tak samo jak we wszystkich propozycjach dokładnego rozwiązania metody pasków, dodatkowe sprawdzenie kryteriów poprawności rozwiązania. Sprawdzenie to dotyczy położenia linii ciśnień w masywie osuwiska oraz stanu naprężenia na granicy pomiędzy paskami, zgodnie z zasadami przedstawionymi w punkcie 6.1.

Z problemem tym wiąże się wybór odpowiednich funkcji yx , wyznaczających rozkład sił X . Po licznych próbach wybrano takie funkcje, po cztery dla każdego rodzaju powierzchni poślizgu (powierzchnie walcowe i o dowolnym kształcie). W tych przypadkach, gdzie ustalone funkcje yx nie prowadzą do zadowalającego wyniku obliczeń, konieczne jest wprowadzenie funkcji nietypowych, uwzględniających geometrię osuwiska, a zwłaszcza załamania powierzchni poślizgu i nagłą zmianę wysokości sąsiednich pasków. W praktyce wprowadza się wtedy zmiany kilku rzędnych funkcji yx w tych punktach, gdzie linia ciśnień wychodzi poza obszar dopuszczalny lub naprężenia osiągają stan graniczny. Istotnym ułatwieniem jest fakt że, jak to widać ze wzorów (6.7) i (6.8), zmniejszenie siły X prowadzi do wzrostu wartości współczynnika F_v lub spadku wartości kąta Φ_{req} . Z doświadczeń stosowania tej metody obliczeń wynika również, że zmniejszenie wartości rzędnej yx_i powoduje zazwyczaj wzrost wysokości linii ciśnień i odwrotnie. Dzięki takiej metodzie postępowania można w każdym przypadku praktycznym wyznaczyć rozkład sił wewnętrznych, gwarantujących spełnienie wszystkich kryteriów poprawności rozwiązania dokładnego.

Jest rzeczą oczywistą, że proponowana metoda sprawdzania stateczności zbroczy, podobnie jak i inne propozycje dokładnego rozwiązania metody pasków, może być stosowana praktycznie tylko przy wykorzystaniu elektronicznej techniki obliczeniowej. Dlatego w tym rozdziale nie podano przykładu wykonywania obliczeń, natomiast uznano za celowe przedstawić zasady programu obliczeń na maszynach cyfrowych. Program ten opisano w punkcie 9.2, podając ponadto przyjęte standardowe funkcje rozkładu sił X oraz sposób uzyskiwania rozwiązania.

7

Dokładność i zakres wykorzystania metody pasków

7.1 OCENA DOKŁADNOŚCI METODY PASKÓW Metoda pasków, stanowiąca szczególny przypadek metody równowagi granicznej, chociaż jest szeroko stosowana w praktyce inżynierskiej, jest podawana często krytyce. Zarzuty wysuwane w stosunku do tej metody sprawdzania stateczności zbroczy dotyczą zarówno podstawowych założeń jak i sposobu uzyskiwania rozwiązania.

W odniesieniu do uproszczonych rozwiązań metody pasków, takich jak metoda szwedzka, Bishopa, Janbu czy Nonvillera, zasadniczym zarzutem jest niespełnienie wszystkich warunków równowagi statycznej sił działających w masywie osuwiska. Pomijając najmniej dokładną metodę szwedzką, która obecnie jest stosowana w sporadycznych przypadkach, w pozostałych metodach przyjmuje się, że składowa pionowa siły wzajemnego oddziaływania pasków jest równa zero. Przyjęcie takie prowadzi do błędnych wartości siły normalnej do podstawy paska, co w konsekwencji odbija się na ostatecznym wyniku obliczeń, którym jest współczynnik stateczności zbroczy. W metodach tych nie jest ponadto spełniony warunek równowagi momentów w poszczególnych paskach, co jest sprzeczne z wymogami poprawnego rozwiązania statycznego.

Niedoskonałości te, jak i związane z nimi błędy wyznaczania współczynnika stateczności zbroczy, nie występują w dokładnych rozwiązaniach metody pasków, jak już wspomniana uprzednio metoda Spencera lub propozycja autora. W rozwiązaniach tych uwzględnione są bowiem wszystkie siły działające w masywie analizowanego osuwiska, a warunki równowagi statycznej spełnione są zarówno w odniesieniu do pojedynczych pasków jak i całego masywu osuwiska. Tym niemniej również i te metody są krytykowane, przy czym krytyce są poddawane dwa zasadnicze elementy rozwiązania, a mianowicie:

■ **Sposób wyznaczania sił lub naprężeń normalnych do powierzchni poślizgu.** W metodzie równowagi granicznej przyjmuje się, że jedynie wzdłuż analizowanej powierzchni poślizgu występuje graniczny stan naprężenia, przy czym grunt znajdujący się w tym stanie spełnia warunek Coulomba-Terzagiego, w postaci (2.29):

$$\tau_r = \sigma' \operatorname{tg} \Phi' + c'$$

Natomiast wszystkie siły działające w masywie osuwiska wyznacza się z warunków równowagi statycznej jak dla ciała sztywnoplastycznego,

z pominięciem zależności między naprężeniami i odkształceniami. Dodatkowym zarzutem jest fakt, że nawet w dokładnych rozwiązaniach metody pasków istnieje nieskończona liczba rozkładów naprężenia normalnego wzdłuż powierzchni poślizgu, które spełniają wprawdzie warunki równowagi statycznej, ale mogą prowadzić do różnych wartości współczynnika stateczności.

■ **Przyjęcie stałej wartości współczynnika stateczności wzdłuż analizowanej powierzchni poślizgu.** Współczynnik stateczności jest określany stosunkiem wytrzymałości gruntu na ścinanie do rzeczywistego naprężenia stycznego, zgodnie ze wzorem (1.3), czyli:

$$F = \frac{\tau_t}{\tau}$$

Stała wartość tego współczynnika oznacza, że w każdym punkcie powierzchni poślizgu stopień wzbudzenia wytrzymałości gruntu na ścinanie w stosunku do wytrzymałości maksymalnej jest jednakowy. Przyjęcie takie słuszne jest tylko wtedy, gdy następuje utrata równowagi zbrocza, czemu odpowiada współczynnik stateczności $F = 1,0$. Tymczasem zarówno obserwacje odkształceń zbroczy w warunkach naturalnych, jak i analiza stanu naprężenia określonego na podstawie rozwiązania teorii sprężystości wskazują na to, że w pewnych partiach zbrocza grunt osiąga już stan graniczny, podczas gdy w innych obszarach wytrzymałość gruntu na ścinanie nie została jeszcze w pełni wzbudzona.

Jest rzeczą oczywistą, że uproszczone założenia i nieścisłości metody równowagi granicznej mogą, a nawet muszą odbić się na dokładności wyników obliczeń. Dlatego też były podejmowane liczne próby opracowania nowych metod sprawdzania stateczności zbroczy, opartych na analizie stanu naprężenia i odkształcenia w ośrodku gruntowym. Duże nadzieje stwarzała w tym zakresie metoda granicznego stanu naprężenia, omówiona w podrozdziale 3.4, a następnie możliwości wyznaczania naprężeń za pomocą metody elementów skończonych, jak to omówiono w punkcie 3.5. Wprawdzie metody te nie spełniły pokładanych w nich nadziei i z różnych względów znalazły ograniczone zastosowanie praktyczne, tym niemniej z powodzeniem mogą one służyć do oceny prawidłowości rozwiązań uzyskiwanych za pomocą metody równowagi granicznej.

Jako jedni z pierwszych oceny takiej dokonali Wright, Kulhavy i Duncan [112], przy czym przedmiotem obszernych porównań i analiz była uproszczona metoda Bishopa. Przy użyciu tej metody analizowano stateczność jednorodnych zbroczy o różnym nachyleniu, różnej wysokości i różnych wartościach parametrów wytrzymałościowych gruntu. Zbrocza były charakteryzowane bezwymiarowym współczynnikiem $\lambda_{c\Phi}$ określonym zależnością:

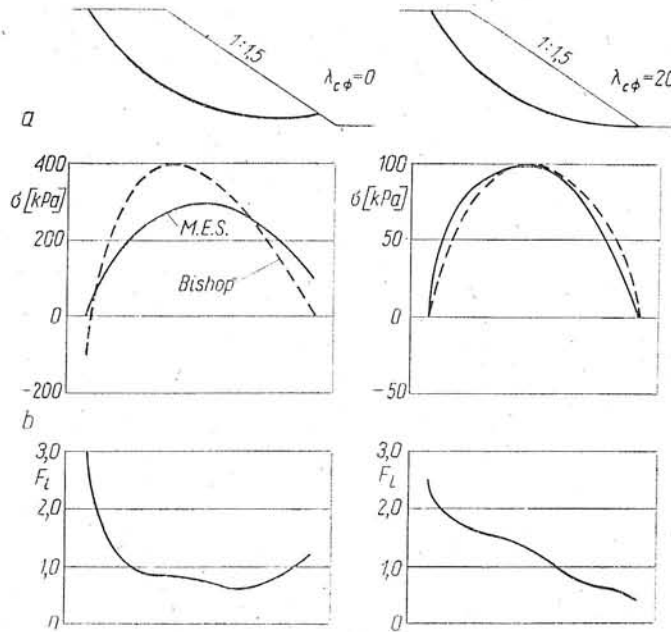
$$\lambda_{c\Phi} = \frac{\gamma \cdot H \operatorname{tg} \Phi'}{c'} \quad (7.1)$$

gdzie:

- γ — ciężar objętościowy gruntu tworzącego zbrocze,
- H — wysokość zbrocza,

c' — spójność gruntu w zboczu,
 Φ' — kąt tarcia wewnętrznego gruntu w zboczu.

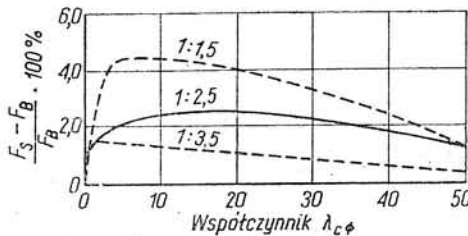
Wyniki obliczeń były porównane następnie z wynikami rozwiązania za pomocą metody elementów skończonych (MES), uzyskanego dla modelu ciała liniowo sprężystego. Porównanie dotyczyło rozkładu naprężenia normalnego i współczynnika stateczności wzdłuż powierzchni poślizgu oraz wartości ogólnego (średniego) współczynnika stateczności zbocza. Przykładowe wyniki obliczeń wykreślono na rysunku 7.1.



Rys. 7.1
 Porównanie wyników obliczeń wykonanych za pomocą MES i uproszczoną metodą Bishopa (Wright, Kulhavy i Duncan [112])
 a — naprężenie normalne do powierzchni poślizgu,
 b — lokalny współczynnik stateczności

Przeprowadzona analiza wykazała, że największą zgodność rozkładu naprężenia normalnego obserwuje się w zboczach o małym nachyleniu i wysokich wartościach współczynnika $\lambda_{c\Phi}$. Różnice między rozkładami naprężenia normalnego, określonymi za pomocą obu metod, rosną wraz ze wzrostem nachylenia zbocza i zmniejszeniem wartości współczynnika $\lambda_{c\Phi}$, przy czym z metody elementów skończonych uzyskuje się znacznie wyższe naprężenia przy obu końcach powierzchni poślizgu. Pomimo tych różnic w rozkładzie naprężenia normalnego, wartości ogólnego (średniego) współczynnika stateczności zbocza były do siebie zbliżone. Współczynnik stateczności określony na podstawie metody elementów skończonych był zawsze większy, przy czym względna różnica wartości F nie przekraczała 5,0% (rys. 7.2).

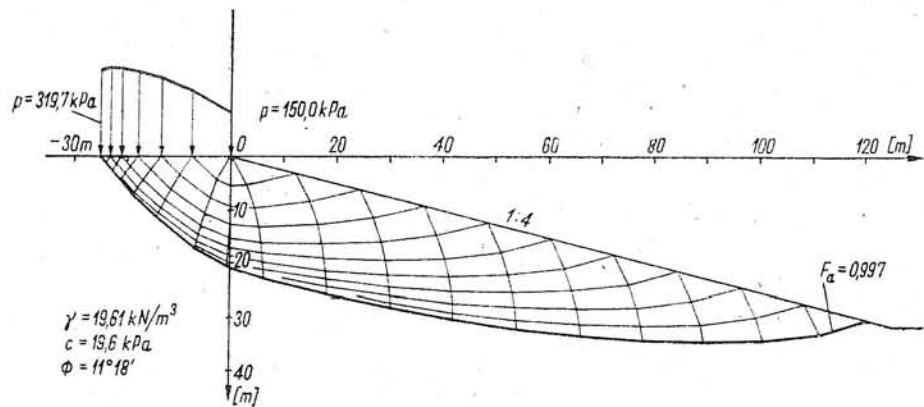
Rys. 7.2
 Porównanie średniego współczynnika stateczności określonego za pomocą MES i uproszczoną metodą Bishopa w zboczu o różnym nachyleniu (Wright, Kulhavy i Duncan [112])



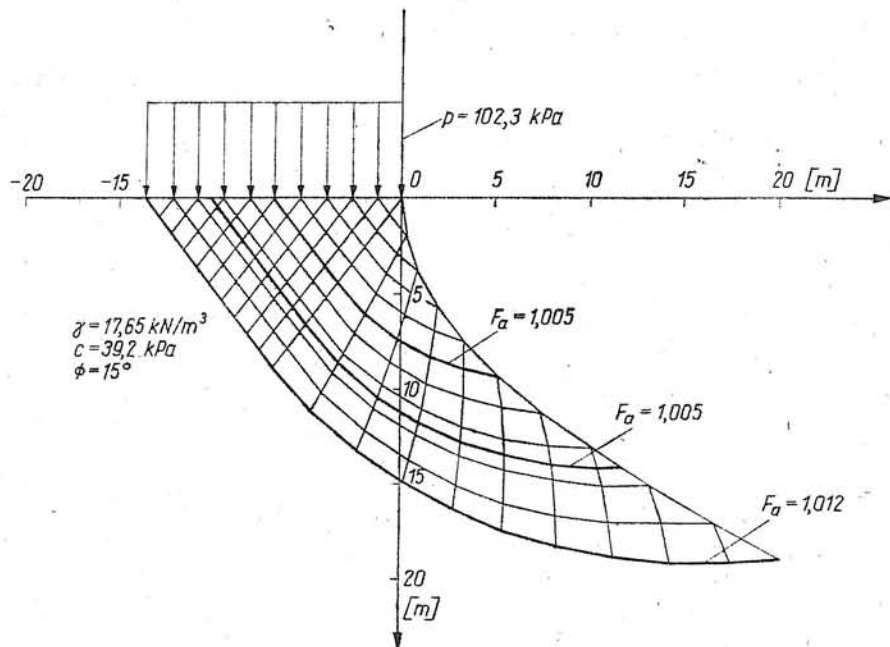
Na podstawie tych wyników autorzy wspomnianej pracy wyciągają wnioski, że zarówno metoda Bishopa jak i inne rozwiązania metody pasków, opierające się na tych samych założeniach, nie zawierają istotnych błędów i mogą być z powodzeniem stosowane w praktyce inżynierskiej.

Porównanie dokładnego rozwiązania metody pasków z metodą granicznego stanu naprężenia i z wynikami rozwiązania uzyskanego za pomocą metody elementów skończonych, jest przedstawione w pracy autora [62]. Analizę ograniczono tylko do kilku przypadków, tym niemniej wyniki tej analizy dostarczają dodatkowych argumentów za stosowaniem metody pasków, a zwłaszcza dokładnego jej rozwiązania, do sprawdzania stateczności zboczy.

Wyniki obliczeń, wykonanych za pomocą granicznego stanu naprężenia, przedstawiają rysunki 7.3 i 7.4. Na rysunku 7.3 wykreślono charakterystyki pola naprężeń w zboczu 6, zbudowanym z gruntu



Rys. 7.3
Obciążenie naziomu i linie
poślizgu wyznaczone
metodą stanu
granicznego w zboczu 6



Rys. 7.4
Profil skarpy i linie
poślizgu wyznaczone
metodą stanu granicznego
w zboczu 7

spoiстого, o ciężarze objętościowym $\gamma = 19,61 \text{ kN/m}^3$. Dla założonego nachylenia skarpy 1:4 uzyskano wartość obciążenia ciągłego, działającego na naziemie zbocza. Obciążenie to konieczne jest do wywołania granicznego stanu naprężenia w całym analizowanym zboczu i odpowiada krytycznym parametrom wytrzymałościowym gruntu w wysokości:

$$c_{kr} = 19,6 \text{ kPa}, \quad \Phi_{kr} = 11^\circ 18'$$

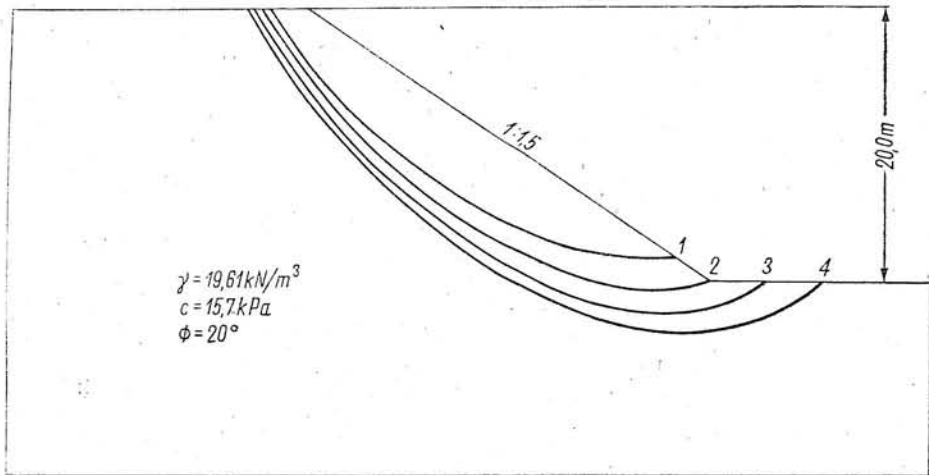
Natomiast na rysunku 7.4 wykreślono charakterystyki pola naprężeń oraz graniczny profil skarpy w zboczu 7, utworzonym z gruntu spoiстого o ciężarze objętościowym $\gamma = 17,65 \text{ kN/m}^3$. Wyniki obliczeń uzyskano dla następujących wartości krytycznych parametrów wytrzymałościowych gruntu w zboczu:

$$c_{kr} = 39,2 \text{ kPa}, \quad \Phi_{kr} = 15^\circ$$

oraz przy założeniu, że obciążenie działające na naziemie zbocza wynika z warunku (3.5):

$$p_{gr} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \Phi}{1 - \sin \Phi}$$

Za pomocą metody elementów skończonych wyznaczono naprężenia i odkształcenia w zboczu 8 o nachyleniu 1:1,5, którego skarpa tworzy ograniczenie wykopu wykonanego do głębokości 20,0 m poniżej powierzchni terenu (rys. 7.5). Do obliczeń przyjęto model ośrodką



Rys. 7.5
Położenie potencjalnych
powierzchni przlizgu
w zboczu 8

nieliniowo sprężystego, którego moduł sprężystości zależy od naprężenia normalnego na płaszczyźnie oktaedrycznej, σ_{oct} , w sposób następujący:

$$E = 39\,000 (1 - 0,0005 \sigma_{oct}) \quad [\text{kPa}]$$

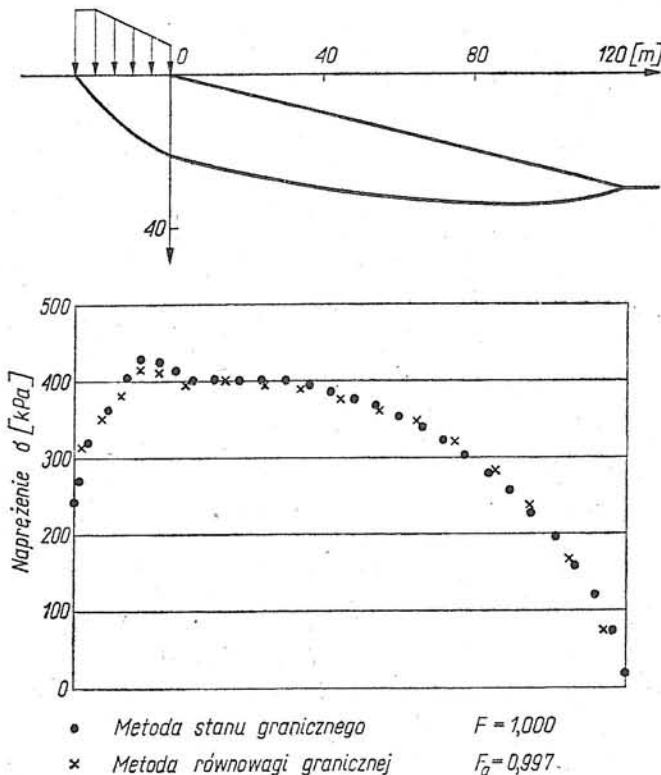
dla naprężeń mierzonych w kilopaskalach. W celu określenia wyjściowych naprężeń w gruncie przyjęto współczynnik parcia spoczynkowego $K_0 = 0,667$, zaś do wyznaczania przyrostów naprężeń i odkształceń przyjęto współczynnik Poissona o stałej wartości $\nu = 0,4$.

Zgodnie z zasadami wyznaczania naprężeń w zboczu utworzonym przez wykop, opisanymi w punkcie 3.5, w pierwszej kolejności obliczono naprężenia od ciężaru własnego gruntu jak dla półprzestrzeni sprężystej. Następnie do elementów tworzących obrys skarpy i dna wykopu przyłożono, w pięciu stopniach, obciążenie odpowiadające ciężarowi wybranej warstwy gruntu. Uzyskane w ten sposób wartości i kierunki działania naprężeń głównych w poszczególnych elementach siatki stanowiły podstawę do oceny zapasu bezpieczeństwa zbocza wzdłuż wybranych powierzchni poślizgu. Na podstawie kąta nachylenia elementarnych powierzchni poślizgu do kierunku działania większego naprężenia głównego, którego wartość zgodnie ze wzorem (3.10):

$$\mu = \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right)$$

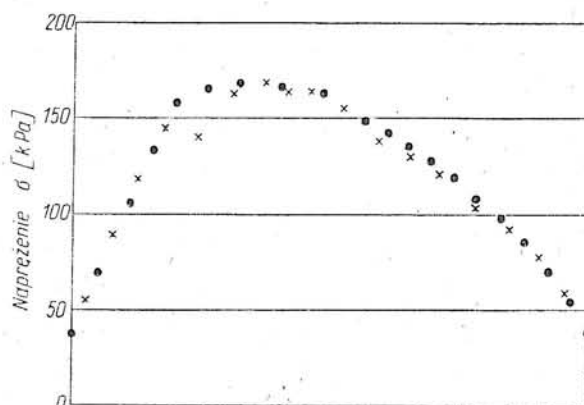
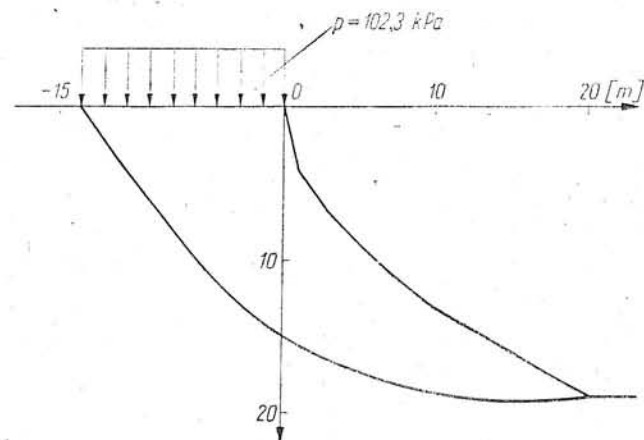
wynosi $\pm 35^\circ$, w analizowanym zboczu wyznaczono cztery powierzchnie poślizgu, wykreślone na rysunku 7.5.

Porównanie wyników obliczeń obejmuje rozkład naprężeń normalnych wzdłuż powierzchni poślizgu oraz wartości współczynnika stateczności zbocza. W przypadku zboczy, w których wyznaczono charakterystyki pola naprężeń w stanie granicznym, analizowane powierzchnie poślizgu pokrywały się z tymi charakterystykami. Powierzchnie te wykreślono na rysunkach 7.3 i 7.4 grubą linią. W zboczu analizowanym przy użyciu metody elementów skończonych stateczność była sprawdzana dla czterech powierzchni poślizgu (rys. 7.5).



Rys. 7.6
Porównanie rozkładu
naprężenia normalnego
do powierzchni poślizgu
w zboczu 6

Na rysunku 7.6 przedstawiono porównanie rozkładu naprężenia normalnego wzdłuż powierzchni poślizgu analizowanej w zboczu 6. Naprężenia wyznaczone metodą stanu granicznego i metodą równowagi granicznej wykazują niemal identyczne wartości wzdłuż całej powierzchni poślizgu. Podobne wyniki uzyskano dla najgłębszej powierzchni poślizgu analizowanej w zboczu 7. Wyniki te zestawiono na rysunku 7.7, gdzie



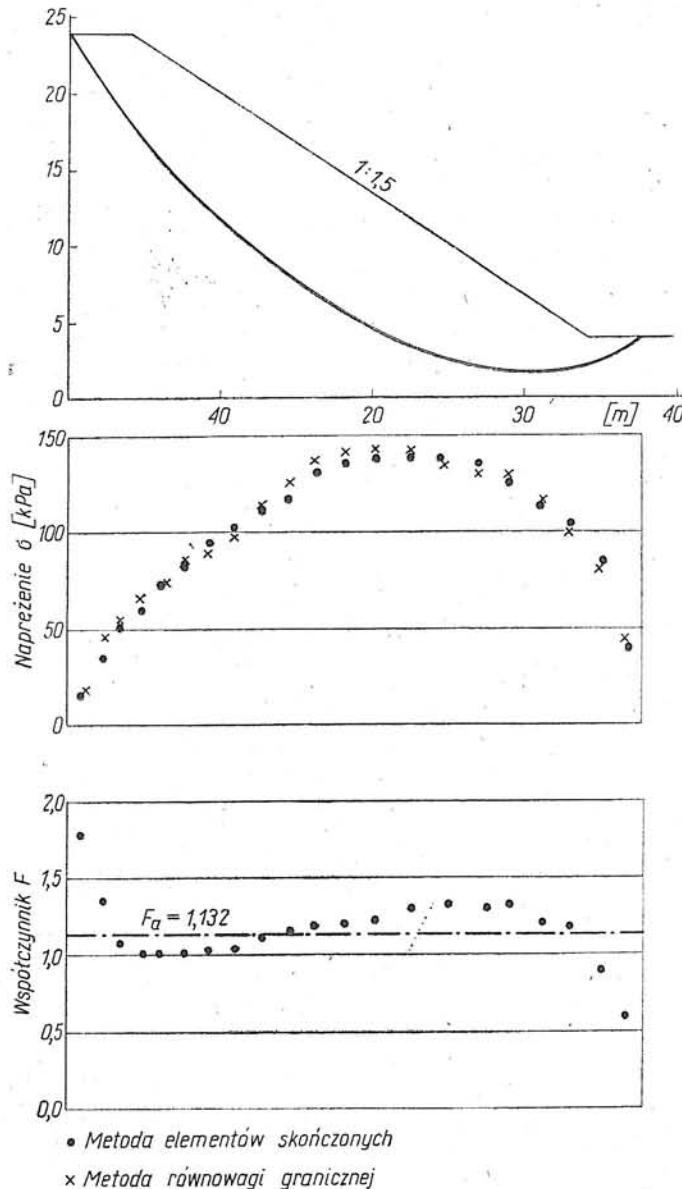
Rys. 7.7
Porównanie rozkładu
naprężenia normalnego
do powierzchni poślizgu
w zboczu 7

- Metoda stanu granicznego $F = 1,000$
- × Metoda równowagi granicznej $F_0 = 1,012$

tylko w jednym punkcie można zauważyć wyraźną różnicę naprężeń. Natomiast na rysunku 7.8 porównano naprężenia wyznaczone metodą elementów skończonych i metodą równowagi granicznej. Porównanie to dotyczy powierzchni poślizgu nr 3 (rys. 7.5), a przedstawione wykresy wykazują, również i w tym przypadku, bardzo dobrą zgodność wyników. W zboczu 6 (rys. 7.6) współczynnik stateczności wyznaczono dla najgłębszej powierzchni poślizgu. Z dokładnego rozwiązania metody pasków uzyskano wartość $F_a = 0,997$, czyli praktycznie współczynnik stateczności równy jest jedności. Odpowiada to dokładnie granicznemu stanowi naprężenia w zboczu, dla którego wyznaczono charakterystyki pola naprężeń i obciążenie naziomu zbocza. Podobne wyniki uzyskano z analizy stateczności zbocza 7. Dla trzech powierzchni poślizgu wartości

współczynnika stateczności są bardzo bliskie jedności, jak to pokazano na rysunku 7.4.

Wyniki rozwiązania metodą elementów skończonych pozwalają prześledzić zmiany wartości lokalnego współczynnika stateczności, odpowiadających poszczególnym elementom siatki. Charakter zmienności



Rys. 7.8

Porównanie naprężenia normalnego do powierzchni poślizgu oraz współczynnika stateczności w zboczu 8 (powierzchnia poślizgu nr 3)

tego współczynnika wzdłuż powierzchni poślizgu nr 3 w zboczu 8 przedstawiono na dolnym wykresie rysunku 7.8, porównując go z wynikami dokładnego rozwiązania metody pasków. Współczynnik stateczności w metodzie pasków ma, z założenia, stałą wartość wzdłuż powierzchni poślizgu, wynoszącą w tym przypadku $F_a = 1,132$. Z porównania lokalnego i ogólnego współczynnika stateczności widać,

że największe różnice występują przy obu końcach powierzchni poślizgu, przy czym u podnóża zbocza lokalny współczynnik stateczności jest mniejszy od jedności. Należy jednocześnie uwzględnić fakt, że porównanie rozkładów naprężenia normalnego do powierzchni poślizgu, przedstawione na górnym wykresie rysunku 7.8, wykazuje niemal identyczny przebieg tych wielkości w obydwu rozwiązaniach. A zatem przyczyną różnic pomiędzy lokalnym a ogólnym współczynnikiem stateczności są różnice w rozkładzie naprężeń stycznych do powierzchni poślizgu, wynikające z uwzględnienia odkształcalności ośrodka gruntowego w metodzie elementów skończonych.

Analizując stateczność zbocza 8 na podstawie rozwiązania uzyskanego metodą elementów skończonych, obliczono również średni współczynnik stateczności. Posługując się wzorem (1.6) uzyskano wartości współczynnika F_s , które dla czterech powierzchni poślizgu zestawiono w tablicy 7-1. W tablicy tej zestawiono również wartości współczynnika

Tablica 7-1
Wyniki analizy
stateczności zbocza 8

Powierzchnia poślizgu nr	Współczynnik stateczności		$\frac{F_s - F_a}{F_a} 100\%$
	z metody elementów skończonych F_s	z metody równowagi granicznej F_a	
1	1,224	1,111	10,2
2	1,170	1,072	9,1
3	1,148	1,132	1,4
4	1,205	1,195	0,8

F_a , wynikające z dokładnego rozwiązania metody pasków. Z porównania obydwu współczynników widać, że metoda elementów skończonych daje wyższe wartości ogólnego (średniego) współczynnika stateczności, przy czym względne różnice wahają się od 10,2% (powierzchnia poślizgu nr 1) do 0,8% (powierzchnia poślizgu nr 4).

Z przedstawionego porównania wyników obliczeń widać dobrą zgodność, ilościową i jakościową, rozwiązań uzyskanych za pomocą metody stanu granicznego, metody elementów skończonych i dokładnego rozwiązania metody pasków. Chociaż porównanie przeprowadzono tylko na przykładzie kilku zboczy, to uzasadnione wydaje się uogólnienie wynikających stąd wniosków na wszystkie przypadki spotykane w praktyce inżynierskiej. Podstawą takiego uogólnienia jest zgodność nie tylko wartości współczynnika stateczności zbocza, lecz również rozkładów naprężenia normalnego do analizowanej powierzchni poślizgu.

Zgodność wyników obliczeń jest bardzo dobra przy porównywaniu metody równowagi granicznej z metodą stanu granicznego. W obu tych metodach jest założona bowiem stała wartość współczynnika stateczności wzdłuż powierzchni poślizgu, a ponadto obie metody są oparte na analizie granicznego stanu naprężenia w gruncie. Wprawdzie w metodzie pasków stan taki przyjmuje się tylko w strefie analizowanej powierzchni poślizgu, ale z rozwiązania metodą stanu granicznego otrzymuje się, między innymi, takie właśnie powierzchnie. Analizując stateczność zbocza wzdłuż określonych w ten sposób powierzchni

poślizgu, uzyskuje się prawie identyczne wartości współczynnika stateczności i podobne rozkłady naprężenia normalnego do powierzchni poślizgu. Jeżeli zatem wyniki dokładnego rozwiązania metody pasków są obciążone błędem, to błędy tego samego rzędu są związane z metodą stanu granicznego, uważaną przez wielu badaczy za metodę ścisłą i dokładną. Porównanie rozwiązań uzyskanych za pomocą metody równowagi granicznej i metody elementów skończonych wykazuje różne wartości lokalnego współczynnika stateczności, przy podobnym rozkładzie naprężenia normalnego do powierzchni poślizgu. Średni współczynnik stateczności z metody elementów skończonych jest większy od odpowiedniego współczynnika z metody pasków, przy czym względna różnica nie przekracza wartości 10,0%. Podobne wartości uzyskali Wright, Kulhavy i Duncan [112], porównując metodę elementów skończonych z uproszczoną metodą Bishopa. Można zatem mówić o dobrej zgodności wyników obliczeń z obydwu tych metod, co jest potwierdzeniem zadowalającej dokładności wyników otrzymywanych z dokładnego rozwiązania metody pasków.

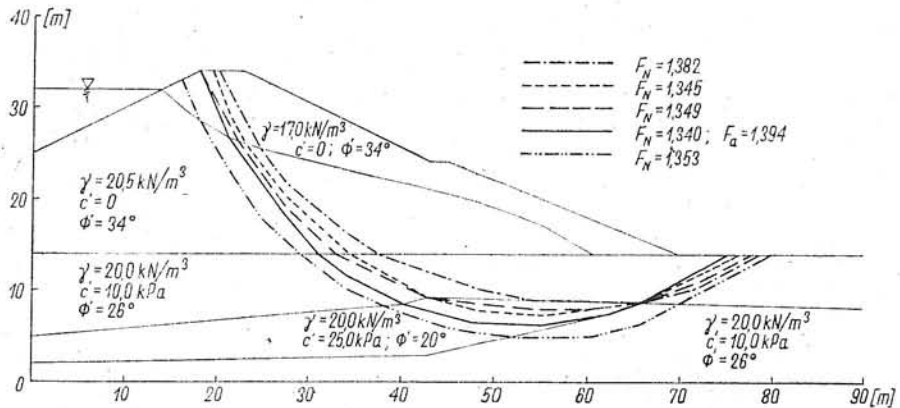
**ZAKRES STOSOWANIA
ROZWIĄZAŃ
UPROSZCZONYCH
I DOKŁADNYCH**

7.2 Z przeprowadzonych analiz i porównań wynika pełna przydatność metody równowagi granicznej, a zwłaszcza dokładnego jej rozwiązania, do sprawdzania stateczności zboczy. Przedstawione w rozdziale 3 ograniczenia i trudności, związane z praktycznym stosowaniem metody stanu granicznego i metody elementów skończonych, dają podstawę do przypuszczenia, że metoda równowagi granicznej długo jeszcze pozostanie zasadniczą metodą wyznaczania współczynnika stateczności zbocza. Uniwersalność tej metody, wykazana w pracy autora [63], oraz możliwość wykorzystania eto, zapewniają pełną analizę każdego problemu inżynierskiego. Istotne znaczenie ma stwierdzenie, że dokładne rozwiązanie metody pasków, krytykowane za upraszczające założenia, i niejednoznaczność rozwiązania, daje wyniki bardzo zbliżone do tych, jakie uzyskuje się za pomocą metod uznawanych za dokładne i ścisłe. Świadomość tego faktu powinna umożliwić bardziej racjonalne projektowanie obiektów inżynierskich, w których zbocza, utworzone przez nasypy lub wykopy, stanowią istotny element konstrukcyjny. Praktyczne stosowanie jakiegokolwiek propozycji dokładnego rozwiązania metody pasków wymaga użycia maszyn cyfrowych. Wprawdzie obliczenia dla jednego wariantu rozkładu sił wewnętrznych są wykonane w czasie kilkunastu do kilkudziesięciu sekund, tym niemniej konieczność przeanalizowania kilku do kilkunastu takich wariantów dla jednej powierzchni poślizgu wydłuża znacznie czas wykonywania obliczeń. Dlatego nieekonomiczne byłoby stosowanie takich metod obliczeń do bezpośredniego poszukiwania krytycznej powierzchni poślizgu, gdyż wzrost dokładności wyników obliczeń nie byłby proporcjonalny do znacznie zwiększonego nakładu pracy i kosztów. Należy zatem stwierdzić, że dla większości obiektów inżynierskich zadowalającą dokładność wyników obliczeń gwarantują uproszczone rozwiązania metody pasków, opracowane przez Bishopa, Janbu czy

Nonveillera. Natomiast w takich obiektach, jak zapory ziemne lub kopalnie odkrywkowe, gdy optymalne wymiarowanie zboczy prowadzi do znacznych efektów ekonomicznych, minimalna wartość współczynnika stateczności zbocza powinna być wyznaczana za pomocą dokładnego rozwiązania metody pasków.

Zasady takiego postępowania przedstawiono na rysunku 7.9, na przykładzie zapory filtracyjnej (zbocze 5). Położenie krytycznej powierzchni poślizgu wyznacza się za pomocą jednej z metod

Rys. 7.9
Poszukiwanie krytycznej powierzchni poślizgu w korpusie zapory filtracyjnej (zbocze 5)



uproszczonych, którą w przytoczonym przykładzie była metoda Nonveillera. Powierzchnię tę wykreślono na rysunku 7.9 linią ciągłą, a odpowiadający jej współczynnik stateczności zbocza ma wartość $F_N = 1,340$. Stateczność zapory wzdłuż tej krytycznej powierzchni poślizgu sprawdzono za pomocą dokładnego rozwiązania opracowanego przez autora, uzyskując w wyniku współczynnik stateczności $F_a = 1,394$, co można uznać za wartość minimalną.

Jest rzeczą oczywistą, że przy praktycznym stosowaniu takiego postępowania, wyznaczenie położenia krytycznej powierzchni poślizgu, za pomocą jednej z metod uproszczonych, będzie wymagać analizy kilkunastu do kilkudziesięciu potencjalnych powierzchni poślizgu. Odpowiednio do takiego zakresu obliczeń, do znalezienia minimalnej wartości współczynnika stateczności zbocza będzie konieczne wykonanie obliczeń za pomocą dokładnego rozwiązania dla kilku najniebezpieczniejszych powierzchni poślizgu.

8

Stosowanie eto w analizie stateczności zboczy

OGÓLNE PROBLEMY PROGRAMOWANIA 8.1 Utrata stateczności zbocza, spowodowana przekroczeniem wytrzymałości gruntu, może nastąpić wzdłuż jednej z wielu prawdopodobnych powierzchni poślizgu. Celem analizy stateczności jest zatem znalezienie krytycznej powierzchni poślizgu, której odpowiadałaby najmniejsza wartość współczynnika stateczności zbocza. Jest rzeczą oczywistą, że

dokładność takiej analizy, czyli szansa znalezienia bezwzględnie najmniejszej wartości F , będzie rosła wraz ze wzrostem liczby zbadanych powierzchni poślizgu. Taki sposób postępowania wymaga wykonania dużej liczby powtarzających się obliczeń, które to zadanie jest idealnie realizowane przez maszyny matematyczne. Dlatego też analiza stateczności zboczy była jednym z pierwszych problemów mechaniki gruntów, do rozwiązania którego wykorzystano możliwości elektronicznej techniki obliczeniowej (eto).

Pierwszy program obliczeń, opublikowany w roku 1958, opracowali Little i Price [54]. Program ten umożliwiał sprawdzanie stateczności metodą Bishopsa przy czym, zdaniem samych autorów, nie gwarantował on znalezienia bezwzględnie najmniejszej wartości współczynnika stateczności. W latach sześćdziesiątych nastąpił szybki wzrost liczby programów, które stawały się coraz dokładniejsze i coraz bardziej uniwersalne. Pierwszy polski program opublikowali w roku 1969 Ścieszko i Ukleja [100]. W programie tym wykorzystano metodę szwedzką (Felleniusa), stosowaną obecnie coraz rzadziej. Dalsze programy zostały opracowane w latach siedemdziesiątych i w chwili obecnej trudno wyobrazić sobie sprawdzanie stateczności na poślizg bez wykorzystania maszyn matematycznych.

Programy obliczeń różnią się między sobą w zależności od wykorzystywanej metody sprawdzania stateczności zboczy. W przypadku analizy stateczności zboczy wzdłuż walcowych powierzchni poślizgu (metodą Bishopsa lub szwedzką) zasadniczym elementem jest strategia poszukiwania bezwzględnego minimum współczynnika stateczności. Stosowanie metody Janbu lub Nonveillera dla powierzchni poślizgu o dowolnym kształcie upraszcza znacznie program obliczeń, gdyż analizowane powierzchnie poślizgu muszą być określone w danych wejściowych. Natomiast w programach obliczeń uwzględniających

dokładne rozwiązania metody pasków, niezależnie od kształtu powierzchni poślizgu, podstawowym problemem jest taki dobór funkcji zmienności sił wewnętrznych, aby rozwiązanie spełniało ustalone kryteria poprawności. Sposoby rozwiązania tych problemów, specyficznych dla każdej grupy metod obliczeniowych, przedstawiono w rozdziale 9 na przykładzie konkretnych programów obliczeń.

Opracowanie tych części programu, w których dokonuje się obliczeń iteracyjnych przy użyciu odpowiednich wzorów, nie stwarza większych trudności. Specjalnego podejścia wymaga natomiast podział masywu potencjalnego osuwiska na paski oraz wyznaczenie wielkości charakteryzujących poszczególne paski (geometria paska, układ sił, wartości parametrów wytrzymałościowych gruntu). Ponieważ problemy te są wspólne dla wszystkich metod obliczeniowych, omówiono je w kolejnych rozdziałach książki.

8.2 Wyznaczenie sił działających w masywie osuwiska wymaga podania informacji o pięciu elementach składowych zbocza, którymi są:

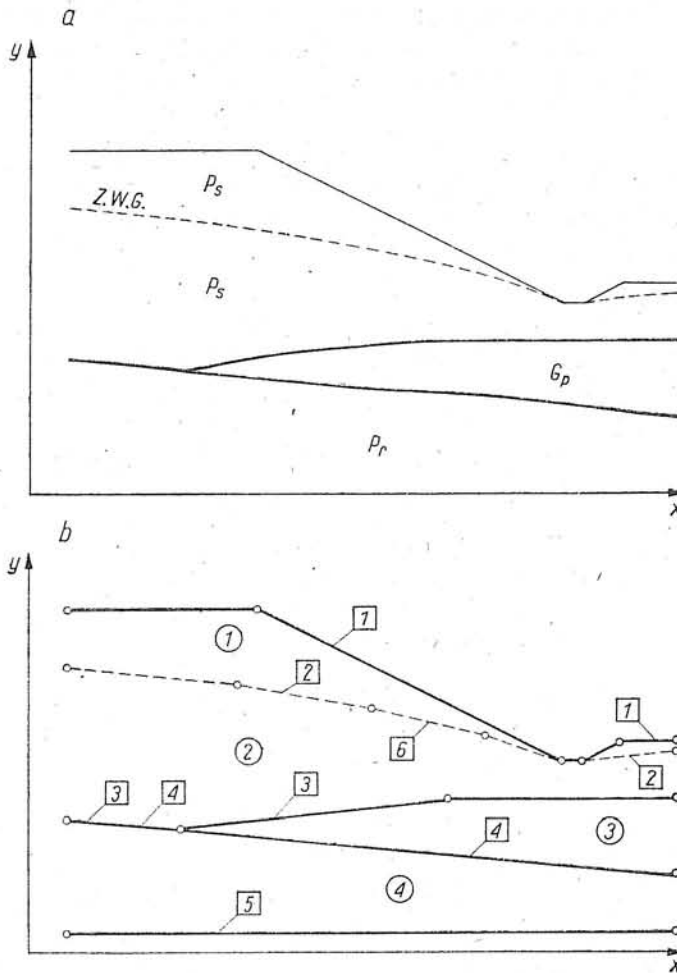
**SPOSÓB OPISYWANIA
ZBOCZA**

- obrys powierzchni zbocza,
- linie podziału na warstwy gruntu o różnych właściwościach,
- fizyczne i mechaniczne właściwości gruntów tworzących zbocze,
- położenie swobodnego zwierciadła wody lub linii ciśnień piezometrycznych,
- układ obciążeń zewnętrznych działających na zbocze.

W celu uproszczenia wykonywania obliczeń, wszystkie linie charakteryzujące zbocze (obrys powierzchni, podział na warstwy, swobodne zwierciadło wody) muszą być zastąpione odcinkami prostej. Dlatego też geometrię zbocza opisuje się punktami charakterystycznymi, które mogą być połączone odcinkami prostej. Zasadę postępowania przedstawia rysunek 8.1.

Punkty charakterystyczne przyjmuje się we wszystkich załamaniach linii, zaś linie krzywe aproksymuje się linią łamaną. Każdy punkt jest opisywany numerem oraz dwiema liczbami określającymi jego położenie w przyjętym układzie współrzędnych (rys. 8.1b). Z kolei każda linia jest opisywana numerem oraz numerami tworzących ją punktów, w kolejności od lewej strony do prawej. Pierwszą linią charakterystyczną jest linia obrysu zbocza (1). Kolejne linie (2, 3, 4) oddzielają warstwy gruntu o różnych właściwościach. Dlatego też swobodne zwierciadło wody, występujące w jednej warstwie gruntu, stanowi linię podziału, gdyż powyżej i poniżej tej linii grunt będzie się charakteryzował różnym ciężarem objętościowym. Ostatnia linia (5) organicza zbocze od dołu. Osobną linią jest swobodne zwierciadło wody gruntowej (6) lub linia ciśnień piezometrycznych.

W ten sposób każda warstwa gruntu jest ograniczona od góry i od dołu dwiema liniami, z których każda przebiega od lewego do prawego brzegu analizowanego zbocza. Przyjmuje się przy tym, że numer linii ograniczającej warstwę gruntu od góry (liczby umieszczone w kwadracikach) odpowiada numerowi gruntu w tej warstwie (liczby



Rys. 8.1
Zasady opisywania
charakterystyki zbrocza
a — zbrocze naturalne,
b — punkty i linie
charakterystyczne
w programie obliczeń

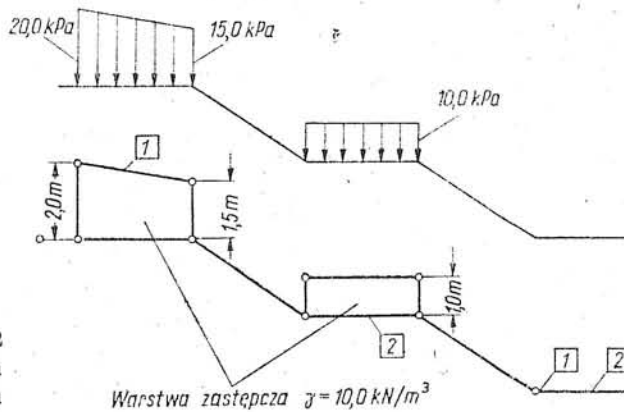
umieszczone w kółeczkach). W tych miejscach gdzie warstwy gruntu wyklinowują się, linie dolna i górna pokrywają się ze sobą na mniejszej lub większej długości (linia 1 i 2 oraz linia 3 i 4). W szczególnym przypadku linie mogą pokrywać się na całej długości. Dotyczy to linii swobodnego zwierciadła wody, która pokrywa się z linią podziału na warstwy (linie 2 i 6 na rysunku 8.1b). Jeżeli w zbroczu nie występuje woda gruntowa, wówczas linia swobodnego zwierciadła wody pokrywa się z linią, stanowiącą ograniczenie zbrocza od dołu.

Grunt, tworzący kolejne warstwy w zbroczu jest opisywany wielkościami charakteryzującymi jego właściwości fizyczne i mechaniczne, niezbędne do wyznaczenia współczynnika stateczności zbrocza. Będzie to zatem gęstość objętościowa lub ciężar objętościowy gruntu, przy czym poniżej zwierciadła wody gruntowej należy przyjmować ciężar objętościowy gruntu całkowicie nasyconego wodą, γ_{sr} . Wynika to z zasady uwzględniania wpływu wody w metodzie pasków opisanej w rozdziale 4. Właściwości wytrzymałościowe gruntu są opisywane dwoma parametrami c i Φ , a wybór odpowiednich parametrów zależy od przyjętej metody analizy stateczności w naprężeniach całkowitych, efektywnych lub

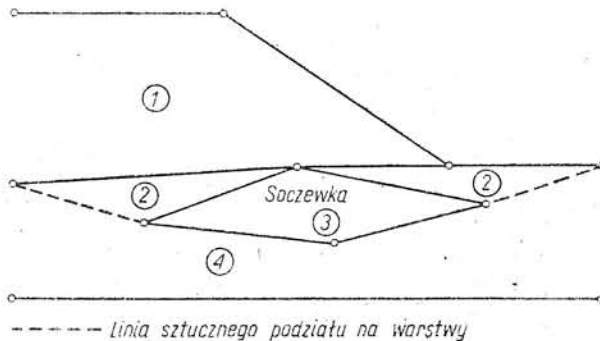
w warunkach postępującego niszczenia zbocza. Z przyjętej zasady opisywania zbocza wynika, że liczba warstw gruntu jest zawsze mniejsza o dwa od liczby linii podziału na warstwy, co należy uwzględnić przy opracowywaniu programu obliczeń.

Obciążenie zewnętrzne, działające na zbocze, najwygodniej jest przedstawić w postaci obciążenia rozłożonego, którym należy zastąpić ewentualne siły skupione. Obciążenie to opisuje się jako zastępczą warstwę gruntu, która jest pierwszą warstwą w zboczu. Dlatego w przypadku występowania kilku obciążeń należy przypisać im jedną wartość ciężaru objętościowego, dopasowując odpowiednio wysokość warstwy zastępczej. Sposób takiego postępowania przedstawiono na rysunku 8.2.

Zgodnie z podaną zasadą opisywania zbocza, linie podziału na warstwy przebiegają od lewego do prawego brzegu zbocza, przy czym początkowe i końcowe punkty wszystkich linii muszą mieć odpowiednio jednakowe



Rys. 8.2
Sposób opisywania obciążenia naziomu



Rys. 8.3
Linie podziału na warstwy w przypadku występowania soczewki gruntu
----- linia sztucznego podziału na warstwy

odcięte. Jeżeli zatem w zboczu występuje soczewka gruntu, należy poprowadzić sztuczną linię podziału na warstwy, sięgającą od lewego do prawego brzegu, jak to pokazano na rysunku 8.3.

W wyniku takiego podziału w zboczu występują dwie warstwy gruntu o różnych numerach (2 i 4), ale o takich samych właściwościach fizycznych i mechanicznych.

8.3
PODZIAŁ MASYWU
OSUWISKA NA PASKI

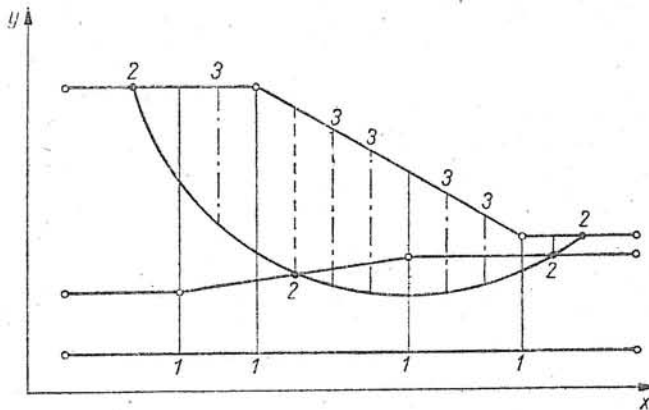
Podział na paski powinien być wykonany w taki sposób, aby zapewniał odpowiednią dokładność wyników obliczeń. Z jednej strony paski nie powinny być zbyt szerokie, ponieważ zgodnie z analizą przeprowadzoną przez Spencera [91], współczynnik stateczności nie zmienia się praktycznie wtedy, gdy liczba pasków w masywie osuwiska wynosi 32 lub więcej. Z drugiej strony pionowe linie podziału powinny przebiegać tak, aby podstawa każdego paska obejmowała tylko jeden rodzaj gruntu. Wymagania te narzucają odpowiedni sposób postępowania, różniący się nieco w przypadku walcowych powierzchni poślizgu i w przypadku powierzchni poślizgu o dowolnym kształcie.

Przy założeniu walcowej powierzchni poślizgu podział na paski następuje w trzech etapach (rys. 8.4). W pierwszej kolejności linie pionowe przechodzą przez wszystkie punkty charakterystyczne, sięgając do osi x (linie ciągłe). W drugim etapie, już po ustaleniu położenia środka koła poślizgu, linie podziału prowadzi się przez punkty przecięcia tego koła z liniami podziału na warstwy (linie przerywane). Wreszcie w trzecim etapie sprawdza się warunek:

$$b \leq b_{\max} \quad (8.1)$$

gdzie b_{\max} oznacza największą dopuszczalną szerokość paska. W paskach większej szerokości, nie spełniających warunku (8.1), wprowadza się dodatkowy podział przedstawiony na rysunku 8.4 za pomocą linii kreska-kropka.

Realizacja pierwszego etapu podziału na paski w programie obliczeń polega na uporządkowaniu ciągu liczb, utworzonego z odciętych wszystkich punktów charakterystycznych. Następnie wyznacza się



Rys. 8.4
Zasada podziału na paski
w przypadku walcowej
powierzchni poślizgu

punkty przecięcia koła poślizgu z linią obrysu powierzchni zbrocza. Punkty te stanowią odpowiednio lewą i prawą granicę masywu osuwiska. Wartości odciętej x pozostałych punktów przecięcia koła poślizgu z liniami podziału na warstwy są dodatkowymi wyrazami ciągu, obejmującego punkty podziału pierwszego i drugiego etapu, mieszczące się w wyznaczonych granicach masywu osuwiska. Różnica dwóch kolejnych wyrazów ciągu oznacza szerokość paska b'' .

Największą szerokość paska wyznacza się z warunku:

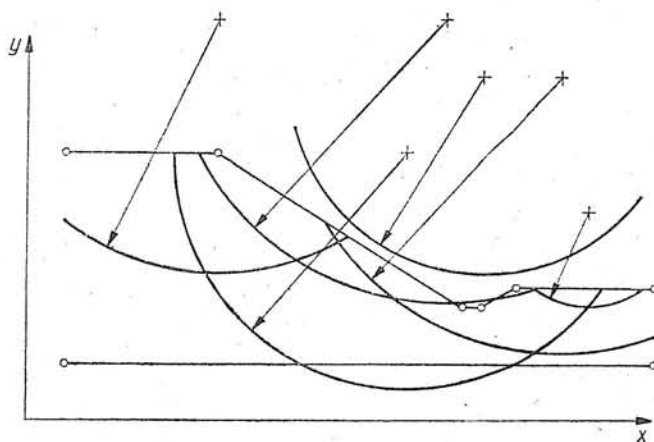
$$b_{\max} = \frac{R}{m} \quad (8.2)$$

w którym R oznacza promień koła poślizgu, zaś m przyjmuje się w granicach od 10 do 20. Paski nie spełniające warunku (8.1) dzieli się dodatkowo, przy czym ostateczną szerokość paska w trzecim etapie podziału oblicza się ze wzoru:

$$b''' = \frac{b''}{\text{entier} \left(\frac{b''}{b_{\max}} \right) + 1} \quad (8.3)$$

W ten sposób otrzymuje się ostateczny ciąg liczb, opisujących położenie pionowych linii podziału masywu osuwiska na paski.

Przy wyznaczaniu punktów przecięcia koła poślizgu z liniami podziału na warstwy jest konieczna kontrola prawidłowości przebiegu analizowanego koła poślizgu. Wynika to z faktu, że poszukiwanie minimalnej wartości współczynnika F odbywa się w sposób automatyczny.



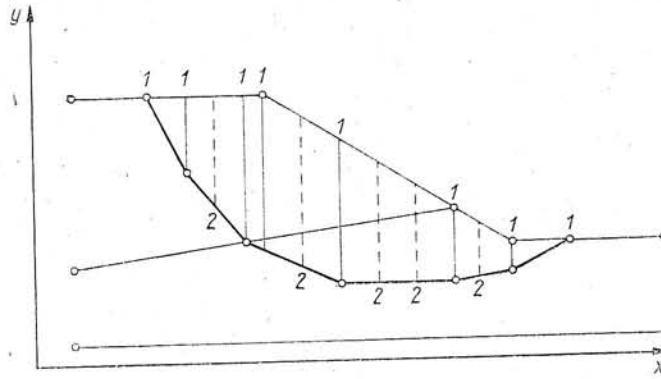
Rys. 8.5
Możliwe przypadki
nieprawidłowego
przebiegu kół poślizgu
w zboczu

Dlatego też z analizy stateczności należy wykluczyć koła poślizgu pokazane na rysunku 8.5, a mianowicie:

- przecinające ograniczenie prawego lub lewego brzegu analizowanego zbocza,
- przecinające dolne ograniczenie zbocza,
- przecinające powierzchnię zbocza w trzech lub więcej punktach,
- nie przecinające zbocze w ogóle,
- przebiegające w płaskich odcinkach zbocza.

W przypadku powierzchni poślizgu o dowolnym kształcie podział masywu osuwiska na paski wykonuje się w dwóch etapach. Uproszczenie to wynika z faktu, że położenie powierzchni poślizgu jest określone w danych wejściowych do obliczeń. Dlatego też w pierwszym etapie podziału pionowe linie przechodzą przez wszystkie punkty charakterystyczne, których odcięte mieszczą się w granicach analizowanego masywu osuwiska

Rys. 8.6
Zasada podziału na paski
w przypadku dowolnej
powierzchni poślizgu



(linie ciągłe na rysunku 8.6). W drugim etapie sprawdza się warunek (8.1) wprowadzając, w miarę potrzeby, dodatkowe linie podziału na paski (linie przerywane na rysunku 8.6).

W programie obliczeń pierwszy etap podziału polega na uporządkowaniu ciągu liczb, utworzonego z odciętych punktów charakterystycznych, mieszczących się w granicach analizowanej powierzchni poślizgu.

W drugim etapie szerokość pasków ustala się zgodnie ze wzorem (8.3), przy czym wartość b_{max} musi być określona w danych wejściowych.

8.4 WYZNACZANIE WIELKOŚCI CHARAKTERYSTYCZNYCH W PASKACH Sprawdzanie stateczności za pomocą uproszczonych lub dokładnych rozwiązań metody pasków wymaga stosowania odpowiednich wzorów, podanych w rozdziale 5 i 6. We wzorach tych występują podobne wielkości, charakteryzujące geometrię paska, siły działające na pasek oraz parametry wytrzymałościowe gruntu w podstawie paska. Istnieją również pewne różnice, wynikające z odmienności założeń przyjętych w celu uzyskania rozwiązania. Sposób wyznaczania wielkości charakterystycznych w paskach omówiono zatem oddzielnie dla walcowych i dowolnych powierzchni poślizgu, z uwzględnieniem specyfiki rozwiązań dokładnych.

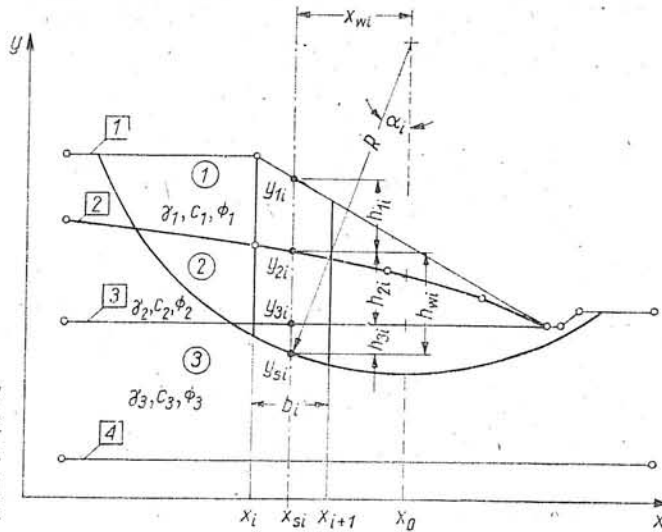
Zasadę postępowania w odniesieniu do walcowych powierzchni poślizgu przedstawiono na rysunku 8.7. Punktem wyjścia jest tu opis zbrocza, w postaci podziału na warstwy oraz właściwości gruntów tworzących zbrocze. Ponadto wykorzystuje się ustalony poprzednio ciąg liczb, oznaczających odcięte linii podziału masywu osuwiska na paski oraz współrzędne środka i długość promienia koła poślizgu.

Geometria paska jest opisana jego szerokością i kątem nachylenia podstawy paska do poziomu. Szerokość i -tego paska wynika z różnicy odciętych dwóch sąsiednich linii podziału, czyli:

$$b_i = x_{i+1} - x_i \quad (8.4)$$

Kąt nachylenia podstawy paska do poziomu można wyznaczyć z prostego związku geometrycznego

$$\sin \alpha_i = \frac{x_{wi}}{R} \quad (8.5)$$



Rys. 8.7
Wyznaczanie wielkości
charakterystycznych
w paskach dla walcowej
powierzchni poślizgu

Zgodnie z oznaczeniem przyjętym na rysunku 8.7, odległość x_{wi} oblicza się wg wzoru:

$$x_{wi} = x_0 - x_{si} \quad (8.6)$$

gdzie x_0 jest odcięta środka koła poślizgu, zaś x_{si} jest odcięta środka paska obliczoną ze wzoru:

$$x_{si} = \frac{x_i + x_{i+1}}{2} \quad (8.7)$$

Na tej podstawie można również wyznaczyć rzędną środka podstawy paska y_{si} , jako rzędną punktu przecięcia linii środkowej paska z dolną połową koła poślizgu.

Silami działającymi na pasek jest pionowa siła masowa W oraz siła parcia wody $u \cdot b$ lub $u \cdot l$ (rys. 4.1).

Wartość siły W wyznacza się zgodnie ze wzorem (5.17):

$$W = b \sum h_i \cdot \gamma_i$$

natomiast parcie wody w podstawie paska oblicza się za pomocą wzoru (5.18):

$$u = h_w \cdot \gamma_w$$

Obliczanie składowych siły W_i rozpoczyna się od warstwy 1, wyznaczając rzędne punktów przecięcia środkowej linii paska z linią nr 1 i nr 2, oznaczone odpowiednio y_{1i} oraz y_{2i} . Jeżeli rzędna y_{2i} ma wartość większą od y_{si} , to wtedy grubość warstwy 1 jest równa:

$$h_{1i} = y_{1i} - y_{2i} \quad (8.8)$$

Z kolei wyznacza się punkt przecięcia środka paska z linią 3 i sprawdza warunek:

$$y_{3i} > y_{si}$$

Spełnienie tego warunku pozwala wyznaczyć grubość warstwy 2, która jest równa:

$$h_{2i} = y_{2i} - y_{3i} \quad (8.9)$$

Wreszcie po wyznaczeniu wartości y_{4i} sprawdza się warunek:

$$y_{4i} > y_{5i}$$

który nie jest spełniony, w wyniku czego grubość warstwy 3 wynosi:

$$h_{3i} = y_{3i} - y_{5i} \quad (8.10)$$

W ten sposób są określone wszystkie wielkości, potrzebne do obliczenia siły W_i ze wzoru:

$$W_i = b_i \sum h_{ki} \cdot \gamma_{ki}$$

w którym indeks k oznacza numer warstwy gruntu w zboczu.

Ostatnią linią podziału na warstwy jest swobodne zwierciadło wody lub linia ciśnień piezometrycznych. Dlatego też wysokość słupa wody, potrzebną do wyznaczenia parcia wody w podstawie paska, oblicza się ze wzoru:

$$h_{wi} = y_{mi} - y_{5i} \quad (8.11)$$

w którym y_{mi} jest rzędną punktu przecięcia środkowej linii paska z ostatnią linią podziału na warstwy. Jeżeli zachodzi przypadek:

$$h_{wi} < 0$$

to do dalszych obliczeń należy przyjąć:

$$u_i = 0$$

Parametry wytrzymałościowe gruntu w podstawie paska, c_{ki} i Φ_{ki} , odpowiadają tej warstwie gruntu, w której zakończono obliczanie składowych sił W_i . W przykładzie przedstawionym na rysunku 8.7 jest to warstwa nr 3.

Jeżeli analiza stateczności jest prowadzona wzdłuż powierzchni poślizgu o dowolnym kształcie, wówczas konieczne jest wyznaczenie współrzędnych punktów przecięcia linii podziału na paski z założoną linią poślizgu. Punkty te służą do obliczenia nachylenia podstawy paska do poziomu ze wzoru:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y_{di+1} - y_{di}}{x_{i+1} - x_i} \quad (8.12)$$

zgodnie z oznaczeniami podanymi na rysunku 8.8. Podobnie jak w przypadku walcowej powierzchni poślizgu oblicza się szerokość i -tego paska b_i (wzór (8.4)) i odciętą środka paska x_{si} (wzór (8.7)) oraz rzędną środka podstawy paska:

$$y_{si} = \frac{y_{di} + y_{di+1}}{2} \quad (8.13)$$

Również w podobny sposób przebiega wyznaczenie wartości siły W_i , przy czym sprawdzenia wymaga przypadek pokrywania się podstawy paska z linią podziału na warstwy. Tak więc po wyznaczeniu rzędnych punktów przecięcia linii środkowej paska z linią 1 i 2 sprawdza się warunek:

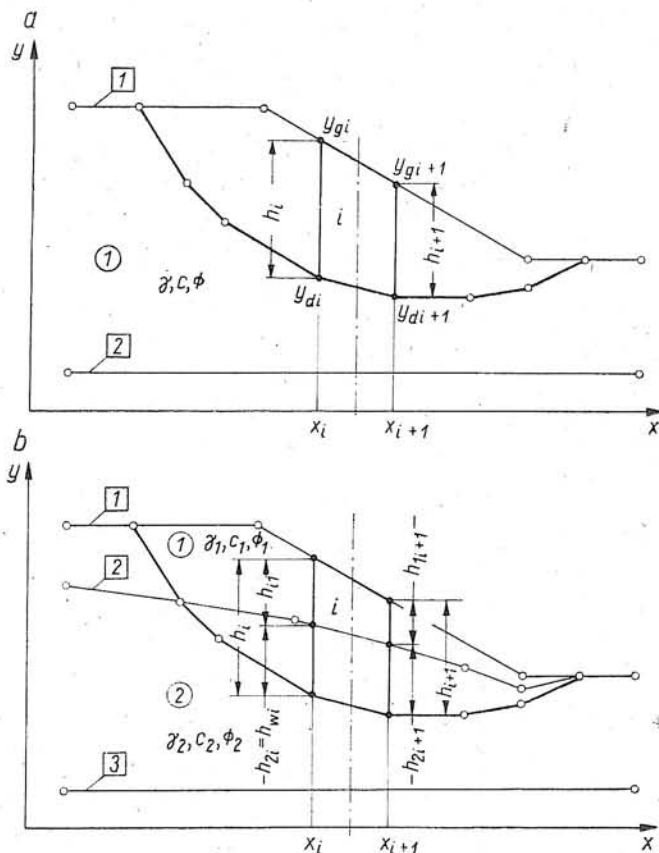
$$y_{2i} \geq y_{5i}$$

niekorzystnych parametrów wytrzymałościowych. Porównując w pierwszej kolejności kąty tarcia wewnętrznego wybiera się parametry wytrzymałościowe o mniejszej wartości Φ . Gdy kąty tarcia wewnętrznego są sobie równe, o wyborze parametrów decyduje mniejsza wartość spójności c .

Siłę masową W_i oraz parcie wody w podstawie paska wyznacza się identycznie jak w przypadku walcowej powierzchni poślizgu.

Do obliczenia współczynnika stateczności uproszczoną metodą Nonveillera konieczne jest wyznaczenie długości ramion działania sił względem założonego punktu obrotu (rys. 5.10). Odległości te wyznacza się na podstawie współrzędnych środka podstawy paska, nachylenia podstawy paska do poziomu oraz współrzędnych założonego punktu obrotu O . Należy tu pamiętać o tym, że odległości x i f mogą mieć wartości ujemne lub dodatnie, zależnie od linii działania sił W i N .

Dodatkowe wielkości charakterystyczne w paskach są potrzebne wtedy, gdy stateczność zbocza jest analizowana za pomocą dokładnego rozwiązania metody pasków. Wynika to z konieczności sprawdzenia stanu naprężenia na granicy pomiędzy paskami, zgodnie z zasadami opisanymi w punkcie 6.1. Tok postępowania jest tu podobny jak w przypadku powierzchni poślizgu o dowolnym kształcie. Oprócz siły masowej i parcia wody w podstawie paska, kąta nachylenia podstawy paska do poziomu oraz parametrów wytrzymałościowych gruntu w podstawie paska, należy



Rys. 8.9
Wyznaczanie wielkości charakterystycznych w paskach w przypadku dokładnego rozwiązania metody pasków
a — w zboczu jednorodnym,
b — w zboczu uwarstwowym

wyznaczyć wysokość boków każdego paska, przypisać im odpowiednie parametry wytrzymałościowe gruntu oraz obliczyć siłę parcia wody na boku paska.

W zboczu jednorodnym wystarczy wyznaczenie wysokości boków każdego paska. Zgodnie z oznaczeniami podanymi na rysunku 8.9a wysokość ta wynika ze wzoru:

$$h_i = y_{gi} - y_{di} \quad (8.15)$$

w którym y_{gi} oznacza rzędną punktu przecięcia boku paska z obrysem zbocza, zaś y_{di} jest rzędną odpowiedniego punktu na powierzchni poślizgu. Natomiast w zboczu uwarstwowionym, poza wysokością boków paska, określa się siłę oporu spójności oraz średni kąt tarcia wewnętrznego gruntu wzdłuż boku paska. Siłę oporu spójności oblicza się ze wzoru:

$$C_i = \sum h_{ki} \cdot c_k \quad (8.16)$$

gdzie:

h_k — grubość k -tej warstwy na granicy pomiędzy paskami, zaś

c_k — spójność gruntu w tej warstwie (rysunek 8.9b).

Kąt tarcia wewnętrznego oblicza się jako średnią ważoną z poszczególnych warstw, czyli:

$$\Phi_{\text{śr}} = \frac{\sum h_{ki} \cdot \Phi_k}{h_i} \quad (8.17)$$

gdzie h_i oznacza wysokość boku paska.

Siłę parcia wody na boki paska wyznacza się na podstawie położenia swobodnego zwierciadła wody gruntowej lub linii ciśnień piezometrycznych (rysunek 4.2). Wyznaczając wysokość tej linii powyżej powierzchni poślizgu

$$h_{wi} = y_{wi} - y_{di} \quad (8.18)$$

można obliczyć poziomą siłę parcia wody ze wzoru:

$$U_{hi} = \frac{1}{2} h_{wi}^2 \cdot \rho_w \cdot g \quad (8.19)$$

9

Programy obliczeń stateczności zbocza na maszynach cyfrowych

9.1 ZASTOSOWANIE UPROSZCZONYCH ROZWIĄZAŃ METODY PASKÓW

Uproszczone rozwiązania metody pasków, opisane szczegółowo w rozdziale 5, różnią się zależnie od założonego kształtu analizowanej powierzchni poślizgu. Różnice te znajdują odbicie w programach obliczeń. W przypadku walcowych powierzchni poślizgu możliwe jest zautomatyzowanie procedury poszukiwania bezwzględnego minimum współczynnika stateczności. Natomiast analiza stateczności wzdłuż dowolnych powierzchni poślizgu wymaga podania położenia każdej powierzchni, co zwiększa udział projektanta w procesie wykonywania obliczeń. W dalszym ciągu rozdziału podano zasady programów obliczeń opracowanych przez autora.

9.1.1 Analiza stateczności wzdłuż walcowych powierzchni poślizgu

Program obliczeń na maszynie cyfrowej sporządzono według schematu, przedstawionego na rysunku 9.1. Składa się on z dwóch zasadniczych części, obejmujących podział masywu osuwiska na paski i poszukiwanie bezwzględnego minimum współczynnika stateczności zbocza, zgodnie z zasadami przedstawionymi w pracy [65].

Zbocze gruntowe jest opisane za pomocą punktów charakterystycznych i linii podziału na warstwy, w sposób podany w punkcie 8.2. Podział masywu osuwiska na paski jest wykonywany w trzech etapach, opisanych w punkcie 8.3. Po spełnieniu warunku (8.1), czyli po utworzeniu pasków odpowiednio małej szerokości, program wyznacza wielkości charakterystyczne w każdym pasku, służące do obliczenia współczynnika stateczności zbocza (p. 8.4).

W programie zastosowano obydwie omawiane metody obliczeń, a mianowicie metodę szwedzką (Felleniusa) i metodę Bishopa. Przy stosowaniu metody szwedzkiej współczynnik stateczności wyznacza się wprost ze wzoru (5.9):

$$F_F = \frac{\sum [(W \cos \alpha - u \cdot l) \operatorname{tg} \Phi' + c'l]}{W \sin \alpha}$$

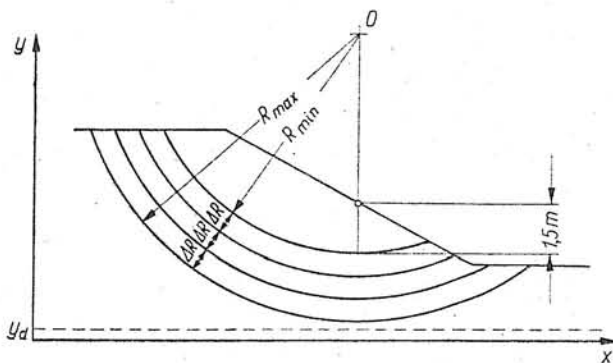
W metodzie Bishopa, jak wiadomo, współczynnik stateczności zbocza oblicza się metodą kolejnych przybliżeń. W celu przyspieszenia zbieżności procesu iteracyjnego w programie zastosowano wzór, podany w pracy

Little'a i Price'a [54], a wyprowadzony na podstawie metody Newtona-Rawsona. Wzór ten ma postać:

$$F_1 = F_0 \left\{ 1 - \frac{\sum W \sin \alpha - \sum \frac{c'b + (W-u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi'}{F_0 \cos \alpha + \operatorname{tg} \Phi' \cdot \sin \alpha}}{\sum W \sin \alpha - \sum \frac{[c'b + (W-u \cdot b) \operatorname{tg} \Phi'] \operatorname{tg} \Phi' \sin \alpha}{(F_0 \cos \alpha + \operatorname{tg} \Phi' \cdot \sin \alpha)^2}} \right\} \quad (9.1)$$

gdzie F_0 jest wartością określoną z poprzedniego przybliżenia. Użycie wzoru (9.1) zapewni uzyskanie odpowiednio dokładnych wartości F przeważnie już po trzech iteracjach. Jako wyjściową wartość współczynnika stateczności przyjęto $F_0 = 1,0$, przy czym iteracja kończy się, gdy dwie kolejne wartości F różnią się od siebie mniej niż o 0,005. Zasadnicze obliczenia obejmują analizę funkcji $F = F(x, y, R)$, a więc zależność współczynnika stateczności od położenia środka obrotu i długości promienia koła poślizgu. Dlatego też w pierwszej kolejności, dla zadanego środka obrotu, oblicza się współczynnik stateczności dla koncentrycznych kół poślizgu (rysunek 9.2), których promienie różnią się o odcinek ΔR .

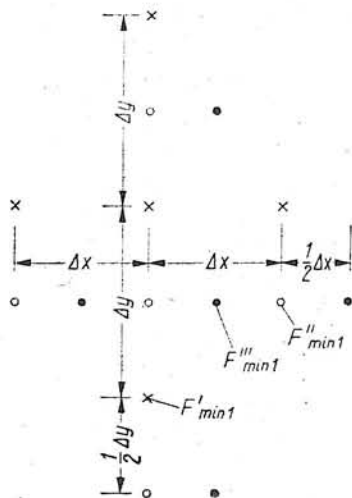
Rys. 9.2
Analiza koncentrycznych kół poślizgu w obliczeniach wykonywanych według standardu 1



Minimalny i maksymalny promień koła poślizgu zależy od standardu obliczeń i jest wyznaczany przez program. Po określeniu wartości F_{\min} w danym środku obrotu, program przechodzi do następnego punktu, celem znalezienia minimalnej wartości F w zadanym obszarze zmienności. Strategia poszukiwania bezwzględnego minimum wartości F ma cztery

Rys. 9.3
Zmiana położenia środków kół w pierwszym stopniu dokładności

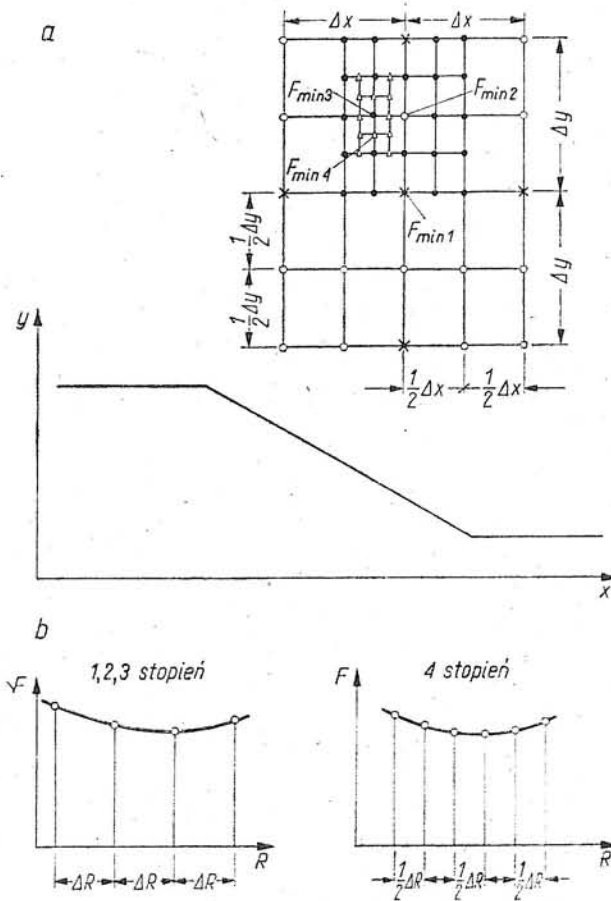
× — przybliżenie 1,
○ — przybliżenie 2,
● — przybliżenie 3



stopnie dokładności. W danych wejściowych do programu podaje się współrzędne pięciu punktów obrotu (krzyżyki na rysunku 9.3) oraz przyrostu promienia kół poślizgu ΔR . Poziome odległości punktów obrotu wynoszą Δx zaś odległości pionowe równe są Δy . Przy ustalaniu tych odległości należy kierować się zasadą, by wartości Δy mieściły się w przedziale:

$$\Delta x \leq \Delta y \leq 1,5\Delta x$$

Rozpoczynając od najmniejszego koła poślizgu w danym punkcie obrotu, program oblicza wartości F , zwiększając stopniowo promień o odcinek ΔR i wybierając najniższy współczynnik stateczności w danym środku kół. W pierwszym stopniu dokładności, po ustaleniu najniższej wartości F , program sprawdza położenie punktu, któremu odpowiada ta wartość, oznaczona $F_{\min 1}$. Jeżeli punkt ten nie leży w środku założonego „krzyża”, położenie wyjściowych pięciu punktów obrotu przesuwa się o odcinek $\frac{1}{2} \Delta x$ (lub $\frac{1}{2} \Delta y$), w kierunku punktu o najmniejszym współczynniku stateczności. Postępowanie takie powtarza się aż do chwili, gdy wartość $F_{\min 1}$ znajdzie się w środku krzyża, jak to pokazano na rysunku 9.3. Wokół tego punktu buduje się siatkę o 25 węzłach i wymiarach czcek odpowiednio $\frac{1}{2} \Delta x$ i $\frac{1}{2} \Delta y$, w sposób pokazany na rysunku 9.4a.

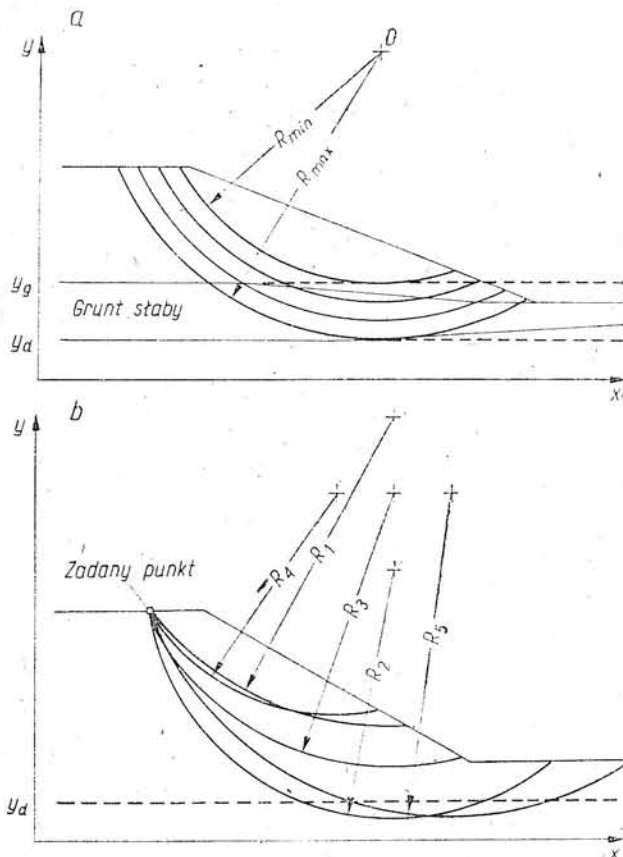


Rys. 9.4
Strategia poszukiwania
bezwzględnego minimum
wartości F
a — w zależności od
położenia środków kół.
b — w zależności od zmiany
promienia koła poślizgu

Węzły siatki przyjmuje się za środki kół, dla których znajduje się kolejną najmniejszą wartość współczynnika stateczności, oznaczoną $F_{\min 2}$. Punkt ten jest środkiem następnej siatki o wymiarze 5×5 węzłów i wymiarach oczek $\frac{1}{4} \Delta x$ i $\frac{1}{4} \Delta y$. Dla tak przyjętej siatki środków kół postępuje się podobnie jak poprzednio, wyznaczając wartość $F_{\min 3}$. Wokół punktu odpowiadającego tej wartości tworzy się ostatnią siatkę, wydłużoną w kierunku pionowym, o 15 węzłach i wymiarach oczek $\frac{1}{8} \Delta x$ i $\frac{1}{8} \Delta y$. Analizując przebieg funkcji $F(R)$ w tym ostatnim etapie obliczeń, krok promienia kół poślizgu zmniejsza się do wartości $\frac{1}{2} \Delta R$, jak to pokazano na rysunku 9.4b. Obliczenia takie wykonuje się dla każdego węzła ostatniej siatki i ustaloną na tej podstawie wartość $F_{\min 4}$ uznaje się za bezwzględnie najmniejszą wartość współczynnika stateczności analizowanego zbrocza.

W programie są zawarte cztery standardowe rodzaje obliczeń, różniące się od siebie zakresem, zależnym od etapu wykonywania obliczeń.

● **Standard 1** analizuje wszystkie koncentryczne koła poślizgu, rozpoczynając od powierzchni terenu zbrocza aż do zadanej głębokości y_d , jak to pokazano na rysunku 9.2. Najmniejszy promień koła R_{\min} jest wyznaczony automatycznie i równy jest pionowej odległości mierzonej od środka koła do powierzchni zbrocza, powiększonej o odcinek długości 1,5 m



Rys. 9.5
Zasady poszukiwania
krytycznej powierzchni
poślizgu
a — w obliczeniach
wykonywanych według
standardu 2,
b — w obliczeniach
wykonywanych według
standardu 3

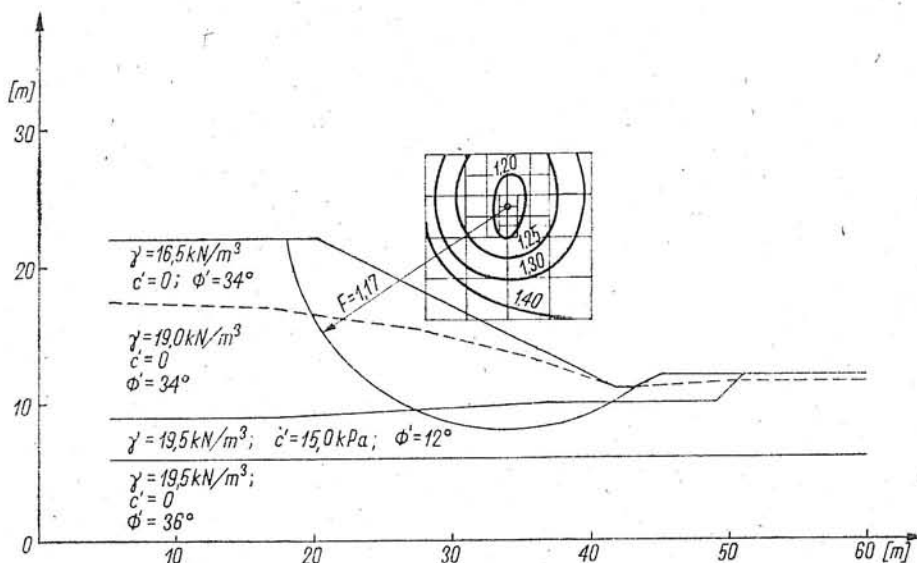
Promień ten zwiększa się kolejno o odcinek ΔR , co pozwala na wyznaczenie wartości F w każdej głębokości zbrocza.

● Standard 2 może być stosowany wtedy, gdy istnieje pewność że krytyczne koło poślizgu przebiegać będzie w określonej warstwie gruntu o niższej wytrzymałości. W danych wejściowych wprowadza się wtedy dolne (y_d) i górne (y_g) ograniczenie zasięgu kół poślizgu, które przechodzą tylko w tej strefie (patrz rysunek 9.5a). Ograniczenie takie zmniejsza czas wykonywania obliczeń, nie zmniejszając dokładności wyników.

● Jeżeli w zboczu jest punkt, przez który przeszła lub może przejść powierzchnia poślizgu, to współczynnik stateczności zbrocza można sprawdzić za pomocą standardu 3. W takim przypadku w każdym środku analizuje się tylko jedno koło przechodzące przez zadany punkt, jak to pokazano na rysunku 9.5b. Ten standard obliczeń jest szczególnie przydatny w analizie stateczności na poślizg różnego rodzaju konstrukcji oporowych (mury oporowe, ścianki szczelne, przyczółki mostowe).

● W wymienionych poprzednio trzech standardach obliczeń jest realizowana opisana strategia poszukiwania bezwzględnego minimum współczynnika stateczności, którego wartość jest drukowana na końcu obliczeń. Natomiast standard 4 umożliwia analizę dowolnie wybranych kół poślizgu i może być wykorzystany do wstępnej analizy stateczności lub sprawdzenia stateczności pojedynczych kół poślizgu przy zmianie parametrów wytrzymałościowych gruntu.

Wyniki obliczeń są drukowane w postaci parametrów kół poślizgu (współrzędne środka i długość promienia koła) i odpowiadających im wartości współczynnika stateczności F w kolejnych stopniach dokładności. Wartości te są podawane w każdym węźle siatki, przy czym w standardzie 1 i 2 są to wartości minimalne dla danego środka obrotu. Na zakończenie program drukuje liczbę analizowanych kół poślizgu oraz minimalną wartość współczynnika stateczności. Taka forma wydruku wyników jest związana ze standardem 1, 2 i 3 obliczeń. W przypadku standardu 4



Rys. 9.6
Graficzna interpretacja
wyników obliczeń
wykonanych przy
użyciu programu
USTAWALC

w wynikach obliczeń są drukowane parametry wszystkich analizowanych kół poślizgu i odpowiadające im wartości F .

W celu sprawdzenia prawidłowości wyników obliczeń pomocne jest wykreślenie izolinii wartości F . W prawidłowym rozwiązaniu punkt o wartości F_{\min} , który odpowiada środkowi krytycznego koła poślizgu, powinien znajdować się wewnątrz siatki, jak to widać na rysunku 9.6. Pomimo zastosowanej strategii punkt ten niekiedy może znajdować się na brzegu siatki. Konieczne będzie wtedy wykonanie dodatkowych obliczeń, przy zmiennym położeniu wyjściowych środków kół.

Program obliczeń jest napisany w dwóch wersjach językowych. Program USTAWALC 1 [116] jest napisany w języku ALGOL 1900 [75], natomiast program USTAWALC 2 [117] jest napisany w języku FORTRAN [94]. Obie wersje są dostosowane do wykonywania obliczeń na maszynach cyfrowych ODRA serii 1300. Istnieje również wersja programu w języku BASIC [20], przystosowana do wykonywania obliczeń na mini-komputerach typu WANG. Program ten opracowano przy współudziale autora w Biurze Projektów Kolejowych w Gdańsku [121].

9.1.2 Analiza stateczności wzdłuż dowolnych powierzchni poślizgu

Program obliczeń na maszynie cyfrowej, którego schemat przedstawiono na rysunku 9.7, składa się z trzech zasadniczych części. Pierwsza część obejmuje podział masywu osuwiska na paski oraz wyznaczanie wielkości charakterystycznych w paskach. W części drugiej jest obliczany współczynnik stateczności zbrocza według uproszczonej metody Janbu, zaś w części trzeciej jest wyznaczana wartość tego współczynnika według uproszczonej metody Nonveillera.

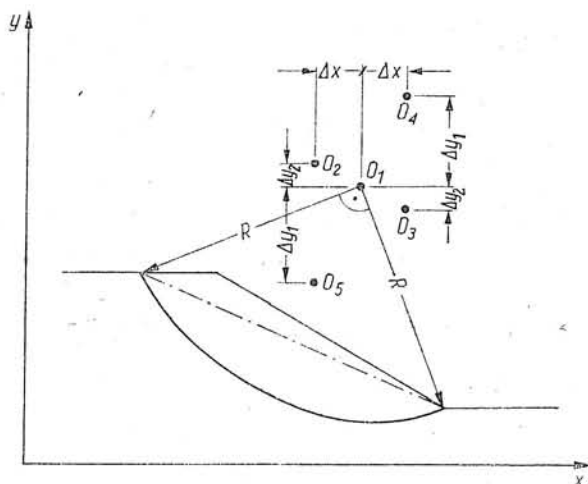
Zbrocze gruntowe jest opisane podobnie jak w przypadku walcowych powierzchni poślizgu, z tym że w danych wejściowych musi być określone położenie analizowanej powierzchni poślizgu. Podział na paski następuje w dwóch etapach, zgodnie z zasadami podanymi w punkcie 8.3, przy czym maksymalna szerokość paska musi być również określona w danych wejściowych. Po spełnieniu warunku (8.1) wyznacza się wielkości charakterystyczne w paskach (geometria paska, siła masowa i parcie wody, parametry wytrzymałościowe gruntu), służące do obliczenia współczynnika stateczności zbrocza.

Ta część programu obliczeń jest wspólna dla obydwu metod. Dalszy przebieg realizacji programu zależy od wybranej metody obliczeń, określonych w danych wejściowych.

W przypadku uproszczonej metody Janbu, pierwszym etapem jest określenie wartości współczynnika poprawkowego f_0 . Jak to podano w punkcie 5.2.1, zależy on od rodzaju gruntów tworzących zbrocze i od kształtu analizowanej powierzchni poślizgu. Na podstawie współrzędnych punktów charakterystycznych, opisujących powierzchnię poślizgu, program oblicza wartość stosunku d/L (strzałki do cięciwy), zgodnie z rysunkiem 5.7. Na podstawie informacji dotyczącej właściwości gruntów tworzących zbrocze, zawartą w danych wejściowych, program dokonuje wyboru wartości współczynnika poprawkowego f_0 , leżącej na jednej

z trzech krzywych przedstawionych na rysunku 5.8. Następnie dla wyjściowej wartości $F_o = 1,0$, za pomocą wzoru (5.27) oblicza się wartość F_T . Uzyskanie rozwiązania wymaga wykonania kilku przybliżeń, przy czym iteracja kończy się wtedy, gdy dwie kolejne wartości F_T różnią się od siebie mniej niż o 0,005.

Jeżeli obliczenia są wykonywane metodą Nonveillera, wówczas pierwszą czynnością jest ustalenie położenia punktu obrotu, względem którego jest liczona suma momentów. Wyjściowy punkt obrotu, oznaczony O_1 na rysunku 9.8, znajduje się w wierzchołku równoramiennego trójkąta prostokątnego, którego przeciwprostokątną stanowi linia łącząca skrajne punkty analizowanej powierzchni poślizgu. Dla ustalonego punktu O_1 są wyznaczane odległości a , x , f i ewentualnie h_D (rys. 5.10), które są wstawiane do wzoru (5.31). Wartość współczynnika stateczności F_N uzyskuje się, podobnie jak w metodzie Janbu, metodą iteracyjną, rozpoczynając od wyjściowej wartości $F_o = 1,0$.



Rys. 9.8
Ustalanie punktów
obrotu w uproszczonej
metodzie Nonveillera

W wyniku stwierdzonej zależności współczynnika stateczności F_N od położenia punktu obrotu, w programie obliczeń wartość F_N wyznacza się dla pięciu punktów obrotu, których rozkład przedstawiono na rysunku 9.8. Naniesione tam odległości Δx i Δy zależą od najdłuższego ramienia siły N względem punktu O_1 , oznaczonego f_{max} , w sposób następujący:

$$\Delta x = 0,3 f_{max}$$

$$\Delta y_1 = 0,6 f_{max}$$

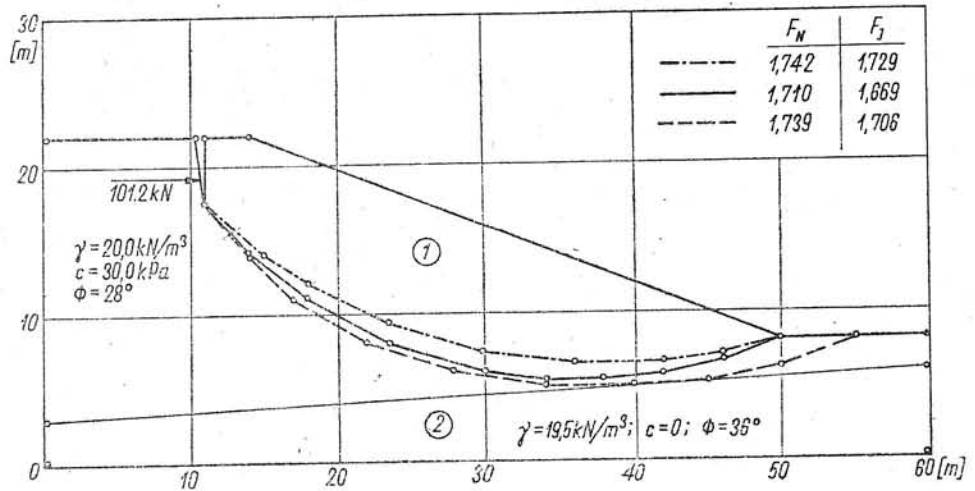
$$\Delta y_2 = 0,15 f_{max}$$

Dla każdego z pięciu punktów obrotu jest wyznaczany współczynnik stateczności zbrocza F_N , a ponadto jest obliczana wartość Σf_i^2 . Na tej podstawie za miarodajny współczynnik stateczności przyjmuje się tę wartość F_N , której odpowiada minimum Σf_i^2 .

W programie są zawarte dwa standardowe rodzaje obliczeń, które mogą być wykorzystywane w różnych etapach sprawdzania stateczności zbrocza. Standard 1 jest stosowany wtedy, gdy dla danych warunków gruntowych poszukuje się położenia krytycznej powierzchni poślizgu. Pozwala on na

analizę stateczności wzdłuż kilkunastu powierzchni poślizgu za jednym razem, przy czym powierzchnie te muszą być określone w danych wejściowych. Przykład takich obliczeń przedstawiono na rysunku 9.9.

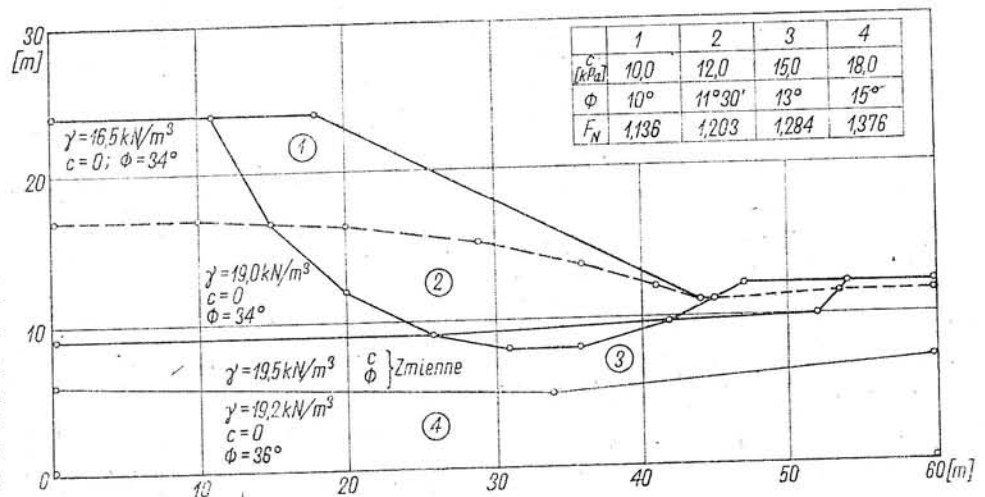
Rys. 9.9
Wyniki analizy stateczności zbocza przy użyciu programu PASTADO, według standardu 1 (dla kilku powierzchni poślizgu)



Oczywiście obliczenia można wykonywać również dla jednej powierzchni poślizgu.

Standard 2 wykorzystuje się w tych przypadkach, gdy dla ustalonego położenia potencjalnej powierzchni poślizgu bada się wpływ zmian właściwości gruntów na współczynnik stateczności zbocza. Dla jednej powierzchni poślizgu można wówczas przeanalizować różne kombinacje właściwości gruntów, które muszą być określone w danych wejściowych. Wyniki takich obliczeń przedstawia rysunek 9.10.

Rys. 9.10
Wyniki analizy stateczności zbocza przy użyciu programu PASTADO według standardu 2 (dla kilku kompletów właściwości gruntów)



W celu zapewnienia uniwersalności opracowanego programu obliczeń uwzględniono w nim możliwość analizowania stateczności masywu osuwiska, na który działa siła pozioma, wywołana najczęściej parciem wody. Przypadek taki, pokazany na rysunku 9.9, jest analizowany w wariancie 2 obliczeń. Natomiast wariant 1 dotyczy najczęściej

spotykanego przypadku, w którym potencjalna powierzchnia poślizgu dochodzi płynnie do górnej krawędzi zbocza, jak to pokazano na rysunku 9.10.

Wyniki obliczeń są przyporządkowane odpowiedniemu kompletowi właściwości gruntów oraz kolejnej powierzchni poślizgu i oprócz wartości współczynnika stateczności zbocza zawierają dodatkowe informacje.

W przypadku metody Nonveillera program drukuje współrzędne punktu obrotu, x_0 i y_0 , względem którego były liczone momenty sił działających na masyw osuwiska. Drukowana wartość F_N odpowiada tylko jednemu z pięciu punktów obrotu, w którym jest spełniony warunek (5.32)

$$\sum f_i^2 = \min.$$

Przy wykonywaniu obliczeń metodą Janbu, oprócz wartości współczynnika F_J jest drukowana wartość stosunku $\frac{d}{L}$ i odpowiadający jej współczynnik poprawkowy f_0 .

Program obliczeń jest napisany również w dwóch wersjach językowych, dostosowanych do wykonywania obliczeń na maszynach cyfrowych ODRA serii 1300. Program PASTADO 1 [118] jest napisany w języku ALGOL 1900, zaś program PASTADO 2 [119] jest napisany w języku FORTRAN. Istnieje również wersja programu w języku BASIC, opracowana przy współudziale autora w Biurze Projektów Kolejowych w Gdańsku [121].

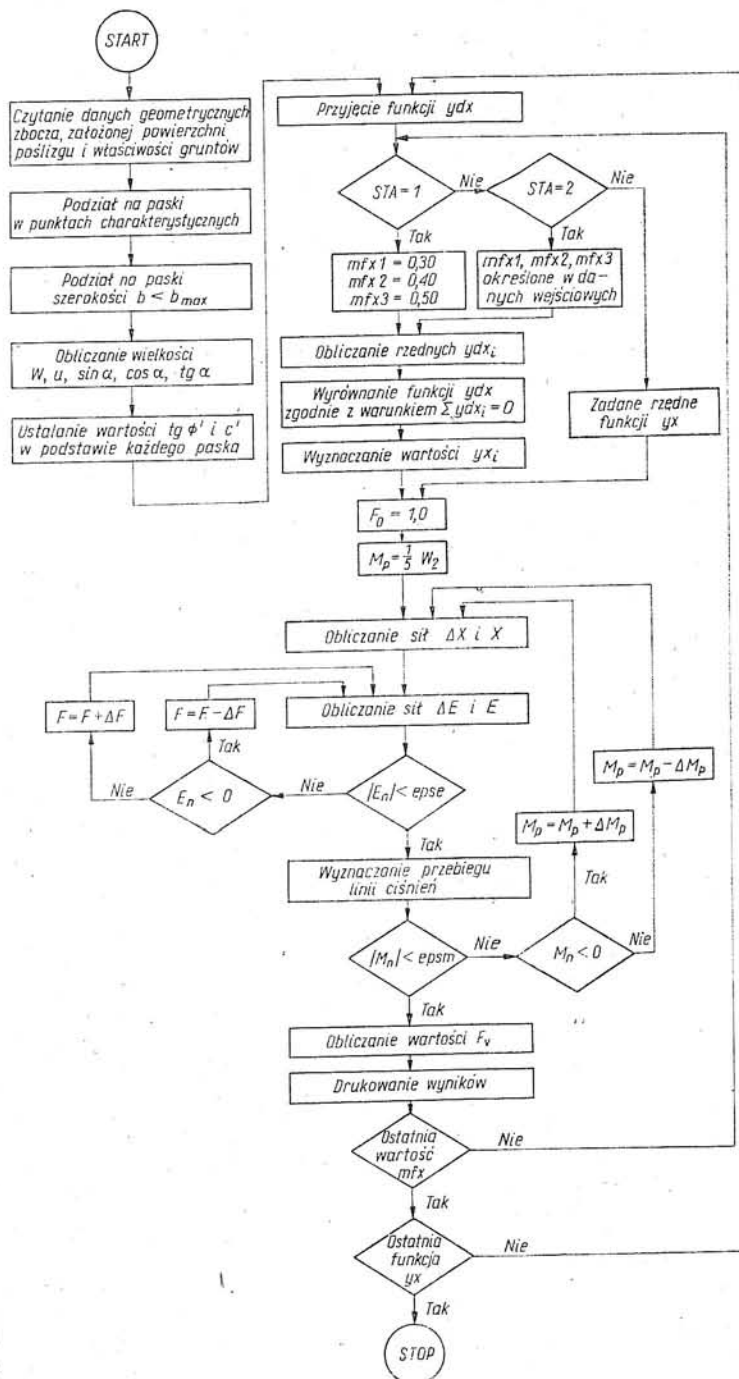
9.2 ZASTOSOWANIE DOKŁADNEGO ROZWIĄZANIA METODY PASKÓW Schemat programu obliczeń przedstawia rysunek 9.11. Po wczytaniu danych wejściowych, opisujących geometrię zbocza, właściwości gruntów, położenie zwierciadła wody gruntowej oraz założony kształt potencjalnej powierzchni poślizgu, program dzieli masyw osuwiska na paski. Dla każdego paska jest określana charakterystyka geometryczna (szerokość, wysokość, nachylenie podstawy, współrzędne środka podstawy) oraz zasadnicze siły (od ciężaru gruntu i wyporu wody), stanowiące punkt wyjścia do dalszych obliczeń. Konieczne tu jest także wyznaczenie siły oporu spójności i średniego kąta tarcia wewnętrznego wzdłuż boków każdego paska, które to wielkości są wykorzystywane do sprawdzania stanu naprężenia na granicy między paskami.

W programie obliczeń wykorzystano oryginalne rozwiązanie autora, opisane szczegółowo w punkcie 6.4. Zgodnie z założeniem tego rozwiązania, podstawę do wyznaczenia sił wewnętrznych w osuwisku stanowi funkcja rozkładu sił X która, w zależności od wariantu obliczeń, jest zawarta w programie lub wymaga podania jej rzędnych w danych wejściowych. Po wyznaczeniu wartości Ydx_i , funkcję Ydx wyrównuje się, zmniejszając lub zwiększając wartości ujemne tak, aby spełniony był warunek (6.28):

$$\sum Ydx_i = 0$$

Z kolei przyjmuje się wyjściową wartość mnożnika M_p , która w opisywanym programie jest równa:

$$M_p = \frac{W_2}{5}$$



Rys. 9.11
Schemat programu
DOSTATEC

gdzie W_2 oznacza siłę od ciężaru paska nr 2. Przy użyciu tego mnożnika, który ma wymiar siły, są wyznaczane wartości sił ΔX i X , a następnie rozpoczynając od wyjściowej wartości $F = 1,0$, oblicza się siły ΔE i E . Zgodnie z warunkiem równowagi (6.1b) siła E_{n+1} , działająca na brzegu ostatniego paska, musi być równa zero. W praktyce przyjmuje się jednak ograniczenie:

$$|E_{n+1}| \leq epse \quad (9.2)$$

gdzie $epse$ oznacza dopuszczalny błąd określenia sił E . Z doświadczeń autora wynika, że wartość $epse$ powinna się mieścić w przedziale:

$$\frac{1}{200} h_{\max} \gamma_{sr} \leq epse \leq \frac{1}{100} h_{\max} \gamma_{sr}$$

gdzie:

h_{\max} — maksymalna wysokość pionowa potencjalnego osuwiska, zaś
 γ_{sr} — średni ciężar objętościowy gruntu lub skały w zboczu.

Spełnienie warunku (9.2) wymaga dopasowania wartości współczynnika F , występującego we wzorze (6.11). Jeżeli w kolejnym przybliżeniu siła E_{n+1} jest ujemna, to wartość F zwiększa się o przyrost ΔF , a w przypadku dodatniej wartości siły E_{n+1} współczynnik F zmniejsza się. Oczywiście, przy każdej zmianie znaku siły E_{n+1} przyrost ΔF zmniejsza się o połowę. Wykorzystując obliczone w ten sposób siły wewnętrzne program wyznacza położenie linii ciśnień i sprawdza moment w ostatnim pasku. Moment ten powinien spełniać warunek równowagi (6.37):

$$M_n = 0$$

tym niemniej kryterium zakończenia obliczeń w programie jest spełnienie warunku:

$$|M_n| \leq epsm \quad (9.3)$$

w którym $epsm$ jest dopuszczalnym, bezwzględnym błędem wyznaczania momentów, przyjętym jako

$$epsm = epse \cdot 2,0$$

Dla spełnienia warunku (9.3) są konieczne zmiany wartości mnożnika M_p . W zależności od znaku momentu M_n , przyrost ΔM_p dodaje się (przy dodatnim znaku M_n) lub odejmuje (w przypadku ujemnej wartości M_n) od mnożnika M_p zmniejszając ten przyrost o połowę przy każdej zmianie znaku momentu M_n .

Spełnienie warunku (9.3) stanowi kryterium zakończenia obliczeń dla jednego wariantu funkcji yx . Następuje teraz drukowanie wyników obliczeń i program przechodzi do następnej funkcji yx . Postępowanie takie powtarza się aż do chwili przeanalizowania wszystkich funkcji rozkładu sił X , występujących w wybranym standardzie obliczeń.

Celem ułatwienia praktycznego korzystania z opracowanego programu obliczeń oraz zapewnienia jego uniwersalności, możliwe jest wykonywanie trzech rodzajów obliczeń standardowych.

W obliczeniach wykonywanych według standardu 1 ($STA = 1$), dla każdej funkcji są analizowane trzy warianty, różniące się położeniem punktu o maksymalnej wartości funkcji yx . Punkt ten jest określony współczynnikiem mfx , którego wartość odpowiada względnej odległości rzędnej yx_{\max} od początku osuwiska, czyli:

$$mfx = \frac{x_m}{L} \quad (9.4)$$

gdzie x_m jest odległością punktu o rzędnej yx_{max} od początku osuwiska, zaś L jest długością osuwiska w rzucie, zgodnie z oznaczeniami pokazanymi na rysunku 6.6. Współczynnik mfx przyjmuje kolejne wartości: 0,30, 0,40 i 0,50, co pozwala na uzyskanie różnego kształtu funkcji rozkładu sił X . Dzięki takiemu postępowaniu w standardzie 1 program analizuje dwanaście różnych funkcji yx , drukując dla każdej z nich wyniki obliczeń, umożliwiające szybką ocenę poprawności każdego rozwiązania.

Jeżeli żadne z tych rozwiązań nie spełnia wymaganych kryteriów poprawności, dalsze obliczenia wykonuje się według standardu 2 ($STA = 2$). W standardzie tym wartości współczynnika mfx oraz numery analizowanych funkcji yx są zadawane w danych wejściowych. Standard ten umożliwia pominięcie tych funkcji yx , które dla żadnych wartości mfx nie dają rozwiązania zbliżonego do poprawnego, co znacznie skraca czas wykonywania obliczeń. W ten sposób, zmieniając wartości współczynnika mfx tylko dla jednej wybranej funkcji rozkładu sił X , w większości przypadków uzyskuje się rozwiązanie dokładne, spełniające kryteria poprawności.

W niektórych przypadkach praktycznych, przy wyraźnych załamaniach powierzchni poślizgu lub nagłej zmianie wysokości osuwiska, żadna z funkcji yx znajdujących się w programie obliczeń nie zapewnia rozwiązania poprawnego. W takich przypadkach obliczenia wykonuje się według standardu 3, w którym program analizuje tylko jedną funkcję rozkładu sił X . Rzędne tej funkcji są zadawane w danych wejściowych, a rozwiązanie dokładnego poszukuje się metodą prób, zmniejszając lub zwiększając rzędne yx_i w tych punktach, gdzie wysokość linii ciśnienia lub stan naprężenia na granicy pomiędzy paskami nie spełnia wymaganych kryteriów poprawności.

Wyboru funkcji yx , znajdujących się w opisywanym programie obliczeń, dokonano na podstawie analizy wielu takich funkcji. Ostatecznie przyjęto dwa warianty funkcji rozkładu sił X , przy czym w każdym wariacie znajdują się cztery takie funkcje. W wariacie A wszystkie funkcje yx mają rzędne dodatnie, a różnią się kształtem w poszczególnych odcinkach powierzchni poślizgu, jak to widać na rysunku 9.12.

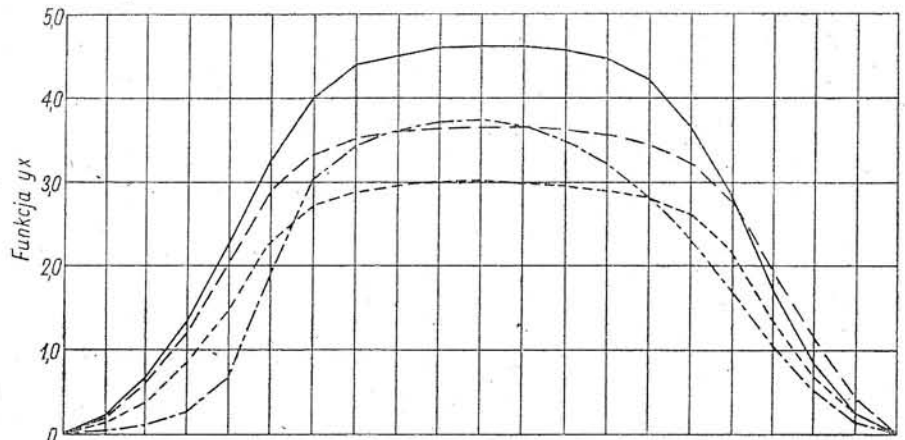
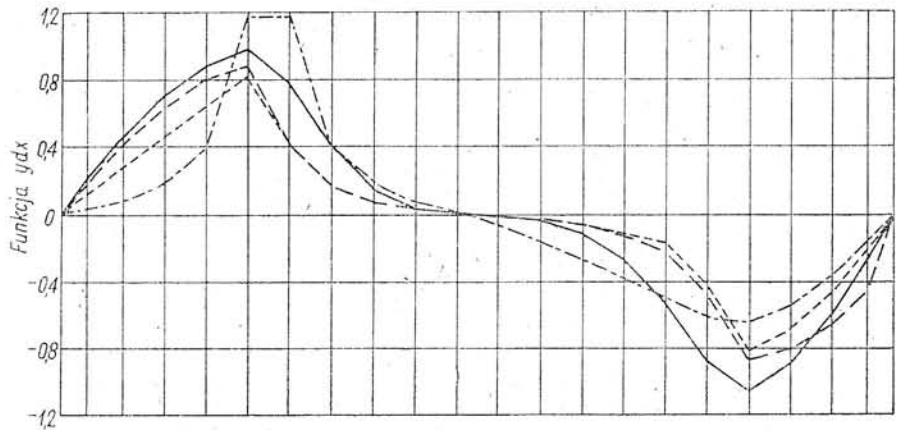
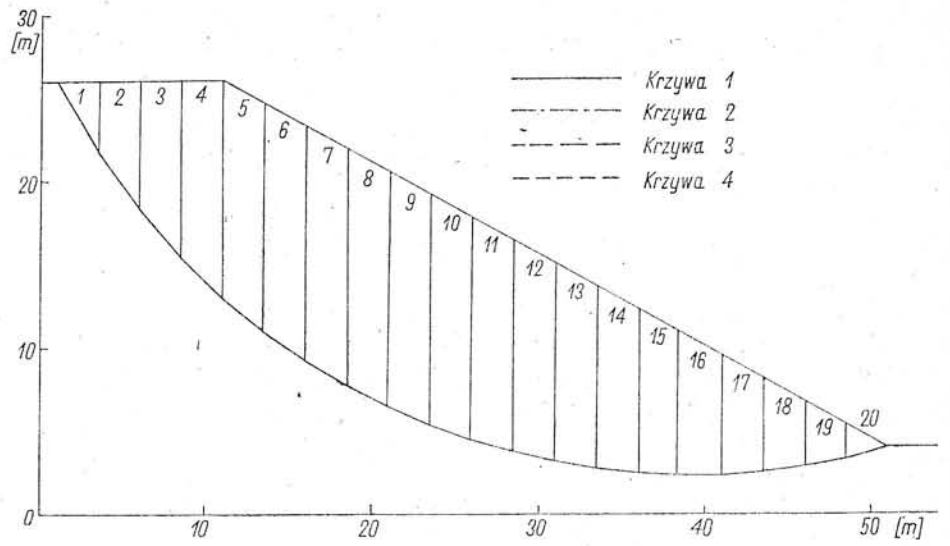
Funkcje yx przyjęte w wariacie B mają ujemne rzędne w górnej części osuwiska i różnią się od siebie również zasięgiem strefy o wartościach ujemnych (rys. 9.13). Kształt funkcji yx , wykreślonych na tych rysunkach odpowiada wartości $mfx = 0,50$.

W trakcie uruchamiania programu obliczeń okazało się, że wygodniej jest najpierw wyznaczyć funkcję yd_x , opisującą rozkład sił ΔX . Rzędne tej funkcji wyrównuje się tak, by spełniały warunek (6.28):

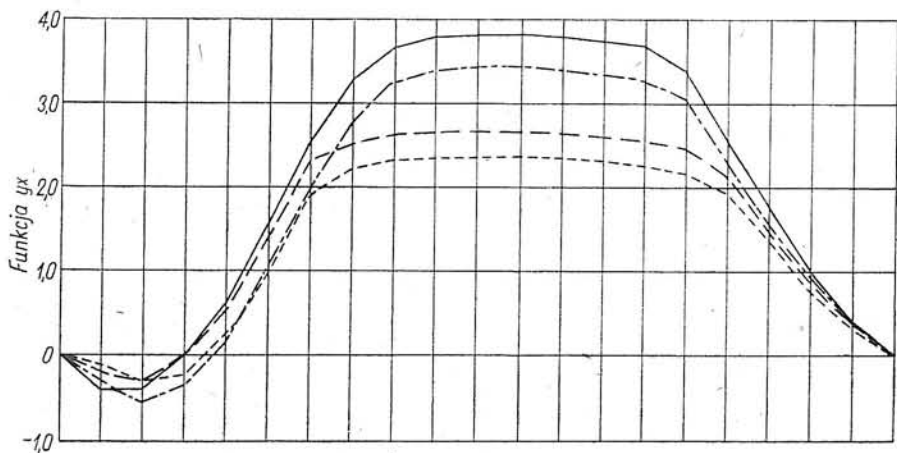
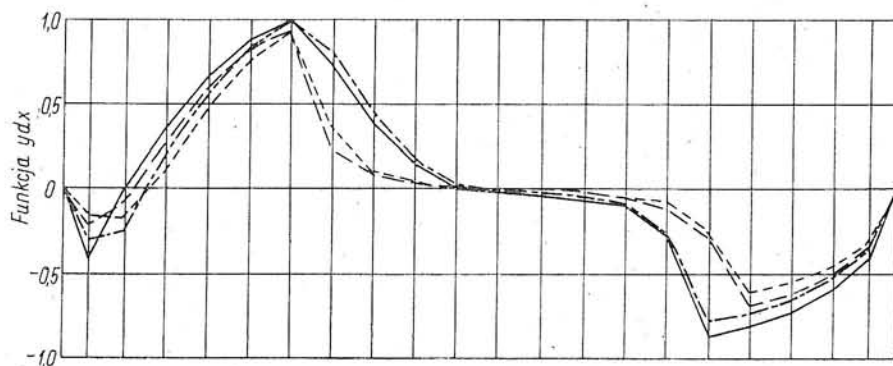
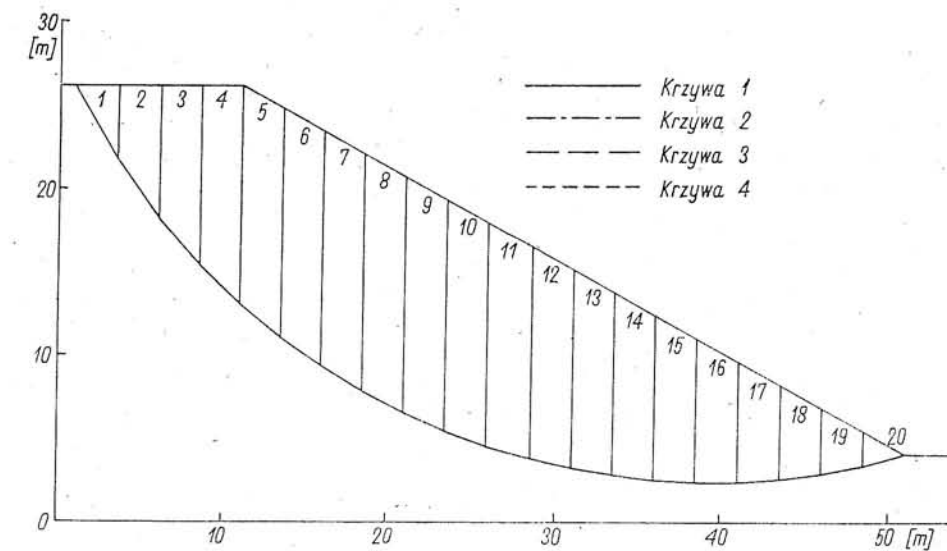
$$\sum ydx_i = 0$$

skąd otrzymuje się od razu funkcję yx spełniającą warunki brzegowe.

W wariacie A długość osuwiska w rzucie dzieli się na cztery przedziały, jednakowe dla wszystkich czterech funkcji. Jeżeli początek osuwiska będzie miał odciętą równą zero, zaś długość powierzchni poślizgu w rzucie



Rys. 9.12
Wykresy funkcji ydx
i yx w wariancie A



Rys. 9.13
Wykresy funkcji ydx
i yx w wariancie B

oznaczy się przez L (rys. 6.6), to wtedy punkty ograniczające te przedziały będą mieć następujące odcięte:

punkt 1 $x = 0,$

punkt 2 $x = \frac{1}{2} mfx L,$

punkt 3 $x = mfx L,$

punkt 4 $x = \frac{1}{2} L (1 + mfx),$

punkt 5 $x = L.$

Wynika z tego, że zmiana wartości współczynnika mfx będzie powodować zmiany proporcji poszczególnych odcinków powierzchni poślizgu, a tym samym zmiany kształtu funkcji rozkładu sił X . Funkcje yx są określone w poszczególnych przedziałach, a równania ich podano w tabelicy 9-1. Należy tu wyjaśnić, że zmienna x' w tych równaniach zmienia się w każdym przedziale od 0 do 1.

W wariancie B długość osuwiska w rzucie dzieli się na pięć przedziałów, ze względu na konieczność uzyskania ujemnych rzędnych funkcji yx w górnej części osuwiska. Podział na przedziały jest inny dla każdej funkcji yx , jak to zestawiono w tabelicy 9-2. Podział ten jest wykonywany na podstawie podobnych założeń jak w wariancie A, dzięki czemu zmiana wartości współczynnika mfx prowadzi w konsekwencji do zmian kształtu

Tablica 9-1

Równania funkcji yx
w wariancie A

Przedział	1-2	2-3	3-4	4-5
Funkcja 1	$\sin\left(\frac{\pi}{2} x'\right)$	$\sqrt{\left[1,0 - \sin\left(\frac{\pi}{2} x'\right)\right]^3}$	$-\sqrt{\left[1,0 - \cos\left(\frac{\pi}{2} x'\right)\right]^3}$	$-\cos\left(\frac{\pi}{2} x'\right)$
Funkcja 2	$\left(\frac{1}{20-19x'} - 0,05\right) 4,0$	$\left(\frac{1}{19x'+1} - 0,05\right) 4,0$	$-x'$	$-\cos\left(\frac{\pi}{2} x'\right)$
Funkcja 3	$0,9 \sin\left(\frac{\pi}{2} x'\right)$	$\frac{1}{9x'+1} - 0,1$	$-\left(\frac{1}{10-9x'} - 0,1\right)$	$-0,9 \sqrt{\cos\left(\frac{\pi}{2} x'\right)}$
Funkcja 4	$0,9x'$	$\frac{1}{9x'+1} - 0,1$	$-\left(\frac{1}{10-9x'} - 0,1\right)$	$-0,9 \cos\left(\frac{\pi}{2} x'\right)$

Tablica 9-2

Granice przedziałów
funkcji yx w wariancie B

Punkt	1	2	3	4	5	6
Funkcja 1	0	$0,15 mfx L$	$0,575 mfx L$	$mfx L$	$0,5 L (1+mfx)$	L
Funkcja 2	0	$0,20 mfx L$	$0,600 mfx L$	$mfx L$	$0,5 L (1+mfx)$	L
Funkcja 3	0	$0,175 mfx L$	$0,588 mfx L$	$mfx L$	$0,4 L (1,5+mfx)$	L
Funkcja 4	0	$0,25 mfx L$	$0,625 mfx L$	$mfx L$	$0,4 L (1,5+mfx)$	L

funkcji yx . Równania funkcji ydx w poszczególnych przedziałach zestawiono w tabelicy 9-3.

Wyniki obliczeń drukowane dla każdej analizowanej funkcji rozkładu sił X , muszą podawać informacje umożliwiające sprawdzenie poprawności uzyskanego dokładnego rozwiązania. Dlatego też oprócz wartości

Tablica 9-3

Równania funkcji ydx
w wariancie B

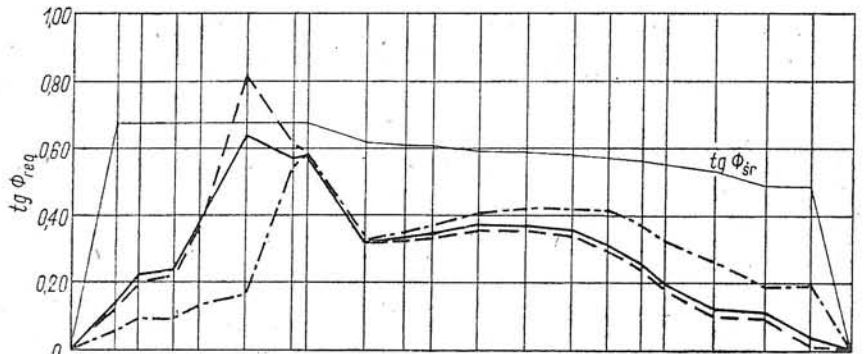
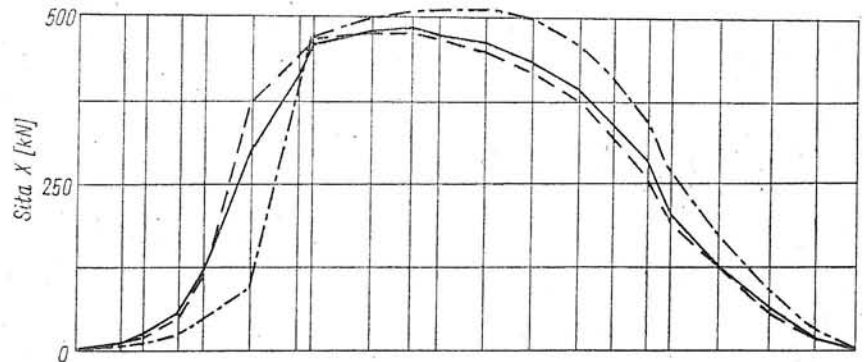
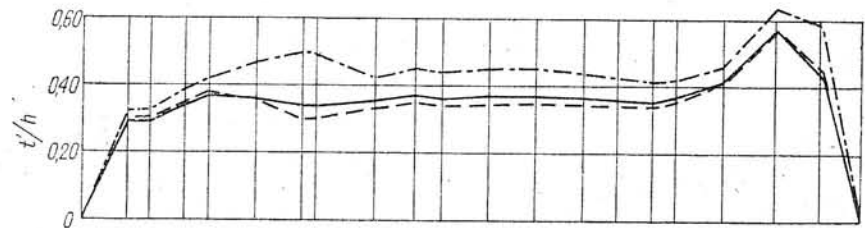
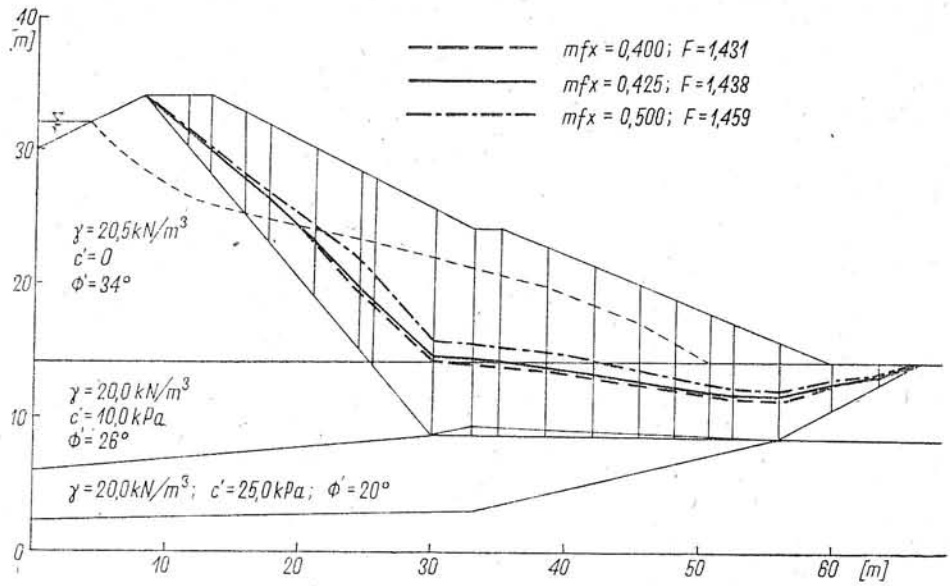
Przedział	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Funkcja 1 i 2	$-0,4 \sin(\pi x')$	$\sin\left(\frac{\pi}{2} x'\right)$	$1,0 - \sin\left(\frac{\pi}{2} x'\right)$	$-\left(\frac{1}{20-19x'} - 0,05\right) \cdot 0,9$	$-0,855 \sqrt{\cos\left(\frac{\pi}{2} x'\right)}$
Funkcja 3 i 4	$-\frac{1}{3} \sin(\pi x')$	$0,95 \sin\left(\frac{\pi}{2} x'\right)$	$\frac{1}{15x'+1} - 0,0625$	$-\left(\frac{1}{16-15x'} - 0,0625\right)$	$-0,94 \sqrt{\cos\left(\frac{\pi}{2} x'\right)}$

współczynnika stateczności zbrocza, wydruk wyników obejmuje wartości efektywnych, poziomych sił międzypaskowych E' , wysokość położenia linii ciśnień sił efektywnych t' oraz wartości współczynnika stateczności na granicy między paskami F_v lub minimalne wartości tarcia wewnętrznego $\text{tg } \Phi_{\text{req}}$, odpowiadające pełnemu wzbudzeniu spójności.

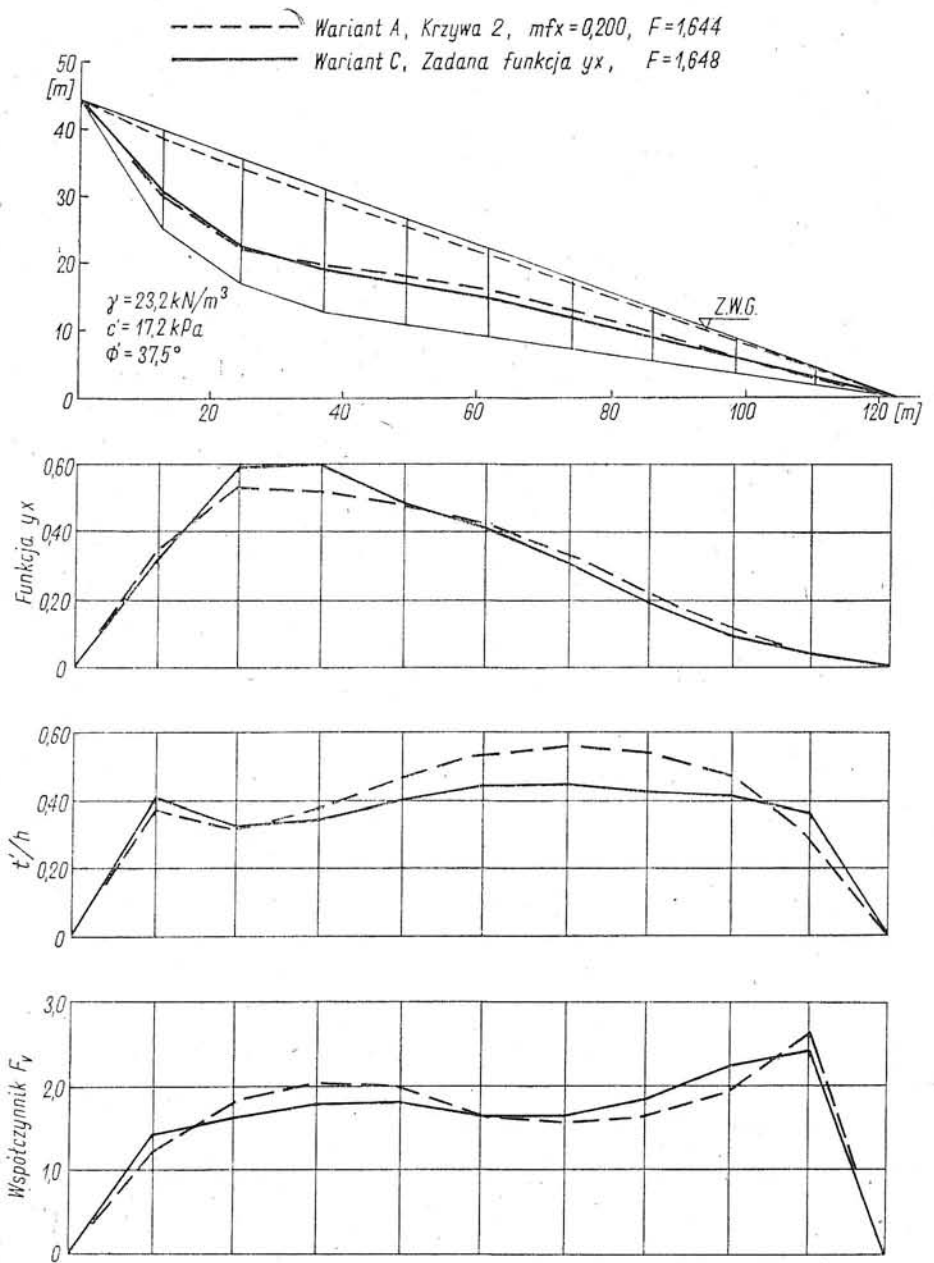
Sposób uzyskiwania dokładnego rozwiązania, przy użyciu przedstawionego programu obliczeń, pokazano na przykładzie dwóch zbroczy.

Kolejne etapy sprawdzania stateczności zbrocza 5, wzdłuż łamanej powierzchni poślizgu, wykreslono na rysunku 9.14. W obliczeniach wykorzystano wariant A funkcji rozkładu sił X . W wyniku obliczeń wykonywanych według standardu 1 (12 funkcji rozkładu sił X) stwierdzono, że najlepsze przybliżenie do rozwiązania poprawnego daje funkcja 2 dla wartości współczynnika mfx w granicach od 0,400 do 0,500. Dla wartości $mfx = 0,400$ (linia kreskowana na rysunku 9.14) wysokość linii ciśnień jest nieco za mała, a ponadto w jednym punkcie jest przekroczony graniczny stan naprężenia na granicy między paskami ($\text{tg } \Phi_{\text{req}} > \text{tg } \Phi_{\text{sr}}$ na wykresie dolnym). Dla wartości $mfx = 0,500$ (linia kreska-kropka na wykresach) naprężenia na bokach pasków nie przekraczają stanu granicznego, jednakże linia ciśnień zwiększa swoją wysokość w dolnej części osuwiska. Dlatego też w standardzie 2 obliczeń przeanalizowano tylko funkcję 2, przyjmując trzy wartości współczynnika mfx , a mianowicie: 0,425, 0,450 i 0,475. Najbardziej poprawne jest rozwiązanie odpowiadające wartości $mfx = 0,425$, którego wyniki wykreslono linią ciągłą na rysunku 9.14.

W odniesieniu do zbrocza 2, żadna ze standardowych funkcji rozkładu sił X nie dawała rozwiązania poprawnego. Dlatego też ostateczne rozwiązanie uzyskano przy wykorzystaniu standardu 3. Przyjmując za punkt wyjścia rozwiązanie wykreslone linią kreskowaną na rysunku 9.15, rzędne funkcji yx zmieniano metodą prób aż do uzyskania rozwiązania poprawnego, którego wyniki na tym samym rysunku wykreslono linią ciągłą.



Rys. 9.14
 Poszukiwanie
 rozwiązania dokładnego
 w zboczu 5
 (wariant A, standard 2,
 funkcja 2).



Rys. 9.15
 Poszukiwanie
 rozwiązania dokładnego
 w zbócu 2
 (standard 3, wariant C,
 zadana funkcja y_x).

Opracowany program obliczeń jest przystosowany do korzystania z maszyn cyfrowych ODRA serii 1300. Program nosi nazwę DOSTATEC [120] i jest napisany w języku FORTRAN.

10

Nomogramy do wyznaczania współczynnika m_α

Współczynnik m_α , wprowadzony po raz pierwszy przez Bishopa, występuje we wszystkich niemal rozwiązaniach metody pasków. Jest on wyznaczany ze wzoru:

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\operatorname{tg} \Phi \cdot \sin \alpha}{F}$$

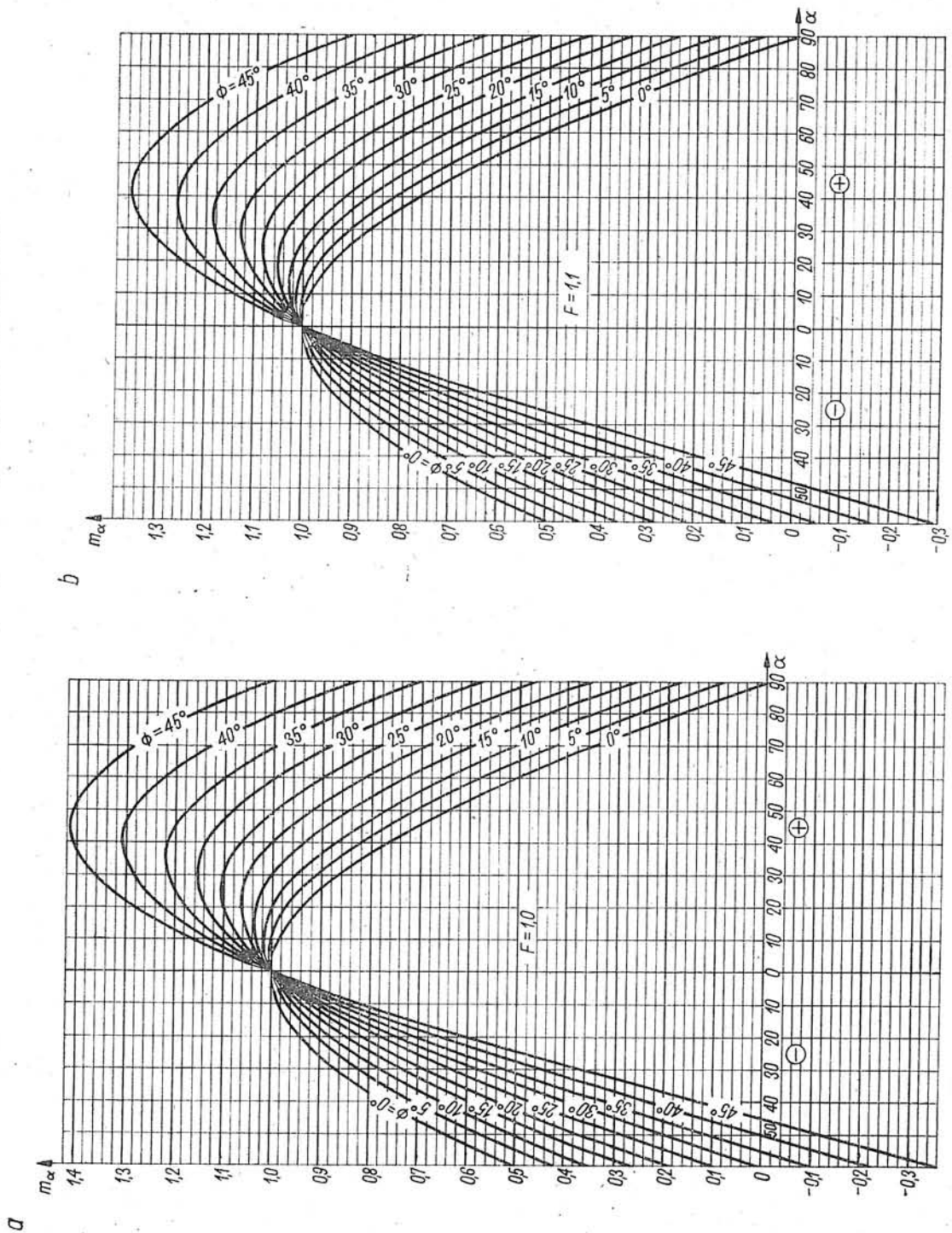
gdzie:

- α — kąt nachylenia podstawy paska do poziomu,
- Φ — kąt tarcia wewnętrznego gruntu w podstawie paska,
- F — współczynnik stateczności zbocza.

Wartość tego współczynnika musi być obliczana w każdym pasku. Ponieważ współczynnik m_α zależy od współczynnika stateczności zbocza F , będzie on ulegał zmianie w każdym kolejnym przybliżeniu. Widać stąd, że współczynnik m_α jest obliczany wiele razy w trakcie sprawdzania stateczności zbocza, z czego wynikała celowość opracowania nomogramów. Współczynnik m_α jest funkcją trzech zmiennych i dlatego sporządzono 11 wykresów dla ustalonych wartości F , zmieniających się w granicach od 1,0 do 2,5. Dla określonej wartości F opracowano wykresy zmienności współczynnika m_α w zależności od kąta nachylenia podstawy paska do poziomu (w przedziale od -60° do $+90^\circ$) oraz kąta tarcia wewnętrznego gruntu (w granicach od 0° do 45°).

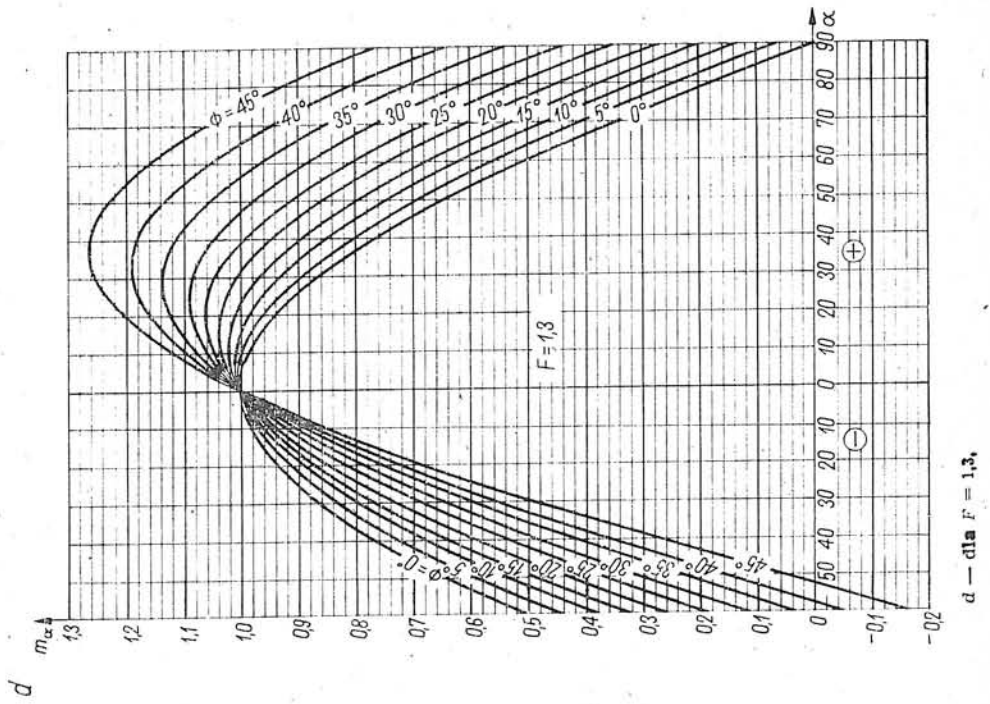
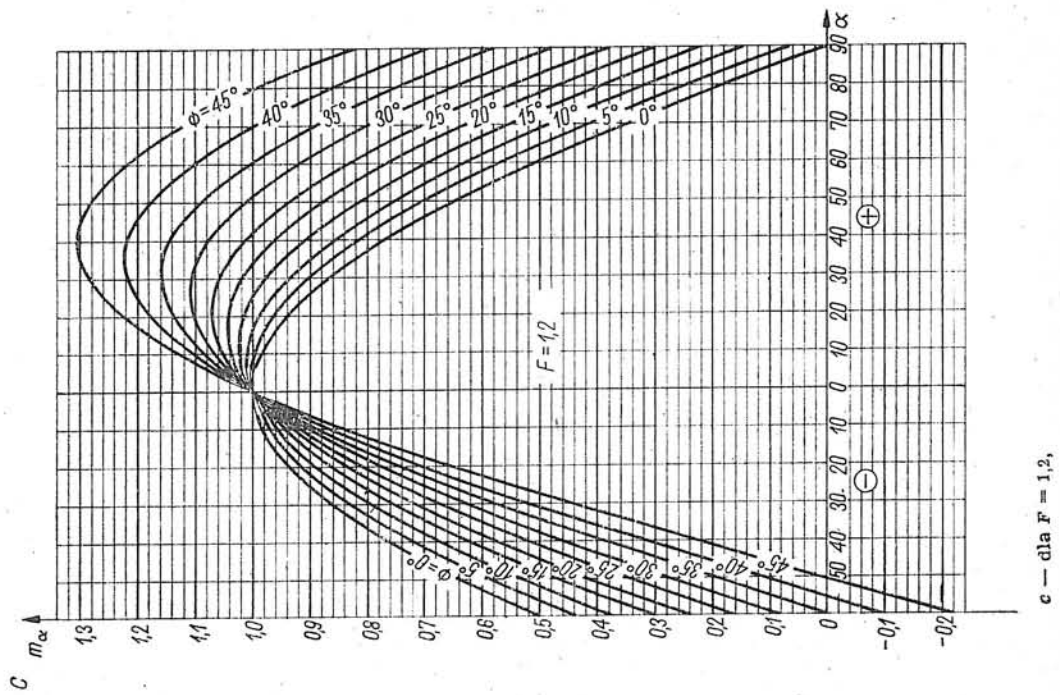
Przy korzystaniu z nomogramów w pierwszych przybliżeniach można zrezygnować z interpolacji pomiędzy poszczególnymi wartościami współczynnika stateczności F (rys. 10.1a÷e). Oznacza to, że dla wartości $F = 1,54$ można korzystać z nomogramu podanego dla $F = 1,50$ itd. Interpolacja taka wydaje się natomiast uzasadniona w ostatnim przybliżeniu, zwłaszcza wtedy gdy masyw osuwiska jest podzielony na niewielką liczbę pasków (około 15 lub mniej).

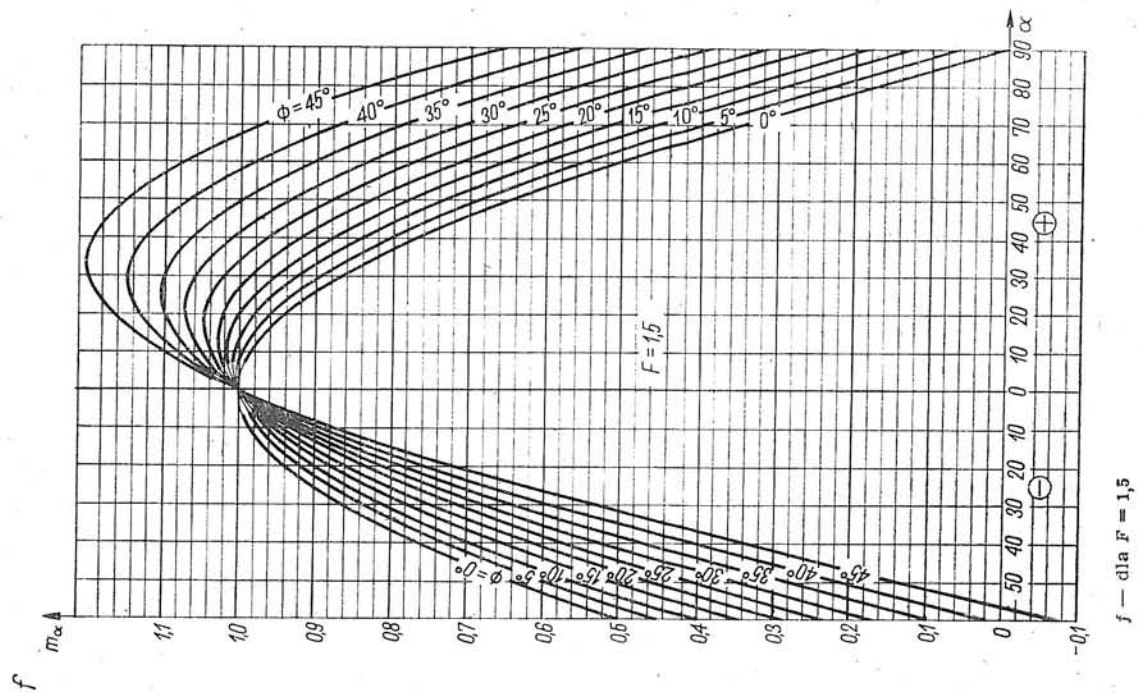
Rys. 10.1 Nomogramy do wyznaczania współczynnika m_α w zależności od kątów α i ϕ



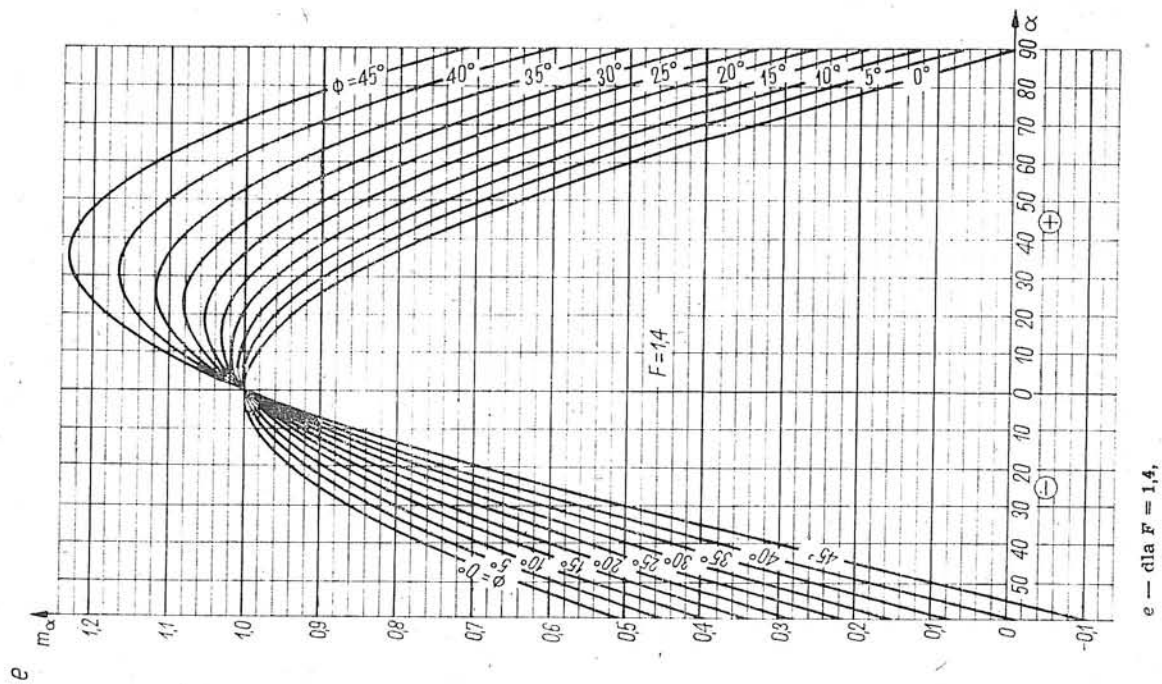
b — dla $F = 1.1$,

a — dla stałej wartości $F = 1.0$,

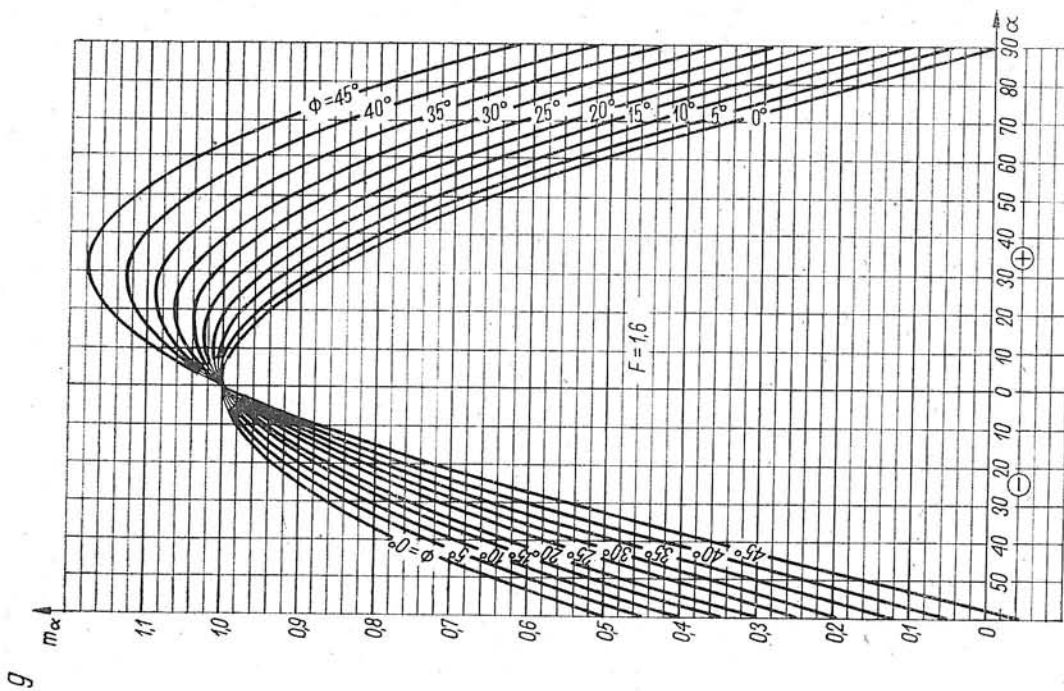
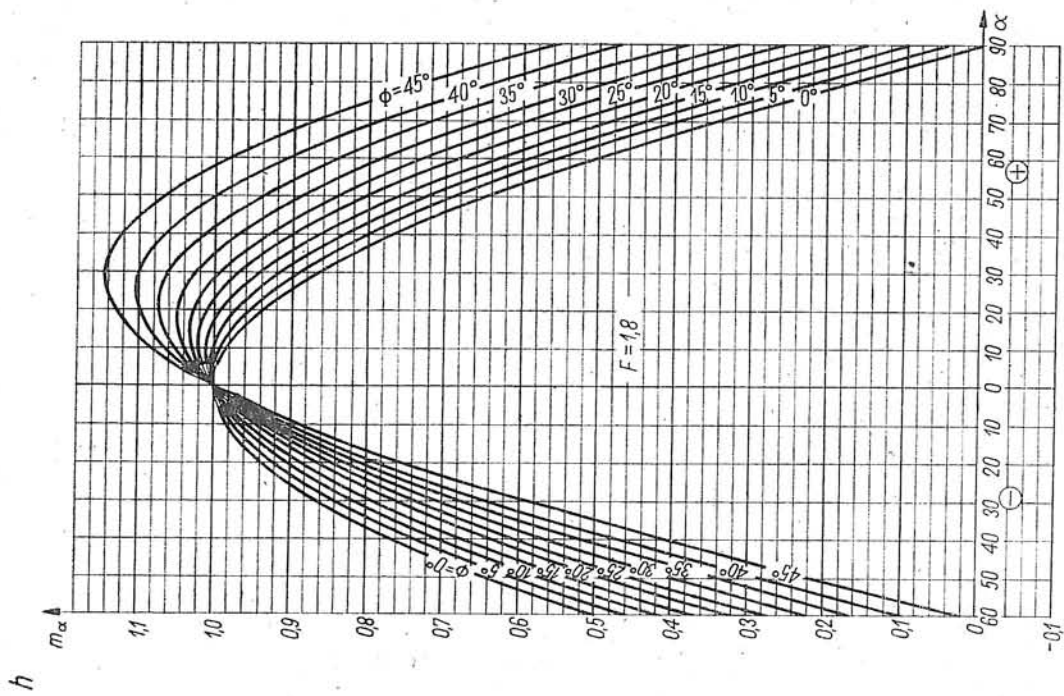


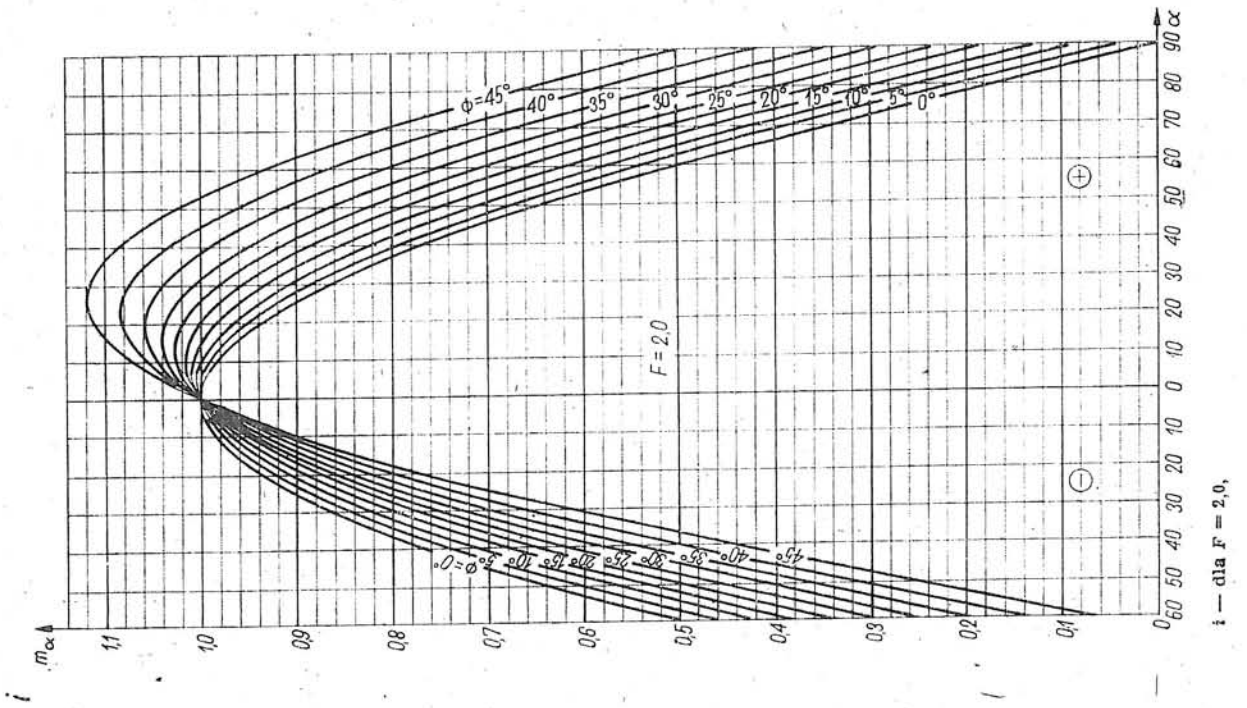
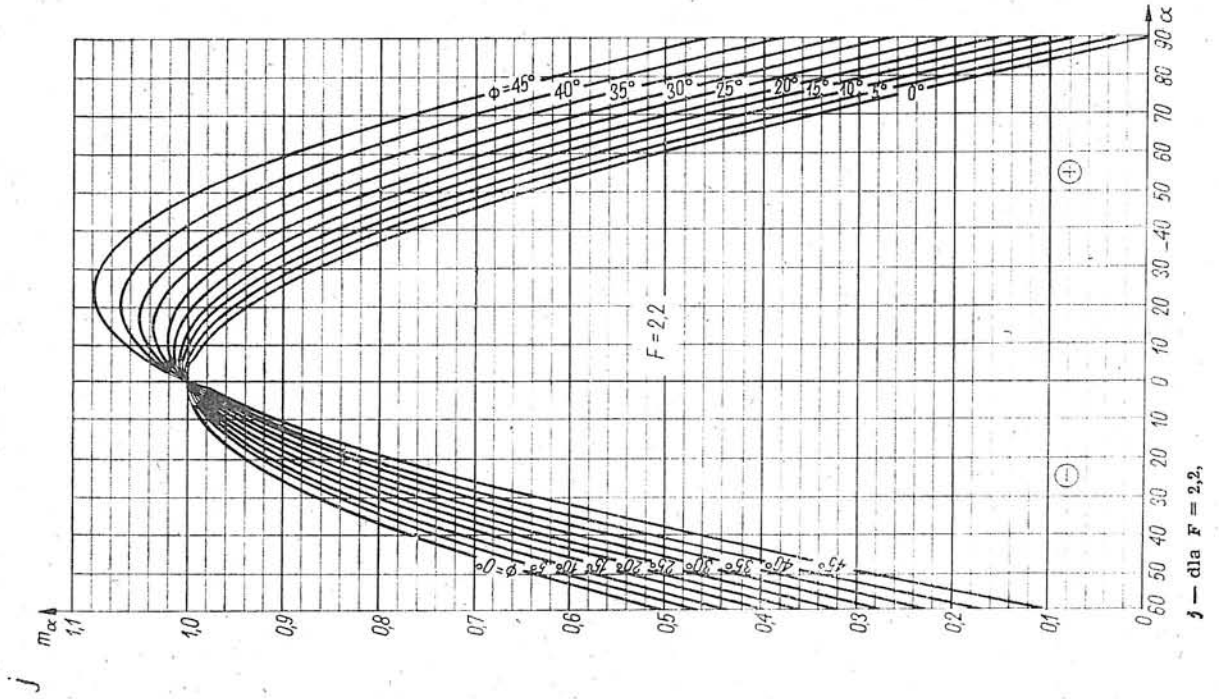


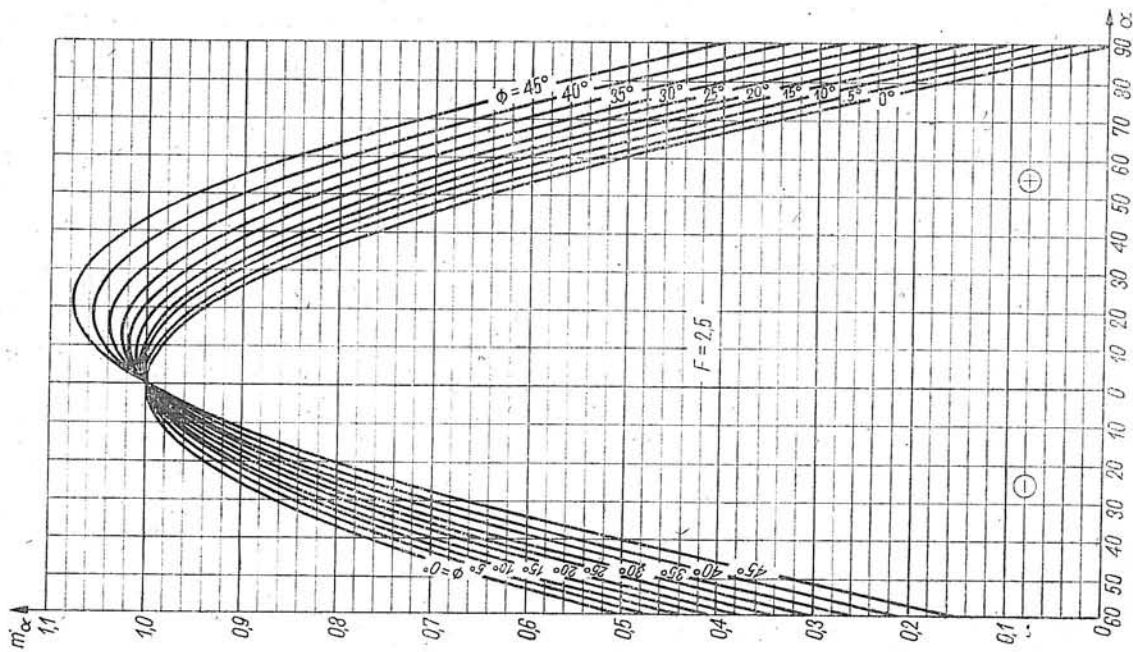
f — dla $F = 1,5$



e — dla $F = 1,4$







k — dla $F = 2,5$.

11

Charakterystyka analizowanych zboczy

Wszystkie zbocza, które wykorzystano do analizy i porównania różnych rozwiązań metody pasków, opisano w taki sposób, aby możliwe było wykonanie obliczeń sprawdzających. Każde zbocze opisano w sposób stosowany w programach obliczeń, to znaczy za pomocą punktów charakterystycznych i linii podziału na warstwy. Dodatkowo naniesiono też linię poślizgu.

Na rysunkach przedstawiono geometrię osuwiska (obrys terenu, powierzchnię poślizgu) w przyjętym układzie współrzędnych. Wykreślono również linie podziału zbocza na warstwy o różnych właściwościach (podając podstawowe właściwości fizyczne i mechaniczne gruntu w każdej warstwie) oraz przebieg swobodnego zwierciadła wody gruntowej lub linii ciśnień piezometrycznych. Podano tu wreszcie zastosowany w obliczeniach sposób podziału osuwiska na paski. Uzupełnieniem rysunków są tablice, w których podano współrzędne punktów charakterystycznych (tabl. 11-1a÷e).

Charakterystyka zbocza 1

Tablica 11-1a

Nr	x	y	nr	x	y	nr	x	y	nr	x	y
1	5,0	22,0	2	20,0	22,0	3	42,0	11,0	4	43,0	11,0
5	45,0	12,0	6	51,0	12,0	7	60,0	12,0	8	5,0	9,0
9	18,0	9,0	10	36,0	10,0	11	49,0	10,0	12	5,0	17,5
13	18,0	16,0	14	27,0	15,5	15	33,0	14,0	16	38,0	12,5
17	50,5	11,5	18	60,0	11,5	19	5,0	6,0	20	60,0	6,0
21	5,0	1,0	22	60,0	1,0	23	14,0	22,0	24	20,0	14,0
25	24,0	10,5	26	27,0	9,5	27	30,0	9,2	28	36,0	9,2
29	40,0	10,0									

Charakterystyka zbocza 2

Tablica 11-1b

Nr	x	y	nr	x	y	nr	x	y	nr	x	y
1	0,0	54,2	2	10,0	54,2	3	131,5	10,0	4	140,0	10,0
5	0,0	0,0	6	140,0	0,0	7	22,2	34,5	8	34,4	26,3
9	46,6	22,4	10	22,2	48,7	11	34,4	44,0	12	46,6	39,6
13	58,8	35,3	14	71,0	31,0	15	83,2	26,8	16	95,4	22,6
17	107,6	26,8	18	95,4	22,5						

Charakterystyka zbocza 3

Tablica 11-1c

Nr	x	y	nr	x	y	nr	x	y	nr	x	y
1	0,0	39,2	2	8,0	39,2	3	43,0	27,5	4	66,0	19,9
5	122,0	18,5	6	150,0	12,2	7	160,0	12,2	8	0,0	35,6
9	0,0	8,6	10	0,0	0,0	11	160,0	0,0	12	5,0	39,2
13	8,0	35,6	14	14,0	28,4	15	23,0	17,6	16	33,0	10,6
17	43,0	8,6	18	46,0	8,2	19	66,0	7,7	20	94,0	6,3
21	106,0	6,0	22	144,0	5,0	23	160,0	5,0	24	23,0	20,2

Charakterystyka zbocza 4

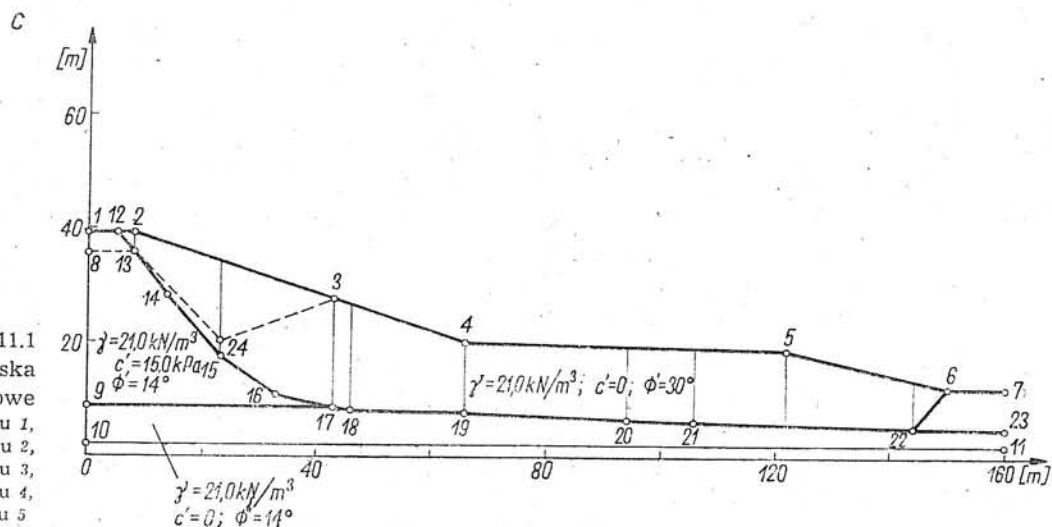
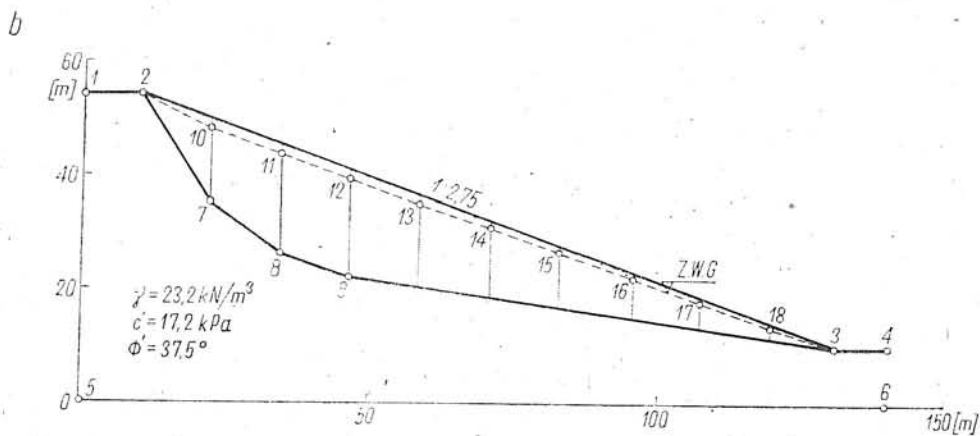
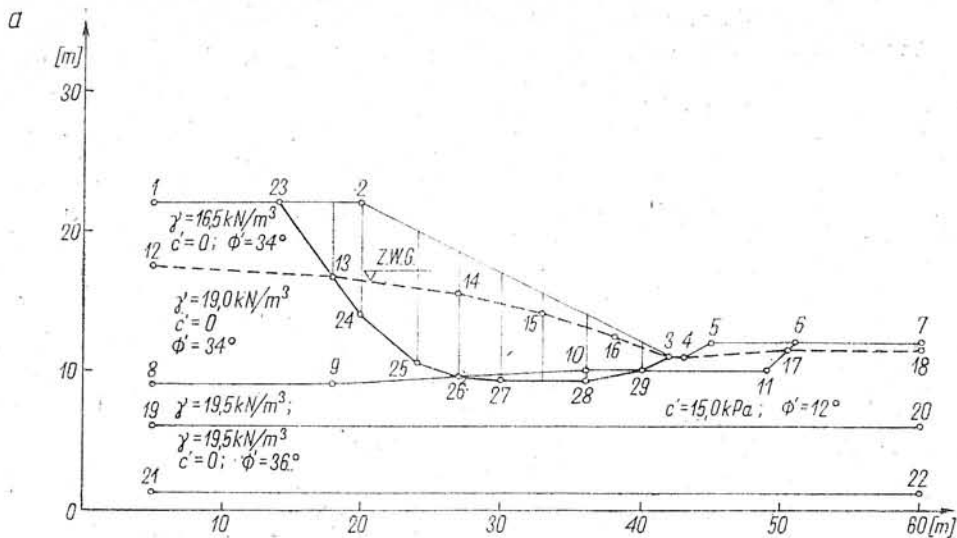
Tablica 11-1d

Nr	x	y	nr	x	y	nr	x	y	nr	x	y
1	769,5	61,0	2	739,0	61,0	3	708,6	80,0	4	129,4	442,0
5	38,0	442,0	6	769,5	20,0	7	38,0	20,0	8	769,5	30,5
9	739,0	60,0	10	617,1	115,0	11	540,9	156,7	12	403,8	233,1
13	281,8	306,2	14	129,4	396,2	15	38,0	411,5	16	695,9	78,6
17	647,6	73,2	18	586,6	73,2	19	495,2	100,6	20	449,5	122,7
21	358,0	166,9	22	312,3	189,0	23	281,8	207,3	24	251,4	237,7
25	190,4	317,0	26	159,0	381,5						

Charakterystyka zbocza 5

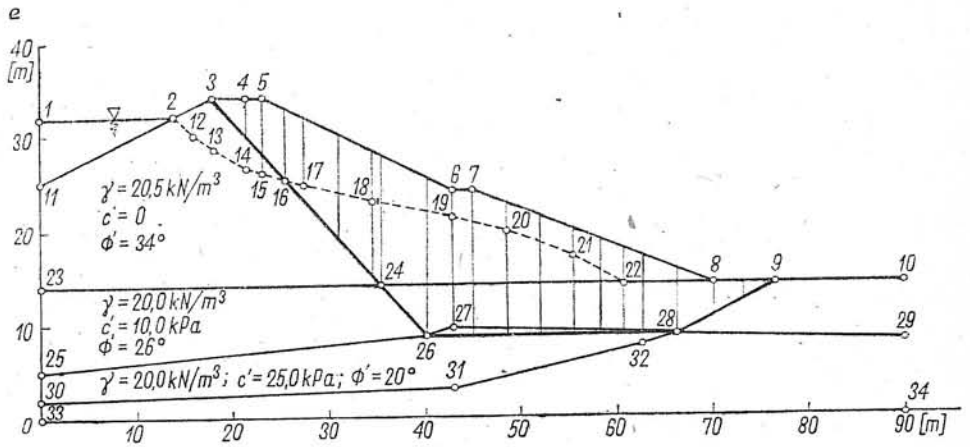
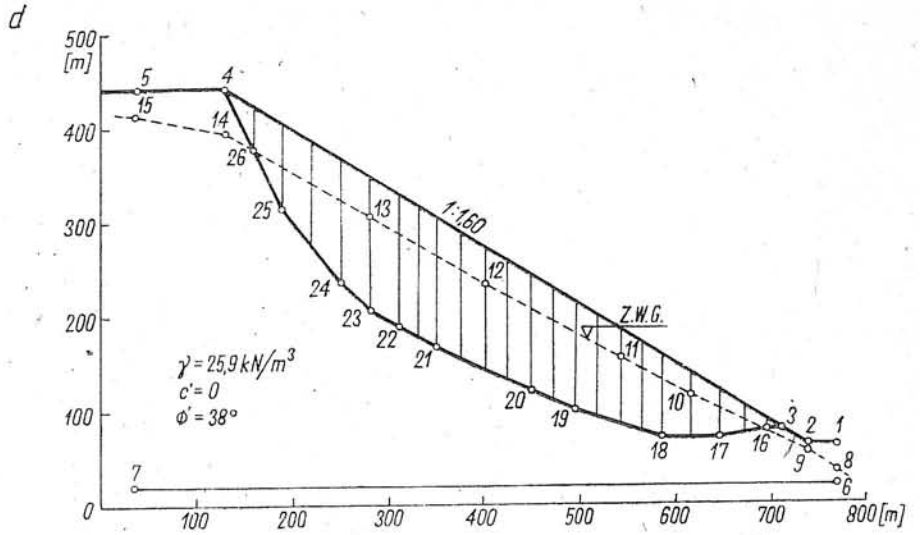
Tablica 11-1e

Nr	x	y	nr	x	y	nr	x	y	nr	x	y
1	0,0	32,0	2	14,0	32,0	3	18,0	34,0	4	21,4	34,0
5	23,0	34,0	6	43,0	24,0	7	45,0	24,0	8	70,0	14,0
9	76,6	14,0	10	90,0	14,0	11	0,0	25,0	12	16,0	30,0
13	18,0	28,5	14	21,4	26,5	15	23,0	26,0	16	25,7	25,2
17	27,5	24,7	18	34,5	23,0	19	43,0	21,1	20	48,5	19,7
21	55,5	17,0	22	60,8	14,0	23	0,0	14,0	24	35,5	14,0
25	0,0	5,0	26	40,2	8,6	27	43,0	9,4	28	66,0	8,6
29	90,0	8,0	30	0,0	2,0	31	43,0	3,0	32	62,6	7,7
33	0,0	0,0	34	90,0	0,0						



Rys. 11.1
Geometria osuwiska
i warunki gruntowe

- a — w zboczu 1,
- b — w zboczu 2,
- c — w zboczu 3,
- d — w zboczu 4,
- e — w zboczu 5



12

Ważniejsze oznaczenia stosowane w książce

A	— współczynnik ciśnienia porowego Skemptona,
a	— ramię działania siły S w metodzie Nonveillera,
B	— współczynnik ciśnienia porowego Skemptona,
\bar{B}	— sprowadzony współczynnik ciśnienia porowego,
b	— szerokość paska,
c	— spójność gruntu,
c_{kr}	— krytyczna spójność gruntu,
c_m	— wzbudzona spójność gruntu,
c_r	— rezydualna (trwała) spójność gruntu,
c_{req}	— spójność wymagana do zachowania stateczności,
c_u	— spójność gruntu w naprężeniach całkowitych,
c'	— spójność gruntu w naprężeniach efektywnych,
D	— zewnętrzna siła pozioma, działająca na masyw osuwiska,
E	— całkowita siła pozioma, działająca na boku paska,
ΔE	— przyrost siły E na szerokości paska,
E'	— efektywna siła pozioma, działająca na boku paska,
$epse$	— bezwzględny błąd wyznaczania siły E w ostatnim pasku,
$epsm$	— bezwzględny błąd wyznaczania momentu M_n w ostatnim pasku,
F	— współczynnik stateczności zbocza na poślizg,
F_a	— współczynnik stateczności wyznaczany z dokładnego rozwiązania metody pasków,
F_B	— współczynnik stateczności wyznaczany metodą Bishopa,
F_c	— współczynnik stateczności w odniesieniu do spójności,
F_F	— współczynnik stateczności wyznaczany metodą szwedzką (Felleniusa),
F_J	— współczynnik stateczności wyznaczany metodą Janbu,
F_l	— lokalny współczynnik stateczności,
F_{min}	— najmniejsza wartość współczynnika stateczności,
F_N	— współczynnik stateczności wyznaczany metodą Nonveillera,
F_s	— średni (globalny) współczynnik stateczności,
F_v	— współczynnik stateczności na pionowej granicy pomiędzy paskami,
F_ϕ	— współczynnik stateczności w odniesieniu do tarcia wewnętrznego,

f	— ramię działania siły N w metodzie Nonveillera,
f_0	— współczynnik poprawkowy w metodzie Janbu,
g	— przyspieszenie ziemskie,
H	— wysokość zbocza; wszechstronne naprężenie rozciągające w metodzie stanu granicznego,
h	— grubość warstwy gruntu; wysokość paska od powierzchni poślizgu do powierzchni zbocza,
h_D	— ramię działania siły D w metodzie Nonveillera,
h_s	— sprowadzona wysokość paska,
h_{sr}	— średnia wysokość paska,
h_w	— wysokość słupa wody,
i	— spadek hydrauliczny,
J	— siła hydrodynamiczna,
K_0	— współczynnik parcia spoczynkowego gruntu,
k	— współczynnik sejsmiczny; współczynnik wiążący siły X i E w metodzie Spencera,
L	— długość powierzchni poślizgu w rozwinięciu lub w rzucie poziomym,
l	— długość podstawy paska; długość odcinka powierzchni poślizgu,
M	— moment sił,
M_p	— mnożnik stosowany do wyznaczania sił X i ΔX
m	— współczynnik warunków pracy,
m_{fx}	— względna odległość maksimum funkcji yx od początku osuwiska,
m_{i1}	— ramię działania siły E_i względem środka podstawy paska i ,
m_{ip}	— ramię działania siły E_{i+1} względem środka podstawy paska i ,
m_α	— współczynnik zależny od wielkości α , Φ i F ,
N	— całkowita siła normalna do podstawy paska,
N'	— efektywna siła normalna do podstawy paska,
n	— liczba pasków w masywie osuwiska,
P	— wypadkowa reakcji podłoża na powierzchni poślizgu,
p	— obciążenie równomiernie rozłożone,
p_{gr}	— graniczne obciążenie, działające na górnym naziemie zbocza,
Q	— wypadkowa obciążeń działających na masyw osuwiska,
Q_t	— opór graniczny ośrodka gruntowego,
Q_r	— obliczeniowe obciążenie działające na ośrodek gruntowy,
R	— wskaźnik relaksacji; promień koła poślizgu,
ΔR	— przyrost promienia kół poślizgu,
r_u	— wskaźnik ciśnienia wody w porach,
S	— siła oporu ścinania gruntu,
S_h	— siła oporu ścinania odpowiadająca poziomej podstawie paska,
S_m	— siła oporu ścinania wzbudzona w podstawie paska,
S_r	— stopień wilgotności gruntu,
s	— ramię działania siły T względem środka podstawy paska,
T	— wypadkowa siła wzajemnego oddziaływania pasków,
ΔT	— przyrost siły T na szerokości paska,

t	— wysokość linii ciśnień sił całkowitych powyżej powierzchni poślizgu,
t_u	— wysokość punktu przyłożenia siły U powyżej powierzchni poślizgu,
t'	— wysokość linii ciśnień sił efektywnych powyżej powierzchni poślizgu,
U	— siła parcia lub wyporu wody,
U_h	— pozioma siła parcia wody,
u	— ciśnienie wody w porach gruntu,
V	— objętość masy gruntowej,
W	— całkowita siła od ciężaru gruntu,
W'	— efektywna siła od ciężaru gruntu (z uwzględnieniem wyporu wody),
X	— siła pionowa, działająca na boku paska,
ΔX	— przyrost siły X na szerokości paska,
x	— ramię działania siły W w metodzie Nonveillera,
x_m	— odległość maksimum funkcji yx od początku osuwiska,
ydx	— funkcja rozkładu sił ΔX ,
yx	— funkcja rozkładu sił X na granicy pomiędzy paskami,
Z_n	— zapas nośności zbocza,
Z_s	— zapas stateczności zbocza,
z	— głębokość poniżej powierzchni terenu,
α	— kąt nachylenia podstawy paska do poziomu,
γ	— ciężar objętościowy gruntu,
δ	— kąt nachylenia siły T do poziomu; kąt nachylenia naprężenia do normalnej rozpatrywanej płaszczyzny,
Θ	— pomocniczy kąt nachylenia sił T w metodzie Spencera,
λ	— stopień wzbudzania wytrzymałości gruntu,
$\lambda_{c\Phi}$	— bezwymiarowy współczynnik charakteryzujący zbocze,
μ	— kąt zawarty pomiędzy powierzchnią poślizgu a kierunkiem działania większego naprężenia głównego,
ρ	— gęstość objętościowa gruntu,
ρ_{sr}	— gęstość objętościowa gruntu całkowicie nasyconego wodą,
ρ_w	— gęstość objętościowa wody,
ρ'	— gęstość objętościowa gruntu z uwzględnieniem wyporu wody,
σ	— całkowite naprężenie normalne do rozpatrywanej płaszczyzny,
σ'	— efektywne naprężenie normalne,
σ_c	— normalne naprężenie konsolidujące grunt,
τ	— naprężenie styczne do rozpatrywanej płaszczyzny,
τ_f	— wytrzymałość gruntu na ścinanie,
τ_m	— wzbudzony opór ścinania gruntu,
τ_p	— maksymalna wytrzymałość gruntu na ścinanie,
τ_r	— rezydualna (trwała) wytrzymałość gruntu na ścinanie,
Φ	— kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
Φ_{kr}	— krytyczny kąt tarcia wewnętrznego,
Φ_m	— wzbudzony kąt tarcia wewnętrznego,
Φ_r	— rezydualny (trwały) kąt tarcia wewnętrznego,

- Φ_{req} — kąt tarcia wewnętrzznego wymagany do zachowania stateczności,
- Φ_{sr} — średnia ważona wartość kąta Φ na boku paska,
- Φ_u — kąt tarcia wewnętrzznego w naprężeniach całkowitych,
- Φ' — kąt tarcia wewnętrzznego w naprężeniach efektywnych,
- Φ'_s — efektywny kąt oporu ścinania.

LITERATURA

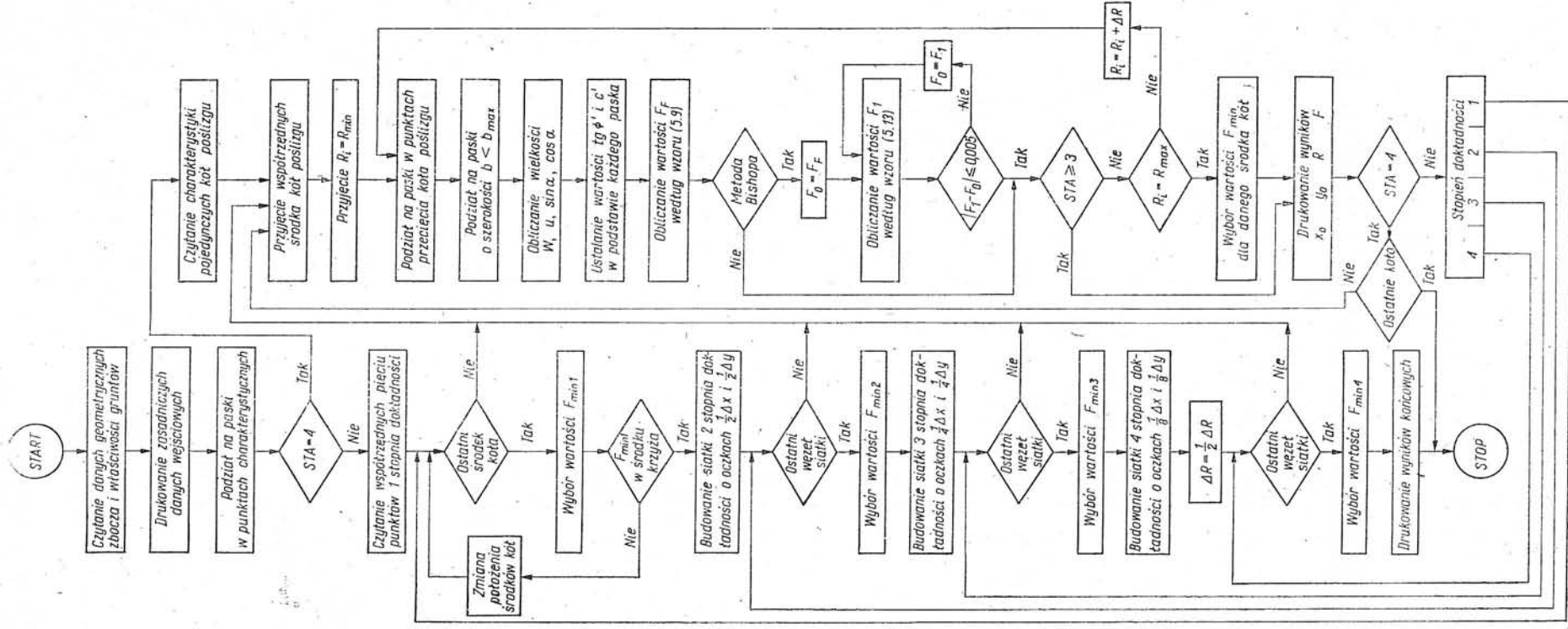
1. *BENJAMIN J.R., CORNEL C.A.*: Rachunek prawdopodobieństwa, statystyka matematyczna i teoria decyzji dla inżynierów. Warszawa, WNT 1977.
2. *BIERNATOWSKI K.*: Określenie bezpiecznego współczynnika stateczności zboczy. *Archiwum Hydrotechniki*, t. 9, z. 2, s. 225—238, 1962.
3. *BIERNATOWSKI K.*: Współczynnik stateczności zbocza w ujęciu rachunku prawdopodobieństwa. *Górnictwo Odkrywkowe*, nr 1, s. 11—29, 1969.
4. *BIERNATOWSKI K.*: Stability of slopes in probabilistic solution. *Proc. of the 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, vol. 2, s. 527—530, Meksyk 1969.
5. *BIERNATOWSKI K.*: Stability of slopes in variational and probabilistic solutions. *Proc. of the 6th Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, vol. 1.1, s. 3—7, Wiedeń 1976.
6. *BIERNATOWSKI K.*: Miary stateczności zboczy. Wrocław, Inst. Geotechn. Pol. Wrocławskiej, Komunikat nr 196, 1977.
7. *BISHOP A.W.*: The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, vol. 5, No. 1, s. 7—17, 1955.
8. *BISHOP A.W.*: Progressive failure with special reference of the mechanism causing it. *Proc. of the Geotechnical Conference*, vol. 2, s. 142—150, Oslo 1967.
9. *BISHOP A.W.*: The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis. *Géotechnique*, vol. 21, No. 2, s. 168—172, 1971.
10. *BISHOP A.W., BJERRUM L.*: The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems. *Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, s. 437—501, Colorado 1960.
11. *BISHOP A.W., GREEN G.E., GARGA V.K., ANDRESEN A., BROWN J.D.*: A new ring shear apparatus and its applications to the measurement of residual strength. *Géotechnique*, vol. 21, No. 4, s. 273—328, 1971.
12. *BISHOP A.W., HENKEL D.J.*: The measurement of soil properties in the triaxial test. London Wyd. E. Arnold 1962.
13. *BISHOP A.W., MORGENSTERN N.R.*: Stability coefficients of earth slopes. *Géotechnique*, vol. 10, No. 4, s. 129—150, 1960.
14. *BJERRUM L.*: Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. *J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, vol. 93, No. SM 5, s. 1—49, 1967.
15. *BLONDEAU F., JOSSEAUME H.*: Mesure de la résistance au cisaillement résiduelle en laboratoire. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Numero Spécial II, Stabilité des talus, s. 90—106, marzec 1976.
16. *BOROWICKA H.*: Der Wiener Routine Scherversuch. *Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik*, Wiedeń, grudzień 1963.
17. *BROWN C.B., KING I.P.*: Automatic embankment analysis equilibrium and instability conditions. *Géotechnique*, vol. 16, No. 3, s. 209—219, 1966.
18. *CAQUOT M.*: Méthode exacte pour le calcul de la rupture d'un massif par glissement cylindrique. *Annales des Ponts et Chaussées*, No. 3, s. 345—354, 1954.
19. *CHANG C-Y, DUNCAN J.M.*: Analysis of soil movement around a deep excavation. *J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, vol. 96, No. SM 5, s. 1655—1681, 1970.
20. *CZECH Z., NAŁECKI K., WOŁEK S.*: Programowanie w języku BASIC. Warszawa, W.N.T. 1977.
21. *ČAGAEV R.R.*: Rasčet ustojčivosti zamljanych otkosov po metodú ploskich poverchnostej sdviga grunta. Moskwa, Izd. Energia, 1964.
22. *CZYŻEWSKI K., WOLSKI W., WÓJCICKI S., ŻBIKOWSKI A.*: Zapory ziemne. Warszawa, Wyd. Arkady 1973.
23. *DEMBICKI E.*: Stany graniczne gruntów. Teoria i zastosowanie. Gdańsk, Wyd. Gd. Tow. Nauk. 1968.
24. *DUNCAN J.M.*: Finite element analyses of stresses and movements in dams, excavations and slopes. *Proc. of the Symp. on Applications of Finite Element Method in Geotechnical Engng.*, vol. 1, s. 267—326, Vicksburg 1972.
25. *EMELJANOVA E.P.*: Osnovnye zakonomernosti opolznevyh processov. Moskwa, Izd. Nedra 1972.
26. *EWERTOWSKA-MADEJ Z.*: Parametry wytrzymałości gruntów spoistych na ścinanie określane w aparacie trójosiowego ściskania. *Rozprawy Hydrotechniczne*, z. 24, s. 73—99, 1969.
27. *EWERTOWSKA-MADEJ Z.*: O parametrze *B* ciśnienia wody w porach gruntu. *Rozprawy Hydrotechniczne*, z. 32, s. 265—275, 1973.
28. *EWERTOWSKA-MADEJ Z.*: Wytrzymałość gruntów określana w aparacie trójosiowego ściskania. *Praca zbiorowa „Wytrzymałość gruntów i skał”*. Wyd. Ossolineum, 1975.
29. *EWERTOWSKA-MADEJ Z.*: The pore pressure parameter *B* and the soil structure. *Proc. of the 5th Danube Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, vol. 1, s. 101—110, Bratislava 1977.
30. *EWERTOWSKA-MADEJ Z.*: Określanie parametrów wytrzymałościowych słabych gruntów spoistych z badań w aparacie trójosiowym. *Drogownictwo*, nr 12, s. 354—357, 1977.

31. FEDOROV I.V.: Metody rasčeta ustojčivosti sklonov i otkosov. Moskwa, Izd. G.S.I. 1962.
32. FELLENIUS W.: Erdstatische Berechnungen. Berlin, Wyd. Ernst und Sohn, 1927.
33. FELLENIUS W.: Calculation of the stability of earth dams. Trans. of the 2nd Congress on Large Dams, vol. 4, s. 445—459, Washington 1936
34. FREDLUND D.G.: Usage, requirements and features of slope stability computer software. Can. Geotechn. Journal, vol. 15, No. 1, s. 83—95, 1978.
35. FRÖHLICH O.K.: General theory of stability of slopes. Géotechnique, vol. 5, No. 1, s. 37—47, 1955.
36. FRÖHLICH O.K.: Grundzüge einer Statik der Erdböschungen. Der Bauingenieur, Heft 10, s. 371—378, 1963.
37. GATES R.H.: Progressive failure model for clay shale. Proc. of the Symp. on Applications of the Finite Element Method in Geotechn. Engng, vol. 1, s. 327—347, Vicksburg 1972.
38. GLAZER Z.: Mechanika gruntów. Warszawa, Wyd. Geologiczne, 1977.
39. GOODMAN L.E., BROWN C.B.: Dead load stresses and the instability of slopes. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 89, No. SM 3, 1963.
40. HAMEL J.V.: Morgenstern-Price method of slope stability analysis. Report by Civil Engng, Departament, University of Pittsburgh, 1968.
41. HÜCKEL S.: Zagadnienie współczynnika pewności w mechanice gruntów i fundamentowaniu. Archiwum Hydrotechniki, t. 10, z. 2, s. 179—194, 1963.
42. HUTCHINSON J.N.: A reconsideration of the coastal landslides at Folkestone Warren, Kent. Géotechnique, vol. 19, No. 1, s. 6—38, 1969.
43. HVORSLEV M.J.: Physical components of the shear strength of saturated clays. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, s. 169—273, Colorado 1960.
44. IGNUT R., KŁĘBEK A., PUCHALSKI R.: Terenowe badania geologiczno-inżynierskie. Warszawa, Wyd. Geologiczne 1973.
45. JACENKOW B.: Uwzględnienie wpływu filtracji w obliczeniach stateczności skarp. Gospodarka Wodna, nr 7, s. 241—244, 1971.
46. JANBU N.: Application of composite slip surfaces for stability analysis. Proc. of the Europ. Conf. on Stability of Earth Slopes, vol. 3, s. 43—49, Stockholm 1954
47. JANBU N., BJERRUM L., KJAERNSLI B.: Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver. Norwegian Geotechnical Institute, Publication No. 16, Oslo 1956.
48. JANBU N.: Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices. Proc. of the 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng, vol. 2, s. 207—212, 1957.
49. KENNEY T.C.: An examination of the methods of calculating the stability of slopes. M. Sc. Thesis, Imperial College, London 1956.
50. KEZDI A.: Handbuch der Bodenmechanik, t. 2. Budapeszt, Wyd. Akadémiai Kiadó 1969.
51. KISIEL I., DMITRUK S., LYSIK B.: Zarys reologii gruntów. Nośność i stateczność gruntów. Warszawa, Wyd. Arkady 1969.
52. KREY H.: Erddruck, Errwiderstand und Tragfähigkeit der Baugrundes. Berlin 1926.
53. LAMBE T.W., WHITMAN R.V.: Mechanika gruntów, t. 2. Warszawa, Wyd. Arkady 1978.
54. LITTLE A.L., PRICE V.E.: The use of an electronic computer for slope stability analysis. Géotechnique, vol. 8, No. 3, s. 113—120, 1958.
55. LO K.Y., LEE C.F.: Stress analysis and slope stability in strain-softening material. Géotechnique, vol. 23, No. 1, s. 1—11, 1973.
56. LO K.Y., LEE C.F.: Analysis of progressive failure in clay slopes. Proc. of the 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. vol. 1.1, s. 251—258, Moskwa 1973.
57. MADEJ J.: On the accuracy of simplified methods for the slope stability analysis. Archiwum Hydrotechniki, t. 18, nr 4, s. 581—595, 1971.
58. MADEJ J.: O stosowaniu metody Bishopa do określania stateczności zboczy. Gospodarka Wodna, nr 1, s. 20—25, 1972.
59. MADEJ J.: Dyskusja „O dokładnym rozwiązaniu metody pasków”. Proc. of the 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng, vol. 4.3, s. 291—293, Moskwa 1973.
60. MADEJ J.: Ogólna metoda sprawdzania stateczności zboczy wzdłuż dowolnych powierzchni poślizgu. Część I — Proponowane rozwiązanie dokładne. Archiwum Hydrotechniki, t. 20, nr 2, s. 225—252, 1973.
61. MADEJ J.: Ogólna metoda sprawdzania stateczności zboczy wzdłuż dowolnych powierzchni poślizgu. Część II — Analiza metod dokładnych i możliwości ich praktycznego stosowania. Archiwum Hydrotechniki, t. 21, nr 1, s. 43—80, 1974.
62. MADEJ J.: Ogólna metoda sprawdzania stateczności zboczy wzdłuż dowolnych

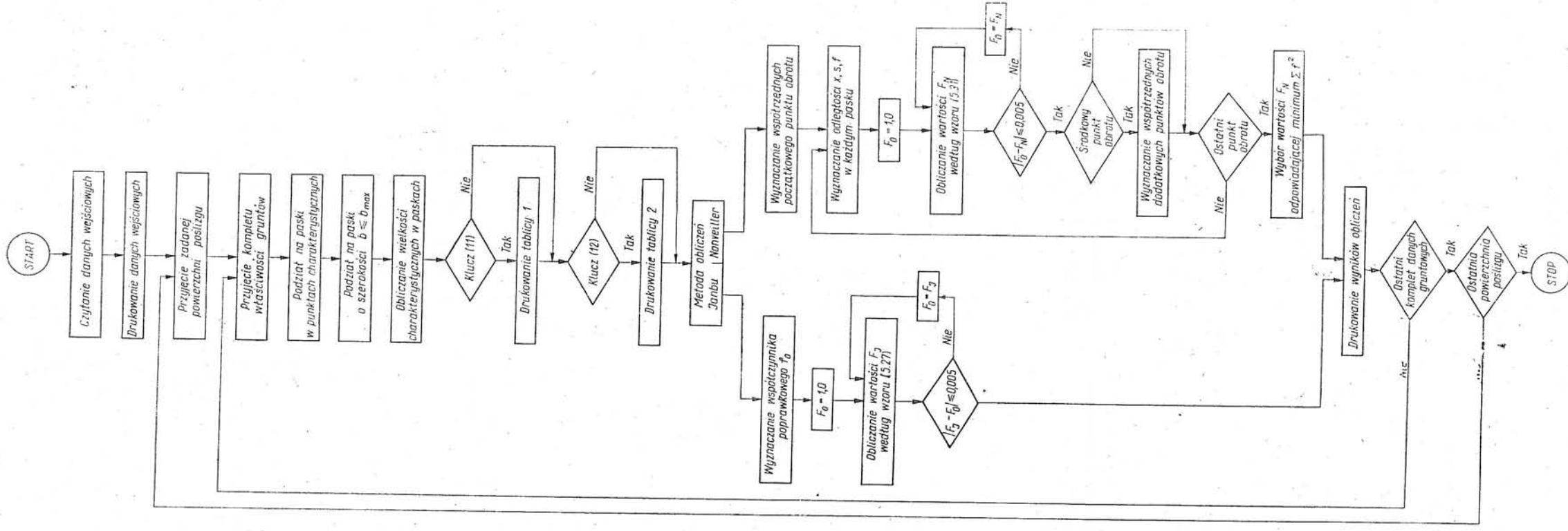
- powierzchni poślizgu. Część III — Ocena poprawności metody równowagi granicznej. *Archiwum Hydrotechniki*, t. 25, nr 4, s. 491—510, 1978.
63. MADEJ J.: Analityczne metody sprawdzania stateczności zboczy wzdłuż założonych powierzchni poślizgu. Warszawa — Poznań, Wyd. PWN 1976.
 64. MADEJ J.: Analiza stateczności zboczy przy użyciu eto. Biblioteka drogownictwa, Zeszyt „Osuwiska i sposoby zapobiegania im”, s. 60—75. Warszawa WKŁ, 1978.
 65. MADEJ J., SOKOLSKI Z.: O stosowaniu eto w analizie stateczności zboczy wzdłuż walcowych powierzchni poślizgu. *Archiwum Hydrotechniki*, t. 20, nr 1, s. 103—119, 1973.
 66. MAGNAN J.P., PILOT G.: Remblai expérimental de Lanester. *Bulletin de Liaison des LCPC, Numéro spécial III, Stabilité des talus*, s. 129—143, grudzień 1976.
 67. MAJUMDAR D.K.: Stability of soil slopes under horizontal earthquake force. *Géotechnique* vol. 21, No 1, s. 84—88, 1971.
 68. MASLOV N.N.: Usloviya ustojčivosti sklonov i otkosov v gidroenergetičeskom stroitelstve, Moskwa, Izd. G.E.I., 1955.
 69. MORGENSTERN N.R., PRICE V.E.: The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, vol. 15, No. 3, s. 79—93, 1965.
 70. MORGENSTERN N.R., PRICE V.E.: A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces. *Computer Journal*, vol. 9, s. 388—393, 1967.
 71. MOZEVITINOV A.L., SINTEMIROV M.: Obščij metod rasčeta ustojčivosti otkosov zemljanych sooruzenij. *Izvestia WNIIG*, t. 92, s. 11—22, Leningrad 1970.
 72. NARAIN J., SINGH B., PURUSHOTHAMARAJ P.: The strain energy method of stability analysis for general slip surface. *Proc. of the 4th Asian Regional Conf., on the Soil Mech. and Found. Engng*, vol. 1, s. 151—157, Bangkok 1971.
 73. NEWMARK N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments. *Géotechnique*, vol. 15, No. 2, s. 139—160, 1965.
 74. NONVEILLER E.: The stability analysis of slopes with a slip surface of general shape. *Proc. of the 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng*, vol. 2, s. 522—525, 1965.
 75. PASZKOWSKI S.: Język ALGOL 60. Warszawa, PWN 1975.
 76. PETERSON K.E.: The early history of circular sliding surfaces. *Géotechnique*, vol. 5, No. 4, s. 275—196, 1955.
 77. PILOT G.: Stabilité des talus routiers. *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers, Hydraulique des sols*, s. 163—175, LCPC, Paryż 1970.
 78. PIWECKI T., GRANATOWICZ J.: Analiza stateczności zboczy z uwzględnieniem sił hydrodynamicznych. *Archiwum Hydrotechniki*, t. 20, nr 3, s. 399—410, 1953.
 79. PROŚNAK W.J.: *Mechanika plynów*, T. 1, Warszawa, PWN 1970.
 80. RAULIN P., ROUQUES G., TOUBOL A.: Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche No. 36*, 1974.
 81. ROSSIŃSKI B.: Błędy w rozwiązaniach geotechnicznych. Warszawa, Wyd. Geologiczne 1978.
 82. SARMA S.K.: Stability analysis of embankments and slopes. *Géotechnique*, vol. 23, No. 3, 423—433, 1973.
 83. SEED H.B.: Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. *Géotechnique*, vol. 29, No. 3, s. 215—163, 1979.
 84. SIELSKI J.: *Hydraulika. Ruch wody w gruncie*. Gdańsk, Wyd. Politechniki Gdańskiej 1972.
 85. SKEMPTON A.W.: The $\Phi = 0$ analysis of stability and its theoretical basis. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng*, vol. 1, s. 192—196, Rotterdam 1948.
 86. SKEMPTON A.W.: The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, vol. 4, No. 4, s. 143—147, 1954.
 87. SKEMPTON A.W.: Long-term stability of clay slopes. *Géotechnique*, vol. 14, No. 2, s. 77—102, 1964.
 88. SOKOLOVSKIJ W.W.: *Statika sypuczej sredy*. Moskwa, Izd. Fizmatgiz 1960.
 89. SOKOLSKI Z.: Model matematyczny filtracji ustalonej w ośrodkach niejednorodnych. *Archiwum Hydrotechniki*, t. 23, nr 3, s. 323—341, 1976.
 90. SOZAŃSKI J.: *Stateczność wykopów, hałd i nasypów*. Katowice, Wyd. Śląsk 1977.
 91. SPENCER E.: A method of analysis of stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, vol. 17, No. 1, s. 11—26, 1967.
 92. SPENCER E.: Effect of tension on stability of embankments. *J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, vol. 94, No. SM 5, s. 1159—1173, 1968.
 93. SPENCER E.: Thrust line criterion in embankment stability analysis. *Géotechnique*, vol. 23, No. 1, s. 85—100, 1973.

94. STANKO J.: Język FORTRAN maszyn serii ODRA 10300, Wrocław, Wyd. Politechniki Wrocławskiej 1975.
95. STARR M.R.: Dyskusja na temat artykułu Whitmana i Bailey'a „Use of computers for slope stability analysis”. J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 94, No. SM 4, s. 784—789, 1968.
96. ŠABANOV A.D.: Rasčet ustojčivosti napornych otkosov zemljanych plotin po metodu predelnogo ravnostija. Gidrotehničeskoe Stroitelstvo, No. 12, s. 38—40, 1964.
97. SZCZEPINSKI W.: Stany graniczne i kinematyka ośrodków sypkich. Warszawa, PWN 1974.
98. SZĘCHY K.: Błędy posadowienia. Warszawa, Wyd. Arkady 1976.
99. SINTEMIROV M.: Razvitie obščego metoda rasčeta ustojčivosti otkosov zemljanych sooruzenij. Leningrad, Izvestia VNIIG, t. 99, s. 117—124, 1972.
100. SCIESZKO H., UKLEJA K.: Eto w programowaniu skarp i zboczy oraz zapór i nasypów metodą Felleniusa. Górnictwo Odkrywkowe, t. 11, nr 1, s. 21—29, 1969.
101. TAYLOR D.W.: Stability of earth slopes. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, vol. 24, No. 3, s. 337—386, July 1937.
102. TAYLOR D.W.: Fundamentals of soil mechanics. New York, Wyd. J. Wiley and Sons, 1948.
103. TERZAGHI K.: Critical height and factor of safety of slopes against sliding. Proc. of the 1st Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng, vol. 1, s. 156—161, Cambridge, Mass., 1936.
104. TERZAGHI K.: Stability of slopes of natural clay. Proc. of the 1st Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng, vol. 1, s. 161—165, Cambridge, Mass., 1936.
105. URIEL S.: Design of loose fill dam slopes by the method of characteristics. Proc. of the 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng, vol. 2, s. 387—395, Meksyk 1969.
106. WERNO M., MAJEWSKI B.: Praktyczne aspekty pomiaru ciśnienia wody w porach gruntu. Archiwum Hydrotechniki, t. 19, nr 4, s. 575—614, 1972.
107. WHITMAN R.V., BAILEY W.A.: Use of computers for slope stability analysis. J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 93, No. SM 4, s. 475—498, 1957.
108. WIŁUN Z.: Zarys geotechniki. Warszawa, WKŁ 1976.
109. WOJCIECHOWSKI J.: État de contrainte limite sous un talus. Studia Geotechnica, vol. 2, No. 1, s. 29—35, 1971.
110. WOJCIECHOWSKI J.: Stany graniczne w statyce zboczy. Poltegor, Zeszyty problemowe nr 54, Wrocław 1972.
111. WOLFSKILL L.A., LAMBE T.W.: Slide in the Siburua Dam. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 93, No. SM 4, s. 107—133, 1967.
112. WRIGHT S.G., KULHAVY F.H., DUNCAN J.M.: Accuracy of equilibrium slope stability analysis. J. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 99, No. SM 10, s. 783—791, 1973.
113. ZIENKIEWICZ O.C.: Metoda elementów skończonych. Warszawa, Wyd. Arkady 1972.
114. PN-74/B-03020. Grunty budowlane. Projektowanie i obliczenia statyczne posadowień bezpośrednich.
115. INSTRUKCJA NR 225 — Wytyczne oznaczenia spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntów budowlanych. Warszawa, Inst. Techn. Bud. 1979.
116. MADEJ J.: Instrukcja korzystania z programu USTAWALC1 (maszynopis). Gdańsk, IBW PAN 1975.
117. MADEJ J.: Instrukcja korzystania z programu USTAWALC2 (maszynopis). Koszalin, WSI^{inż.} 1980.
118. MADEJ J.: Instrukcja korzystania z programu PASTADO1 (maszynopis). Koszalin, WSI^{inż.} 1977.
119. MADEJ J.: Instrukcja korzystania z programu PASTADO2 (maszynopis). Koszalin, WSI^{inż.} 1980.
120. MADEJ J.: Instrukcja korzystania z programu DOSTATEC (maszynopis). Koszalin, WSI^{inż.} 1980.
121. Analiza stateczności skarp metodą Felleniusa, Bishopa, Nonveillera i Janbu. Program na maszynę cyfrową WANG 2200 (maszynopis). Biuro Projektów Kolejowych w Gdańsku, 1977.

Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1981
Wydanie 1. Nakład 1800+200 egz.
Ark. wyd. 11. Ark. druk. 9 w tym
1 wklejka dwustronna
Oddano do składania w lutym 1981
Podpisano do druku i druk ukończono w październiku 1981
Papier druk. mat. kl. V, 61×86
Zam. P/136/80. K/8858. Cena zł 35,— L-10
Skład: Zakł. Graficzne im. M. Kasprzaka, Poznań — 48/81
Druk: Drukarnia im. Rewolucji Październikowej, Warszawa
Zam. 723/11/81



Rys. 9.1
Schemat programu
USTAWALC



Rys. 9.7
Schemat programu
PASTADO