

Alojzy Szymański

MECHANIKA GRUNTÓW

Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2007

Spis treści

CZĘŚĆ I SPIS TREŚCI.....	3
1 MIEJSCE I ZADANIA MECHANIKI GRUNTÓW W INŻYNIERII	7
2 PODSTAWOWE ZJAWISKA FIZYCZNE W GRUNCIE	9
2.1 Powstawanie gruntu w złożu	9
2.1.1 Geneza gruntu.....	9
2.1.2 Powstawanie obecnego stanu naprężenia	12
2.2 Trójfazowa budowa gruntu, rodzaje cząstek i minerałów	15
2.2.1 Rodzaje cząstek i minerałów	16
2.2.2 Struktura gruntu	19
2.3 Fizykochemiczne oddziaływanie cząstek gruntowych i wody.....	21
2.3.1 Zjawiska fizykochemiczne na powierzchni granicznej.....	21
2.3.2 Pojemność wymienna jonów	23
2.3.3 Potencjał elektrokinetyczny	24
2.3.4 Zjawiska elektrokinetyczne	25
2.3.5 Zjawisko tiksotropii	26
3 KLASYFIKACJA GRUNTÓW I WŁAŚCIWOŚCI FIZYCZNE.....	28
3.1 Uziarnienie i charakterystyki uziarnienia	28
3.2 Parametry opisujące własności fizyczne	35
3.2.1 Podstawowe cechy fizyczne gruntu	36
3.2.2 Cechy fizyczne pochodne od cech podstawowych	39
3.3 Parametry zagęszczania gruntów.....	42
3.4 Parametry spoistości gruntów	45
3.5 Klasyfikacja gruntów	50
4 WODA W GRUNCIE.....	58
4.1 Rodzaje wód występujących w gruncie	58
4.1.1 Woda w postaci pary	59

4.1.2	Woda związana	59
4.1.3	Woda wolna – gruntowa	62
4.1.4	Woda wolna – wsiąkowa	64
4.1.5	Woda włoskowata – kapilarna	64
4.1.6	Stała faza wody – lód	66
4.1.7	Woda krystalizacyjna i woda chemicznie związana	66
4.2	Kapilarność	67
4.3	Skurczalność i ekspansywność gruntu	72
4.3.1	Skurczalność	72
4.3.2	Ekspansywność – pęcznienie gruntów	75
4.4	Zjawiska mrozowe w gruncie	80
4.4.1	Przemarzanie gruntu	80
4.4.2	Określenie głębokości przemarzania gruntów	82
4.4.3	Kryteria wysadzinowości gruntów	83
5	CIŚNIENIE POROWE I NAPRĘŻENIE EFEKTYWNE	86
5.1	Wypór wody w gruncie	86
5.2	Ciśnienie wody w porach oraz naprężenie całkowite i efektywne	86
6	PRZEPŁYW WODY W GRUNCIE	92
6.1	Istota przepływu cieczy w gruncie	92
6.2	Filtracja. Prawo Darcy’ego	93
6.3	Ograniczenia prawa Darcy’ego	95
6.4	Podstawowe równanie przepływu w gruncie	96
6.5	Siatka filtracyjna	99
7	ZJAWISKA ZWIĄZANE Z RUCHEM WODY W GRUNCIE	101
7.1	Ciśnienie sphywowe	101
7.2	Spadek krytyczny	103
7.3	Zmiany w gruncie wywołane filtracją	105

7.4	Zasady zabezpieczania gruntów przed szkodliwym działaniem filtracji.....	107
8	NAPRĘŻENIE W GRUNCIE	110
8.1	Stan naprężenia w gruncie.....	110
8.2	Naprężenie geostatyczne	112
8.3	Naprężenie powstałe wskutek działania obciążeń zewnętrznych	113
8.3.1	Rozkład naprężenia w gruncie od pionowej siły skupionej	113
8.3.2	Rozkład naprężenia w gruncie od działania obciążenia ciągłego	115
8.3.3	Rozkład naprężenia pod fundamentami sztywnymi	121
8.3.4	Rozkład naprężenia pod nasypami.....	124
8.4	Graficzna interpretacja naprężenia	125
8.4.1	Naprężenia główne	125
8.4.2	Koło Mohra.....	126
8.4.3	Odwzorowanie stanu naprężenia w układzie $p - q$	127
8.4.4	Ścieżki naprężenia	128
9	ODKSZTAŁCALNOŚĆ GRUNTÓW	130
9.1	Opis stanu odkształcania.....	130
9.2	Ścisłość gruntu	132
9.2.1	Opis zjawiska.....	132
9.2.2	Parametry charakteryzujące ścisłość gruntu	135
9.3	Konsolidacja gruntu.....	139
9.3.1	Opis zjawiska.....	139
9.3.2	Parametry charakteryzujące konsolidację.....	143
9.4	Osiadanie gruntów.....	145
9.4.1	Obliczanie osiadań początkowych.....	146
9.4.2	Obliczanie osiadań konsolidacyjnych.....	148
9.4.3	Obliczanie osiadań wtórnych.....	149
10	WYTRZYMAŁOŚĆ GRUNTU NA ŚCINANIE	150
10.1	Warunek zniszczenia Coulomba – Mohra.....	150
10.2	Badania wytrzymałości gruntu na ścinanie.....	153
10.2.1	Badania laboratoryjne	153

10.2.2	Badania terenowe	159
10.3	Wyniki badań wytrzymałości gruntu na ścinanie.....	164
10.3.1	Wyniki badań wytrzymałości gruntów niespoistych.....	164
10.3.2	Wyniki badań wytrzymałości gruntów spoistych	166
11	PARCIE I NOŚNOŚĆ GRUNTU	172
11.1	Stany oddziaływania gruntu	172
11.2	Parcie spoczynkowe.....	178
11.3	Parcie czynne i bierne	179
11.3.1	Metoda Rankine’a	180
11.3.2	Metoda Coulomba.....	184
11.4	Parcie pośrednie gruntu.....	186
11.5	Parcie silosowe	190
11.6	Nośność podłoża gruntowego.....	192
11.6.1	Przebieg odkształceń obciążonego podłoża	192
11.6.2	Obciążenie krytyczne	195
11.6.3	Obciążenie graniczne	198
12	LITERATURA	200

1 MIEJSCE I ZADANIA MECHANIKI GRUNTÓW W INŻYNIERII

Szybki postęp w inżynierii obejmującej budownictwo lądowe i hydrotechniczne oraz bezpieczne składowanie odpadów i techniczną infrastrukturę terenu spowodował w ostatnich latach znaczący rozwój metod obliczeniowych posadowień budowli oraz oceny ich wpływu na stan terenów przyległych. Właściwe rozpoznanie podłoża i określenie właściwości fizycznych i mechanicznych poszczególnych warstw gruntu w nim występujących stanowi warunek konieczny w poprawnym działaniu inżynierskim a w szczególności w obszarze działań geotechnicznych.

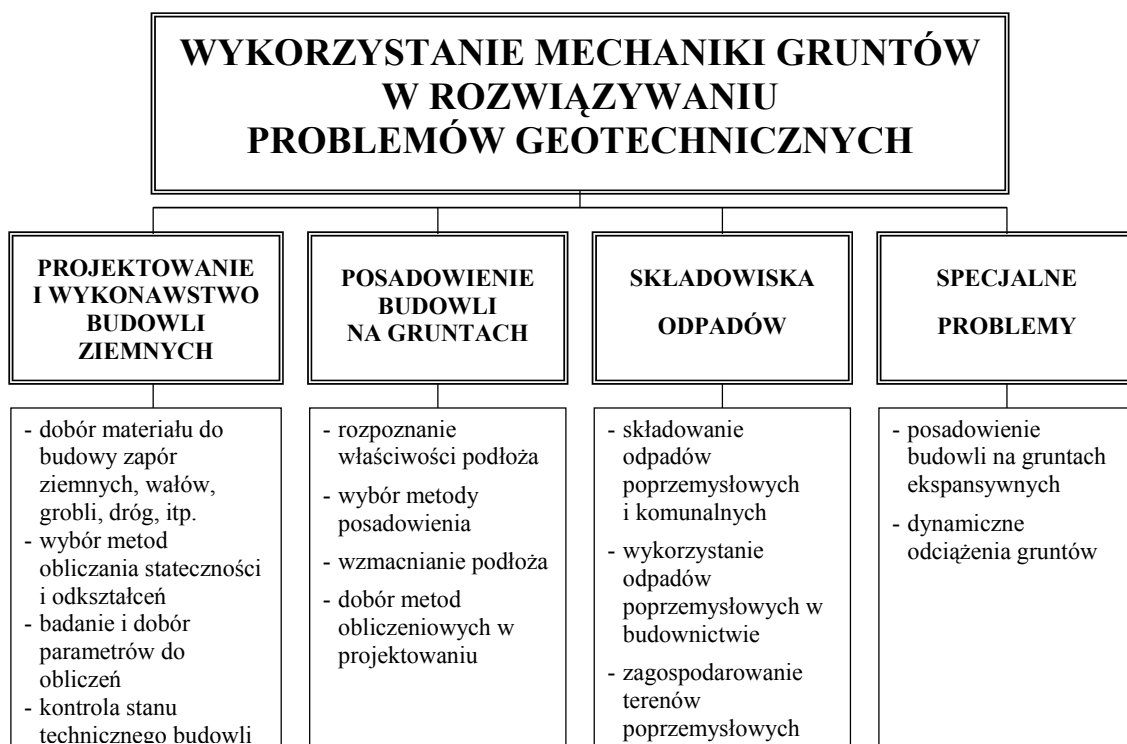
Geotechnika jest bowiem nauką o pracy i badaniach ośrodka gruntowego. W skład geotechniki jako nauki interdyscyplinarnej wchodzi: geologia inżynierska, mechanika gruntów i fundamentowanie oraz geotechnika środowiska.

Mechanika gruntów obejmuje zatem teoretyczne podstawy zjawisk, które występują w gruncie stanowiącym podłoże budowli, ośrodek, w którym wykonywane są roboty inżynierskie oraz materiał, z którego wznoszone są budowle ziemne. Stanowi więc teoretyczną część geotechniki, dziedziny działalności inżynierskiej obejmującej roboty ziemne, fundamentowanie, budowle i konstrukcje ziemne oraz wzmacnianie i uszczelnianie podłoża.

Mechanika gruntów wykorzystywana jest w rozwiązywaniu problemów geotechnicznych w zakresie:

- projektowania i wykonywania budowli ziemnych,
- projektowania posadowień budowli,
- bezpiecznego składowania odpadów,
- posadowień budowli w warunkach specjalnych.

Szczegółową charakterystykę zastosowań mechanicznych gruntów w rozwiązywaniu zagadnień inżynierskich podano na rysunku 1.1.



Rysunek 1.1. Zastosowanie mechaniki gruntów w inżynierii

2 PODSTAWOWE ZJAWISKA FIZYCZNE W GRUNCIE

2.1 Powstawanie gruntu w złożu

Geneza gruntu obejmuje powstawanie gruntu jako ośrodka rozdrobnionego zbudowanego z cząstek zerodowanych skał w wyniku procesów wietrzenia, transportu, sedymentacji i diagenety oraz powstawanie aktualnego stanu naprężenia w złożu poprzez zmianę jego składowych w trakcie zmian obciążenia w historycznym procesie tworzenia się gruntów.

2.1.1 Geneza gruntu

Grunty tworzą wierzchnią warstwę litosfery, są to materiały powstałe z wietrzenia fizycznego, chemicznego i organicznego oraz rozdrobnienia mechanicznego skał pierwotnych. Skały składają się z różnych minerałów. Głównymi składnikami są: kwarc, skalenie, kalcyt, dolomit, mika, krzemiany. Wietrzenie skał jest procesem długotrwałym, odbywającym się od miliardów lat i trwającym także obecnie (Pisarczyk, 1999).

Wietrzenie fizyczne wywołane jest głównie wahaniami temperatury, zamarzaniem wody w porach a także działaniem rozsadzającym korzeni roślin. W wyniku działania tych czynników skały ulegają osłabieniu i rozpadowi na bloki, które następnie rozpadają się na coraz drobniejsze okruchy.

Wietrzenie chemiczne powoduje rozpad skał oraz zmiany w ich składzie chemicznym wskutek procesów chemicznych zachodzących wewnątrz skał. Głównymi czynnikami wywołującymi wietrzenie chemiczne są woda i powietrze. Woda w czasie przechodzenia przez atmosferę w formie opadów pochłania z powietrza gazy, takie jak tlen, dwutlenek węgla, azot itp. i krążąc w szczelinach skał, wywołuje przemiany polegające na utlenieniu, uwadnianiu, redukcji i uwęglaniu. Na przykład wietrzenie chemiczne skaleni polega na ich rozpuszczaniu się w wodzie; rozpuszczone składniki ponownie krystalizując się w roztworze tworzą minerały ilowe, które, jako cząstki ilowe, stanowią aktywny składnik gruntów spoistych, powodując ich spoistość, plastyczność i małą wodoprzepuszczalność.

Kwarc i muskowit prawie nie ulegają wietrzeniu i pozostają w wietrzejącej skale w postaci ziaren, które po wypłukaniu przez wodę tworzą piasek (Wiłun, 1987).

Wietrzenie organiczne jest wywołane przez procesy życiowe zwierząt i roślin. Bardzo dużą rolę odgrywają bakterie (do głębokości 3-5 m) wytwarzające kwas węglowy (dwutlenek węgla w wodzie), kwas azotowy, amoniak, siarkowodór i gaz błotny, przyczyniając się w ten sposób do dalszego wietrzenia.

Poza wietrzeniem istotną rolę odgrywają również **procesy erozyjne i transport materiału**, które to powodują rozdrobnienie okruchów występujących w skorupie ziemskiej oraz zmiany w podłożu macierzystym; np. staczające się po stokach odłamki skał porywane są przez potoki i w ten sposób następuje ich rozdrobnienie i zaokrąglenie (tab. 2.1).

Tabela 2.1. Produkty wietrzenia skał oraz frakcje uziarnienia gruntów (Wiłun, 1987)

Produkty wietrzenia lub rozdrobnienia skały pierwotnej			Nazwa frakcji i ich wymiary
Wietrzenie fizyczne	Wietrzenie chemiczne	Rozdrobnienie mechaniczne przy transporcie	
Bloki kamienne i głazy ostrokrawędziste	-	głazy otoczone i otoczaki	Kamienista (f_k) powyżej 40 mm
Okruchy ostrokrawędziste	nie zwiertzałe okruchy ostrokrawędziste	okruchy obtoczone	Żwirowa (f_z) 40 ÷ 2 mm
Ziarna ostrokrawędziste	kryształy odporne na wietrzenie	ziarna obtoczone	Piaskowa (f_p) 2 ÷ 0,05 mm
	drobne kryształy skały pierwotnej	mączka skalna powstała przy obtaczaniu ww. okruchów	Pyłowa (f_π) 0,05 ÷ 0,002 mm
	minerały ilowe	bardzo drobne cząstki mączki skalnej o wymiarach poniżej 0,002 mm	İłowa (f_i) poniżej 0,002 mm

W zależności od sposobu powstawania wyróżniamy grunty pochodzenia: miejscowego oraz grunty naniesione (Wiłun, 1987).

Grunty pochodzenia miejscowego

Powstały w skutek wietrzenia skały pierwotnej i pozostały na miejscu ich powstawania; należą do nich: gliny zwietrzelinowe i rumosze zwietrzelinowe.

Gliny zwietrzelinowe – składają się z nierozpuszczalnych cząstek ilowych, pewnej ilości kryształów oraz okruchów nie zwietrzałej skały. Zwykle tworzą się, gdy wietrząca skała składa się w przeważającej mierze z dość łatwo rozpuszczalnych skaleni i nie występuje wymywanie wodą.

Rumosze zwietrzelinowe – tworzą się gdy wietrząca skała podlega intensywnemu przemywaniu wodą, drobne cząstki ilowe i pyłowe są porywane, przenoszone do strumyków rzek i odkładane w zagłębieniach niecek bezodpływowych, a na miejscu pozostają większe odłamki i okruchy skały pierwotnej.

Grunty naniesione

Pochodzenia rzecznego – niesione przez nurt potoków i rzek większe okruchy skalne wskutek tarcia zaokrąglają się i tworzą otoczaki i ziarna żwiru, z drobnych okruchów skalnych powstają ziarna piasku, natomiast wskutek tarcia ziaren o siebie i ich zaokrąglania się powstaje mączka skalna, która wchodzi w skład gruntu jako cząstki pyłowe. Ziarna piaskowe, cząstki pyłowe i ilowe są unoszone przez rzeki na znaczne odległości i odkładają się stopniowo w miarę zmniejszania się prędkości wody. W górnym biegu rzeki osadza się materiał najgrubszy i najcięższy (żwir, piasek gruby), w średnim biegu piaski średnie, w dolnym biegu – piaski drobne i pyły. Transportowi podlega również materiał pochodzący z erozji brzegów i dna rzeki.

Utwory morskie - niesione wodą rzek cząstki pyłowe i ilowe wędrują do morza, gdzie po skoagulowaniu cząstek ilowych osadzają się na dnie, tworząc grube pokłady namułu. Namuł odkłada się na przemian z warstwami drobnych piasków, przynoszonych przez rzeki podczas powodzi. W ciągu długich okresów geologicznych na dnie morza osadzały się ławice ze skorupki i szkieletów mikroorganizmów morskich tworząc m.in. wapienie; jeżeli jednocześnie osadzały się cząstki ilowe, to powstawał margiel. Obniżenie się dna morskiego, zwiększenie ciśnienia wody, zmiany temperatury i środowiska chemicznego spowodowały, że grube ławice drobnych piasków spojone lepiszczem przetworzyły się w piaskowce, a namuły ilaste w łupki i iłołupki.

Grunty lodowcowe - powstałe w wyniku nasuwających się lodowców, które kilkakrotnie pokryły teren Polski. Wysokość nasuwających się lodowców wynosiła 500 – 1000 m, co

wywierało na podłoże gruntowe nacisk do 10 MPa, a więc znacznie większy niż nacisk od obecnych budowli. Niejednokrotnie masa lodowca powodowała pofałdowanie podłoża i wypiętrzenie warstw gruntowych lub porywanie części podłoża, tzw. porwaki np. ilów trzeciorzędowych. Lodowce poruszające się w dolinach górskich niszczyły zbocza, zabierając ze sobą skały i grunty. W okresie ocieplania lodowce topniały, odkładając zawarte w nich masy skalne: głazy narzutowe, gliny zwałowe, porwaki ilów, piaski i żwiry.

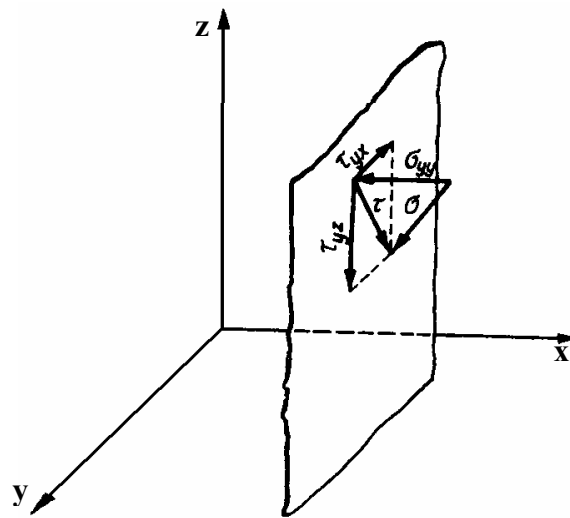
Utwory eoliczne – powstały w wyniku działalności wiatrów o dużej sile. W okresie polodowcowym teren pozbawiony był roślinności, więc silne wiatry tworzyły wielkie masy cząstek pyłowych unoszonych na duże odległości i odkładanych w miarę zmniejszania się siły wiatrów. W ten sposób powstały lessy, a w wyniku przenoszenia cząstek piasku wydmy.

Utwory zastoiskowe i organiczne. Erozyjna działalność wiatrów, zmywanie przez wody opadowe i jednoczesna akumulacja osadów w bezodpływowych zagłębieniach terenowych lub na tarasach rzecznych; gdzie osadzają się mineralne cząstki gruntowe, powodują tworzenie się mułów jeziornych i mad rzecznych (utwory zastoiskowe). Często obok cząstek mineralnych odkładają się w znacznej ilości cząstki humusowe i w ten sposób powstają utwory organiczne tzw. namuły. Bezodpływowe zbiorniki wodne (np. polodowcowe) oraz stare koryta rzek często zarastają i zamieniają się w torfowiska, które mogą zalegać warstwą nawet kilkunastometrową.

2.1.2 Powstawanie obecnego stanu naprężenia

Stan naprężenia w dowolnym punkcie gruntu opisuje się za pomocą składowych naprężenia działających na ściany elementarnego elementu gruntu o kierunkach prostopadłych do osi układu prostokątnego x, y, z (rys. 2.1).

Stan naprężenia jest określony przez trzy pary składowych naprężenia normalnego $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ oraz sześć par składowych naprężenia stycznego $\tau_{xz} = \tau_{zx}, \tau_{xy} = \tau_{yx}$ i $\tau_{zy} = \tau_{yz}$. Składowe ściskające naprężenia normalnego przyjmuje się za dodatnie a rozciągające ze ujemne. Składową naprężenia stycznego przyjmuje się za dodatnią, jeżeli jej zwrot jest zgodny z dodatnią osią układu i działa na płaszczyźnie, na której składowa naprężenia normalnego ma też zwrot zgodny z dodatnią osią układu (Glazer, 1985).



Rysunek 2.1. Rozkład składowych naprężenia

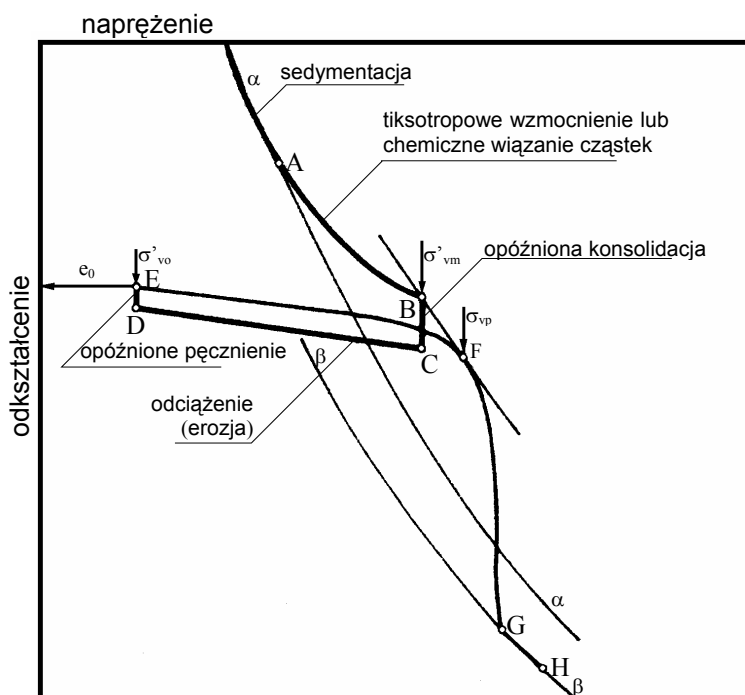
Zapisując stan naprężenia w postaci macierzy uzyskuje się tzw. tensor naprężenia w danym punkcie w postaci:

$$\sigma_{xyz} = \begin{Bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yz} & \sigma_y & \tau_{yx} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

Zmieniając kierunki osi układu można uzyskać taki stan składowych naprężenia, że naprężenia styczne będą równe zero, a składowe normalne naprężenia staną się głównymi:

$$\sigma_{ij} = \begin{Bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

Obecny chwilowy stan naprężenia w gruncie powstał w wyniku zmian składowych naprężenia zachodzących w przeszłości (rys. 2.2).



Rysunek 2.2. Czynniki warunkujące historię napężenia w gruncie, opisaną charakterystyką napężenie – odkształcenie (Silvestri, 1981)

W trakcie powstawania gruntu po zakończeniu procesu sedymentacji cząstek, wzmocnienie gruntu jako efekt fizycznego i chemicznego oddziaływania cząstek doprowadza do wystąpienia maksymalnej składowej pionowej napężenia $\sigma_z = \sigma_{vm}$. W czasie opóźnionej konsolidacji przy stałej wartości składowej pionowej napężenia $\sigma_z = \sigma_v$ wartość składowej poziomej $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_h$ wzrasta zgodnie z odcinkiem BC. Odciążenie podłoża gruntowego spowodowane odejściem lodowca, erozją (wietrzeniem), wahaniem położenia zwierciadła wody gruntowej doprowadza do zmniejszenia wartości obu składowych napężenia, które osiągają obecny stan napężenia „in situ” σ'_{v0} reprezentowany przez punkt E na rys. 2.2.

Znajomość obecnego stanu napężenia oraz historii jego powstawania umożliwia podział gruntów w złożu na:

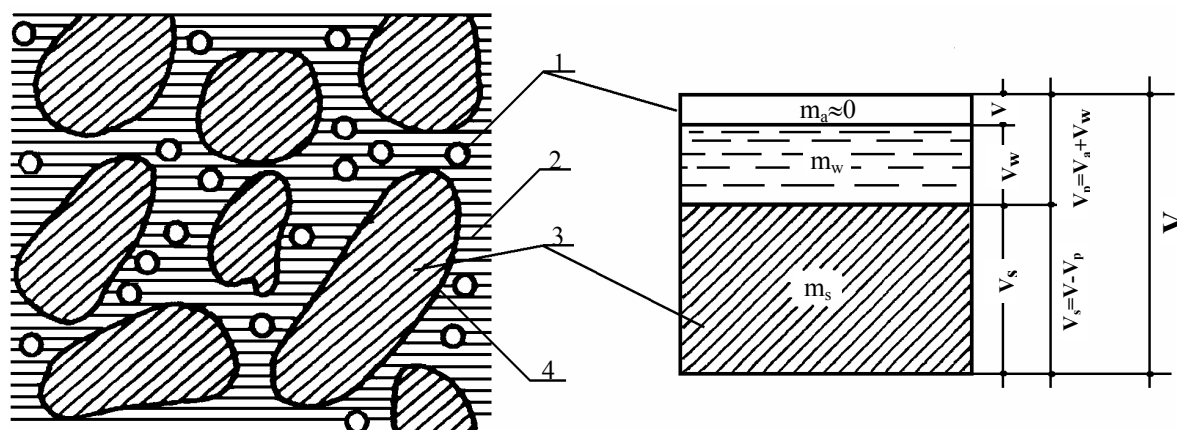
- normalnie skonsolidowane (NC), w których obecna wartość pionowej składowej napężenia σ_{v0} równa jest jej maksymalnej wartości z przeszłości σ_{vmax} , ($\sigma_{v0} = \sigma_{vmax}$),
- prekonsolidowane (OC), w których obecna wartość pionowej składowej napężenia σ_{v0} jest niższa od jej maksymalnej wartości z przeszłości σ_{vmax} ($\sigma_{v0} < \sigma_{vmax}$)

Do identyfikacji gruntów normalnie skonsolidowanych i prekonsolidowanych konieczne jest znajomość naprężenia prekonsolidacji σ'_p określanego jako maksymalną wartość pionowej składowej naprężenia jakie grunt przenosił w przeszłości oraz współczynnika prekonsolidacji $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$.

Zatem grunt o współczynniku $OCR = 1$ jest gruntem normalnie skonsolidowanym (*NC*) natomiast grunt o $OCR > 1$ jest gruntem prekonsolidowanym (*OC*).

2.2 Trójfazowa budowa gruntu, rodzaje cząstek i minerałów

Grunt składa się z oddzielnych ziaren i cząstek, tworzących układ porowaty. W zależności od warunków powstawania gruntu, jego historii obciążenia i wilgotności, pory w gruncie wypełnia woda lub gaz, a najczęściej obie te substancje występują razem (rys. 2.3). W każdym przypadku woda pokrywa powierzchnię cząstek, a gaz jest w postaci pęcherzyków. Tak więc w gruncie wyróżnia się: **fazę stałą** (ziarna i cząstki), **fazę ciekłą** (woda) i **fazę gazową** (powietrze, para wodna i gazy).



Rysunek 2.3. Fazy w ośrodku gruntowym: 1 – pęcherzyki powietrza, 2 – woda wolna, 3 – cząstki stałe, 4 – woda błonkowa (Glinicki, 1979)

2.2.1 Rodzaje cząstek i minerałów

Skład mineralny gruntów zależy od minerałów budujących ziarna i cząstki, z których składają się poszczególne grunty rozdrobnione (Pisarczyk, 1999):

- bloki i głazy skalne oraz ziarna żwirowe mają ten sam skład mineralny co skały macierzyste,
- ziarna piaskowe w naszym klimacie składają się z kwarcu i krzemionki, które są dość odporne na wietrzenie chemiczne. Natomiast świeżo powstałe piaski mogą zawierać ziarna skaleni, a te są podatne na wietrzenie chemiczne. W innych krajach znane są piaski mikowe, gipsowe i wapienne,
- cząstki pyłowe (mączka skalna) powstają wskutek tarcia i zaokrąglenia krawędzi okruchów skalnych w czasie ich przenoszenia przez wodę i wiatr. Świeżo odłożone pyły zawierają obok cząstek kwarcowych i krzemionkowych znaczną ilość cząstek skaleniowych lub mikowych, które szybko ulegają procesowi wietrzenia chemicznego i są albo wymywane lub pozostają jako cząstki ilowe tworząc pyły ilaste (gliny pylaste),
- cząstki ilowe składają się przeważnie z minerałów ilowych, powstałych jak produkt chemicznego wietrzenia skaleni lub mik.

Minerały ilowe odznaczają się warstwową budową krystaliczną. Kryształy minerałów ilowych mają kształt blaszek o zarysach heksagonalnych (tab. 2.2).

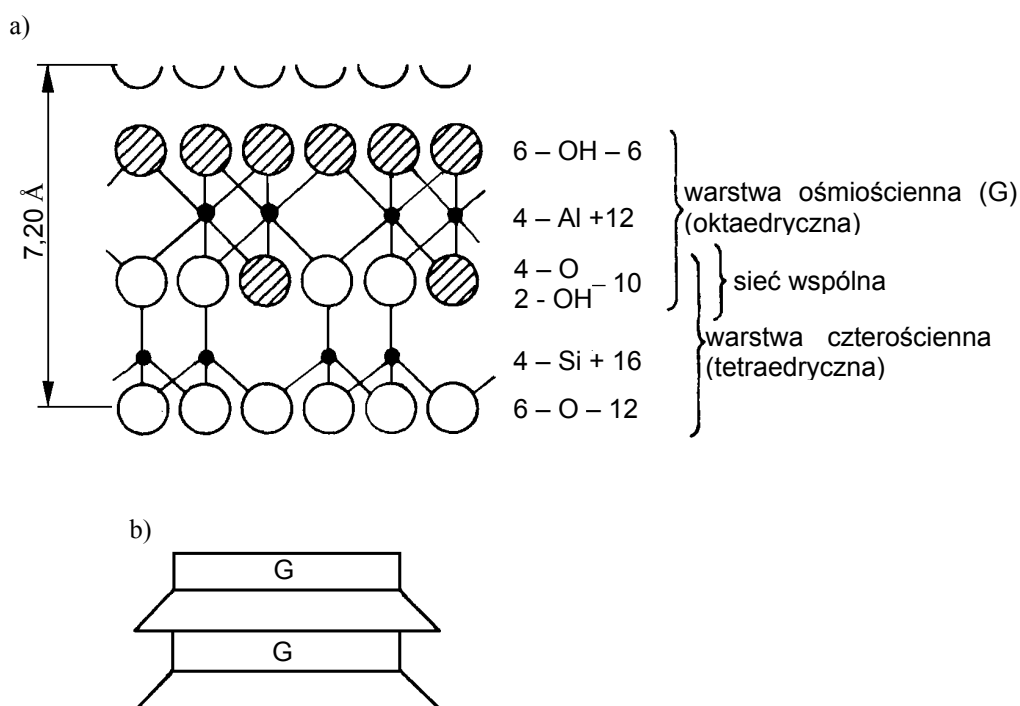
Tabela 2.2. Orientacyjne wymiary cząstek (Lambe i Whitman, 1978)

Minerał	Powierzchnia właściwa [m ² /g]	Wymiary cząstek [μm]	
		długość	grubość
Kaolinit	10 ÷ 20	0,3 ÷ 3,0	0,03 ÷ 1,0
Illit	80 ÷ 100	0,1 ÷ 2,0	0,01 ÷ 0,2
Montmorylonit	800	0,1 ÷ 1,0	0,001 ÷ 0,01

Warstwy minerałów są utworzone z tetraedrów (czworościanów) krzemowo-tlenowych i oktaedrów (ośmiościanów) glinowo-tlenowo-wodorotlenowych lub magnezowo-tlenowo-wodorotlenowych. Warstwy tetraedryczne i oktaedryczne łączą się ze sobą w pakiety dwuwarstwowe i trójwarstwowe. W zależności od wzajemnego układu zasadniczych warstw w pakiecie i ewentualnych dodatkowych elementów powstają różne minerały ilowe: kaolinit, montmorylonit, illit (Grabowska-Olszewska i in., 1977).

Minerały kaolinitowe są głównym składnikiem glin ceramicznych i kaolinu.

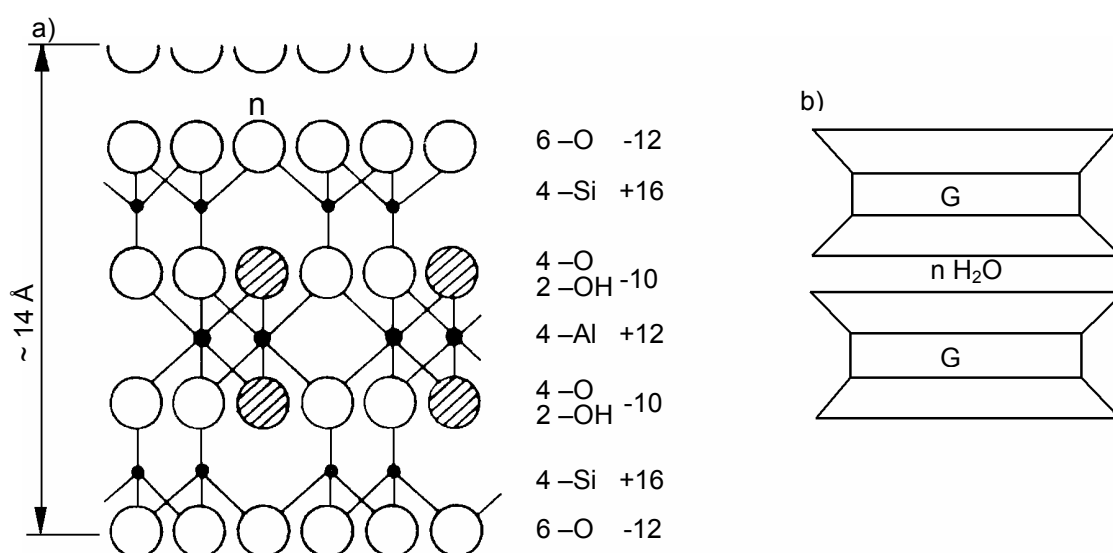
Kaolinit powstaje w wyniku chemicznego wietrzenia skał w środowisku kwaśnym. Struktura krystaliczna kaolinitu składa się z pakietów dwuwarstwowych, w których jedna warstwa tetraedryczna jest połączona z jedną warstwą oktaedryczną silnymi wiązaniami jonowo-atomowymi. Pomiedzy poszczególnymi pakietami istnieją wiązania wodorowe, łączące atomy tlenu warstwy krzemowotlenowej ograniczającej pakiet z jednej strony z grupami wodorotlenowymi sąsiedniego pakietu. Kaolinit charakteryzuje się dużą spójnością i odpornością na czynniki działające w kierunku rozsunięcia poszczególnych pakietów. Grunty kaolinitowe zalicza się do mało hydrofilnych tzn. o niskiej wilgotności, słabym pęcznieniu i małej ścisłości, ponieważ silne wiązania między pakietami utrudniają dostęp wody (rys. 2.4).



Rysunek 2.4. Struktura kaolinitu: a) budowa atomowa, b) symboliczny schemat budowy (Lambe i Whitman, 1978)

Minerały montmorylonitowe wchodzą głównie w skład bentonitów i ziem bielących. Montmorylonit powstaje w wyniku wietrzenia tufów wulkanicznych w środowisku alkalicznym i silnie zasolonym. Jego struktura krystaliczna składa się z pakietów trójwarstwowych, w których pomiędzy dwiema warstwami tetraedrycznymi jest zawarta warstwa oktaedryczna, powierzchnie elementarnych sąsiadujących ze sobą pakietów

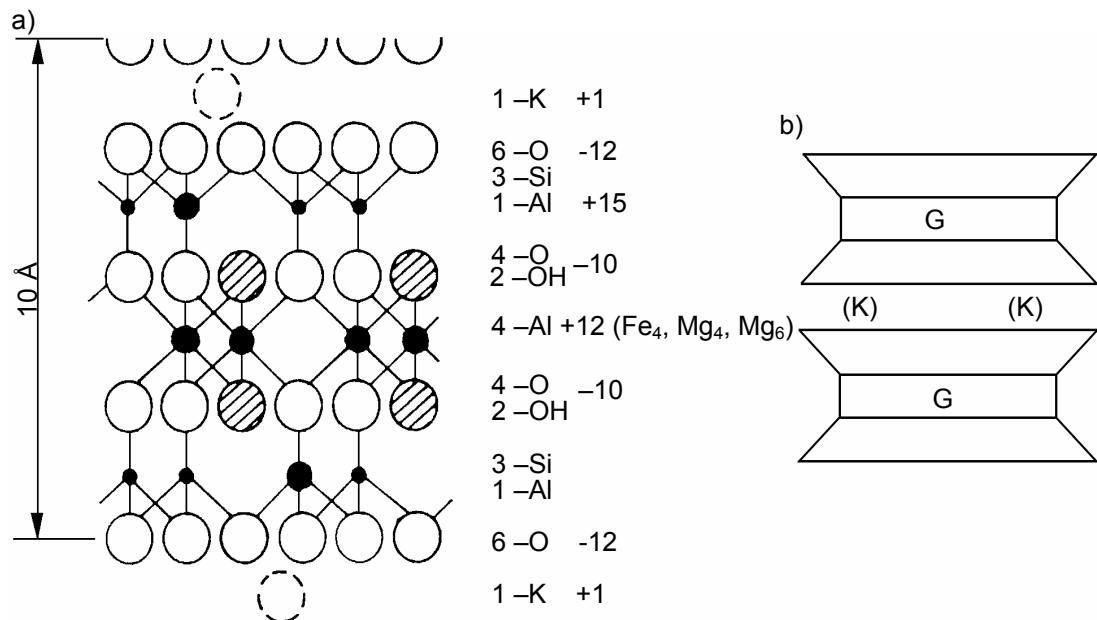
są obsadzone przez atomy tlenu będące przyczyną słabej więzi między pakietami (a nawet odpychania). Taka budowa ułatwia wnikanie w przestrzenie międzypakietowe znacznej ilości kationów i wody, dlatego też montmorylonity wykazują duże zdolności do pęcznienia, co z kolei prowadzi do zmiany odległości międzypłaszczyznowych. Zdolność pęcznienia zależy od właściwości kationu wymiennego i od ciśnienia pary wodnej. Bardziej pęcznią montmorylonity sodowe niż wapniowe czy magnezowe. Montmorylonit zalicza się do materiałów silnie hydrofilowych, co przejawia się ich wysoką wilgotnością, dużym pęcznieniem i dużą ściśliwością oraz do minerałów o dużej zdolności adsorpcyjnej i wymiany jonowej (rys. 2.5).



Rysunek 2.5. Struktura montmorylonitu: a) budowa atomowa, b) symboliczny schemat budowy (Lambe i Whitman, 1978)

Minerały illitowe. Illit jest rozpowszechnionym składnikiem skał ilastych, zwłaszcza łupków ilastych tworzących się w środowisku morskim. Występuje również wśród produktów wietrzenia skał i innych glinokrzemianów. Stanowi dominującą część frakcji ilowej różnych pod względem genetycznym i litologicznym typów gruntów spoistych. Struktura krystaliczna jest trójwarstwowa typu montmorylonitu. W warstwach tetraedrycznych jony krzemu są zastępowane przez jony glinu, co powoduje powstawanie ujemnego ładunku pakietu. Ładunek ten jest kompensowany przez międzypakietowe jony potasu K^+ . W przestrzeni międzypakietowej mogą istnieć oprócz K^+ jony Ca^{2+} , Mg^{2+} i H^+ (w małej ilości). W lukach oktaedrycznych jony Al^{3+} są zastępowane diadochowo (zdolność do zastępowania się jonów w sieci krystalicznej nazywa się diadochią) przez jony Fe^{3+} , Mg^{2+} ,

Fe^{2+} . Woda w strukturze illitów wiązana jest hydroksylowo (w postaci grup OH). Pakiety są silnie związane przez kationy międzypakietowe, co uniemożliwia przenikanie wody w przestrzenie międzypakietowe. Illity wykazują hydrofilność i aktywność w reakcjach sorpcji i wymiany jonowej pośrednią między kaolinitem o montmorylonitem (rys. 2.6).

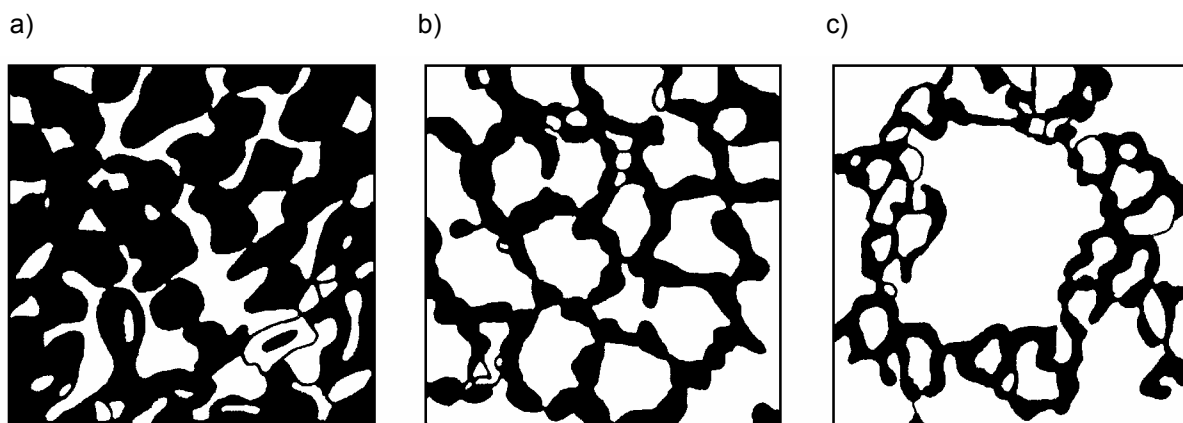


Rysunek 2.6. Struktura illitu: a) budowa atomowa, b) symboliczny schemat budowy (Lambe i Whitman, 1978)

2.2.2 Struktura gruntu

Wzajemny układ ziaren i cząstek gruntowych, tworzących szkielet gruntowy, nazywamy strukturą gruntu. Struktura gruntu zależy od jakości i wymiarów cząstek oraz od warunków powstawania gruntu. Rozróżnia się trzy typowe struktury gruntów (rys. 2.7):

- ziarnistą
- komórkową
- kłaczkową



Rysunek 2.7. Typowe struktury gruntów: 1 – pęcherzyki powietrza, 2 – woda wolna, 3 – cząstki stałe, c) woda błonkowa (Witun, 1987)

Cechą charakterystyczną gruntu jest porowatość, która zależy od warunków, w jakich grunt ulegał odłożeniu. Grunty odłożone przez wolno płynącą wodę lub wiatr mają stosunkowo dużą porowatość, natomiast osadzone w szybko płynącej wodzie są bardziej zagęszczone.

Struktura ziarnista jest charakterystyczna dla piasków i żwirów o ziarnach wykazujących znikome wzajemne przyciąganie; cechuje ją porowatość gruntów w granicach $20 \div 50 \%$.

Struktura komórkowa jest charakterystyczna dla gruntów ilastych, odłożonych w wodzie bez uprzedniego skoagulowania się opadających cząstek. Opadające pojedyncze cząstki pyłowe i ilowe przy zetknięciu się z innymi, wcześniej osadzonymi, są przyciągane przez nie i to z siłą często większą od ciężaru opadających cząstek. Łączące się w ten sposób cząstki tworzą szkielet o strukturze komórkowej. Grunty takie wykazują dużą porowatość, znacznie większą niż 50%.

Struktura kłaczkowa powstaje z cząstek prawie wyłącznie ilowych, opadających w wodzie z rozpuszczonymi solami. Roztwory te powodują zmniejszenie potencjału elektrokinetycznego cząstek (różnica potencjałów w warstwie dyfuzyjnej nazywa się potencjałem elektrokinetycznym ξ), które łączą się już podczas opadania między sobą w kłaczkę i po opadnięciu tworzą strukturę kłaczkową. Struktura kłaczkowa odznacza się bardzo dużą porowatością.

2.3 Fizykochemiczne oddziaływanie cząstek gruntowych i wody

Miejscem występowania wielu zjawisk natury fizykochemicznej (adsorpcja wody błonkowej i jonów, potencjał elektrokinetyczny, pojemność wymienna, kohezja itp.) jest powierzchnia graniczna pomiędzy fazą stałą (cząstkami) i fazą ciekłą (wodą lub roztworem różnych związków chemicznych). Zjawiska te mają istotny wpływ na jakość i pracę gruntu, decydują o jego strukturze, ściśliwości i wytrzymałości oraz o możliwości wzmocnienia danego gruntu za pomocą odpowiednich środków fizycznych lub chemicznych (tzw. stabilizacja gruntu). Intensywność zjawisk dla różnych gruntów jest różna i zależy od składu mineralnego ich ziaren i cząstek, od składu chemicznego roztworu wodnego znajdującego się w porach gruntu oraz od wielkości powierzchni granicznej. **Powierzchnia graniczna** jest to powierzchnia kontaktu pomiędzy fazą stałą i fazą ciekłą. Wielkość powierzchni granicznej w przeliczeniu na jednostkę objętości danego gruntu nazywa się **powierzchnią właściwą**. Im drobniejsze są cząstki danego ośrodka, tym większa jest jego powierzchnia właściwa i tym większa jest jego aktywność fizykochemiczna. Piasek o średnicy ziaren wynoszącej około 1 mm ma powierzchnię właściwą około $6 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$, natomiast ły zawierające powyżej 30 % cząstek ilowych (o wymiarach mniejszych niż 0,002 mm) mają powierzchnię właściwą tysiąckrotnie większą (Stępkowska, 1972).

2.3.1 Zjawiska fizykochemiczne na powierzchni granicznej

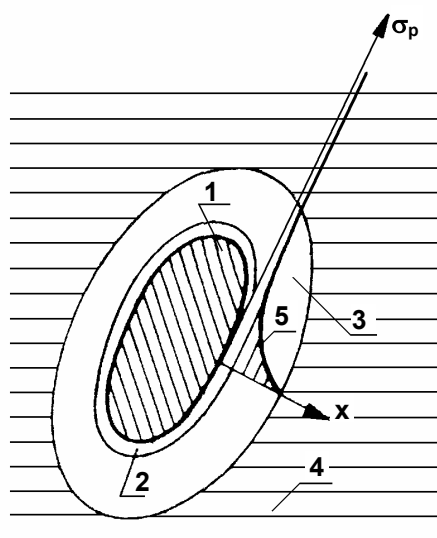
Cząstki gruntowe są zbudowane z różnych jonów (Wiłun, 1987). Jony znajdujące się wewnątrz cząstek (wewnątrz siatki krystalicznej) są całkowicie zrównoważone, gdyż otoczone są dookoła odpowiednimi jonami danego ciała. Jony znajdujące się na powierzchni granicznej są związane tylko z jednej strony cząstki, a od strony zewnętrznej nie są związane i dążą do połączenia się z jonami lub molekułami znajdującymi się w zasięgu ich sił molekularnego przyciągania. Dzięki temu cząstka gruntowa uzyskuje możliwość wiązania na swojej powierzchni granicznej molekuł wodnych, tworzących **wodę związaną** oraz jonów (odwrotnego znaku niż jony znajdujące się na warstwie granicznej siatki krystalicznej) tworzących **podwójną warstwę jonową**.

Warstwa wody związanej składa się z dwóch podwarstw: pierwszą stanowi woda higroskopijna (adsorbowana), a drugą woda błonkowata.

Woda adsorbowana (higroskopijna) tworzy powłokę na powierzchni cząstki gruntu na skutek przyciągania molekuł wodnych wraz z kationami przez aniony na powierzchni cząstki mineralnej. Powłoka ta to warstwa kationów trwale związanych z powierzchnią cząstki. Siła wiążąca wodę adsorbowaną na powierzchni cząstki osiąga 2500 MPa, co nadaje wodzie cech ciała stałego o gęstości $\rho \approx 1,7 \text{ g/cm}^3$. Zamarza przy temperaturze -78°C .

Siły wiążące poszczególne molekuły wody maleją w miarę oddalania się od powierzchni cząstki gruntu. W polu ich działania poza podwarstwą wody higroskopijnej tworzy się druga podwarstwa, nosząca nazwę **wody błonkowej**, związana już znacznie słabiej z powierzchnią cząstki. Woda błonkowa przesuwana się z jednej cząstki na drugą niezależnie od siły ciężkości do chwili wyrównania grubości wodnej na obu cząstkach. Zamarza w temperaturze $-1,5^\circ\text{C}$ i nie przekazuje ciśnienia hydrostatycznego.

Grubość warstwy wody związanej na powierzchni cząstek ma wpływ na właściwości fizyczne i mechaniczne gruntów (m.in. przepuszczalność, ścisłość). W gruntach o zmniejszających się wymiarach ziaren powierzchnia właściwa rośnie bardzo szybko, ilość wody związanej w gruntach bardzo drobnoziarnistych jest więc coraz większa (rys. 2.8).



Rysunek 2.8. Rozkład sił jednostkowych przyciągających wodę związaną: 1 – cząstka stała, 2 – woda adsorpcyjna (higroskopijna), 3 – woda błonkowa, 4 – woda wolna, 5 – wykres sił przyciągania molekularnego (Wilun, 1987)

Zawartość wody związanej w gruncie można określić, kontrolując wysychanie próbki gruntu w stałej temperaturze, wynoszącej ok. 102°C . Woda wolna odparowuje stosunkowo szybko, woda związana natomiast coraz wolniej, w miarę odparowywania coraz głębszych warstw molekuł wody związanej. Dlatego też w początkowym okresie odparowywania wody wolnej obserwuje się stałą prędkość wysychania gruntu. Moment zmniejszania się prędkości wysychania można przyjąć za początek odparowywania wody związanej, a zawartość wody w tym momencie można uważać za ilość wody związanej.

Błonki wody związanej wykazują działanie rozklinowujące cząstki, odsuwając je od siebie, gdyż siły powierzchniowego przyciągania molekuł wodnych są większe niż siły wzajemnego przyciągania się cząstek. Jest to związane również z tym, że w obrębie wody błonkowej molekuły wodne (jako dipole; dipol to elementarny układ dwóch jednakowych co do wartości ładunków elektrycznych o przeciwnym znaku) są skierowane dodatnimi biegunami do anionów na powierzchni cząstki, a ujemnymi biegunami do kationów znajdujących się w wodzie błonkowej lub do dodatnich biegunów sąsiednich molekuł wodnych. W przypadku bezpośredniego dotyku błonek wodnych sąsiednich cząstek gruntowych występuje ich wzajemne odpychanie się, ze względu na jednakowy znak biegunów molekuł wodnych w miejscu styku.

Warstwa podwójna jonowa. Każda cząstka gruntowa jest otoczona nie tylko molekułami wody, lecz i kationami lub anionami uwodnionymi, które równoważą elektrostatyczne aniony albo kationy, utwierdzone na powierzchni cząstki gruntowej. Najczęściej na powierzchniach bocznych cząstek gruntowych są utwierdzone aniony, a na krawędziach cząstek – kationy. Dokoła każdej cząstki występuje warstwa dyfuzyjna (z adsorbowanych uwodnionych kationów lub anionów). Warstwa jonów utwierdzonych na powierzchni i cząstki i warstwa dyfuzyjna z adsorbowanych jonów tworzą łącznie tzw. warstwę podwójną.

Grubość warstwy podwójnej i warstwy wody związanej zależy od składu chemicznego cząstki stałej oraz od wartościowości adsorbowanych jonów.

Na siłę przyciągania i odpychania cząstek gruntu ma wpływ obecność lub brak warstwy kationów między cząsteczkami. Jedna warstwa kationów osłabia wzajemne przyciąganie cząstek, a każda kolejna powoduje, że przyciąganie cząstek jeszcze bardziej maleje. Siły przyciągania i odpychania cząstek gruntu zależą również od wartościowości kationów adsorbowanych – im większa wartościowość kationów, tym mniej jest ich w warstwie dyfuzyjnej, tym lepsze właściwości mechaniczne ma grunt.

2.3.2 Pojemność wymienna jonów

Grunty o dużej powierzchni właściwej mają zdolność wiązania jonów ciał rozpuszczonych w wodzie przy jednoczesnym oddawaniu do roztworu równoważnej liczby jonów (Pisarczyk, 1999). Wymiana jonów zachodzi w warstwach wody związanej, a także w sieci krystalicznej cząstek. Całkowita liczba jonów w gruncie, mogących brać udział w

wymianie, nosi nazwę **pojemności wymiennej**. Pojemność wymienna jest wyrażona w miligramorównoważnikach (miliwalach) na 100 g suchego gruntu [mwal/100g] i określa się ją w środowisku obojętnym ($\text{pH} = 7$). Mechanizm wymiany jonów (kationów) zależy od charakteru sieci krystalicznej minerałów.

Cząstki kaolinitu mają sztywną sieć krystaliczną; dostęp znajdujących się w roztworze jonów do przestrzeni międzypakietowych jest niemożliwy. Podstawowe powierzchnie cząstki kaolinitu są elektrycznie obojętne, dlatego też reakcje wymiany w cząstkach kaolinitu zachodzą tylko na krawędziach sieci krystalicznej. Wobec tego pojemność wymienna dla kaolinitu wynosi 3-15 mwal/100g.

Illity mają także sztywną sieć krystaliczną, a ich płaszczyzny podstawowe znaczny ujemny ładunek elektryczny, który pochodzi od nie skompensowanych ładunków wynikających z przestawień diadachowych (np. Si^{4+} na Al^{3+}). W związku z tym wymiana jonów w illitach zachodzi nie tylko na krawędziach ale i na wszystkich zewnętrznych powierzchniach płaskich cząstek. Stąd pojemność wymienna illitów jest większa niż kaolinitu i wynosi 10 – 40 mwal/100g.

W przypadku montmorylonitu w wyniku ruchomej sieci krystalicznej wymiana jonowa zachodzi na zewnętrznych i wewnętrznych powierzchniach cząstki. Wartość pojemności wymiennej dla montmorylonitów wynosi 80 – 150 mwal/100g.

Poznanie składu jonów wymiennych i zmian tego składu w czasie ma duże znaczenie praktyczne, gdyż właściwości gruntów spoistych zależą m.in. od składu jonów wymiennych.

2.3.3 Potencjał elektrokinetyczny

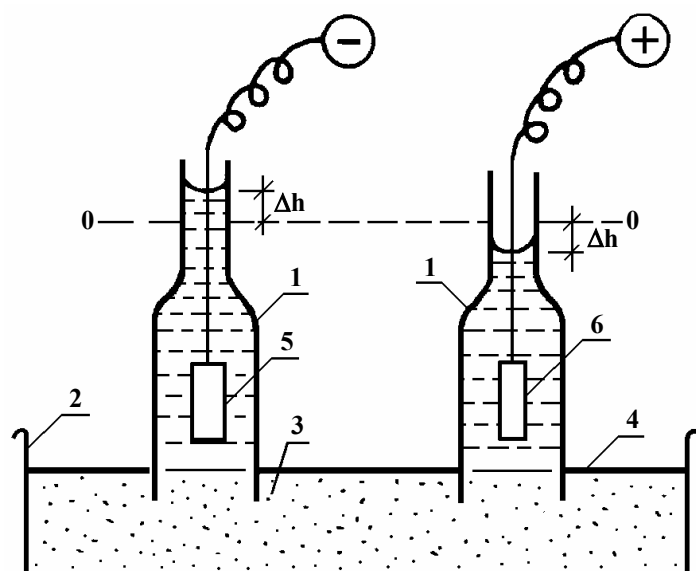
W związku ze zmienną koncentracją kationów, znajdujących się w warstwie dyfuzyjnej, istnieje w niej pewien spadek potencjału. Różnica potencjału pomiędzy powierzchnią cząstki a zewnętrzną granicą warstwy dyfuzyjnej nazywa się **potencjałem termodynamicznym** ϵ , natomiast różnica potencjału w warstwie dyfuzyjnej nazywa się **potencjałem elektrokinetycznym** ξ . Wartość potencjału ξ jest ważnym parametrem fizykochemicznym powierzchni granicznej cząstki kontaktującej się z roztworem. Wartość i znak potencjału ξ zależy od składu mineralnego cząstek gruntowych, wilgotności gruntu, jakości i ilości jonów znajdujących się w roztworze wodnym, pH roztworu wodnego zawiesiny oraz temperatury gruntu (Wiłun, 1987).

Większość minerałów charakteryzuje się znakiem ujemnym potencjału elektrokinetycznego. Gdy w zawieszynie gruntowej wszystkie cząstki mają potencjał tego samego znaku to wzajemnie się odpychają. Odpychanie jest tym większe, im większy jest ich potencjał elektrokinetyczny. Gdy potencjał $\xi = 0$ lub jest dostatecznie mały, cząstki zawiesiny tracą zdolność wzajemnego odpychania i ulegają siłom wzajemnego przyciągania. Zawiesina koaguluje, co przejawia się łączeniem cząstek w większe skupienia – kłaczkę, które opadają i tworzą galaretowaty osad o dużej porowatości. Elektrolitami powodującymi koagulację mogą być kwas solny lub chlorek wapnia, które to poprzez zmianę pH zawiesiny wywołują zmianę znaku potencjału elektrokinetycznego. W celu rozdzielenia agregatów w gruncie na oddzielne cząstki gruntowe, należy zwiększyć potencjał elektrokinetyczny przez dodanie odpowiedniego stabilizatora, np. roztworu amoniaku, szkła wodnego czy sodu. Należy pamiętać, że koagulacji lub stabilizacji zawiesin towarzyszy wiele dodatkowych zjawisk, jak wymiana jonów, zmiana grubości warstwy wody błonkowej i warstwy dyfuzyjnej, zmiana temperatury itp.; zjawiska te mogą skomplikować przebieg reakcji.

2.3.4 Zjawiska elektrokinetyczne

Pory w gruncie tworzą siatkę kanalików o zmiennych przekrojach. Na ściankach tych kanalików i na pojedynczych cząstkach znajduje się podwójna warstwa jonowa i silnie związana woda błonkowata. W gruntach drobnoziarnistych przepływ wody tymi kanalikami jest utrudniony, ponieważ woda błonkowata wypełniająca pory stawia duży opór. Jeśli przez grunt przepuści się stały prąd elektryczny, to wskutek jego działania pewna część warstwy dyfuzyjnej kationów zostanie przemieszczona stycznie do warstwy utwardzonej i nastąpi przepływ wody w kierunku elektrody o przeciwnym znaku. Zjawisko to nazywa się **przepływem elektroosmotycznym**. Zostało ono po raz pierwszy odkryte przez *Reussa* w 1807 roku na Uniwersytecie Moskiewskim (Wiłun, 1987). Schemat przyrządu *Reussa* pokazano na rys. 2.9. Do pasty gruntowej (iłu) wciska się dwie szklane rurki i wypełnia je wodą. W jednej rurce umieszcza się katodę, w drugiej anodę i włącza stały prąd elektryczny. Po pewnym czasie można stwierdzić, że poziom wody przy katodzie podniósł się, przy anodzie obniżył się i wystąpiło tu zmętnienie wody wskutek dopływu cząstek ilowych. Doświadczenie to ilustruje wyraźnie zarówno przepływ elektroosmotyczny wody, jak i zjawisko wędrówki cząstek stałych, mających potencjał elektrokinetyczny, do elektrody

odmiennego znaku. Zjawisko wędrówki cząstek stałych nazywa się **elektroforezą** lub **elektrokataforezą**.



Rysunek 2.8. Schemat przyrządu Reussa: 1 – rurka szklana, 2 – kuweta szklana, 3 – grunt (il), 4 – parafina, 5 – katoda, 6 – anoda (Kollis, 1966)

Znane jest zjawisko odwrotne do elektroosmozy, a mianowicie przy przemieszczaniu się wody względem cząstek stałych (filtracji) powstaje potencjał elektryczny, tzw. **potencjał przepływu**. Zjawisko elektroosmozy wykorzystuje się do osuszania gruntów, do wprowadzania elektrolitów do gruntu w celu jego wzmocnienia lub uszczelnienia (w Polsce metoda cebertyzacji) i do zagęszczania gruntów spoistych (w wyniku wytwarzania się pod wpływem elektroosmozy w wodzie porowej znacznego ujemnego ciśnienia porowego).

2.3.5 Zjawisko tiksotropii

Pod pojęciem zjawisk **tiksotropowych** lub **tiksotropii** w chemii koloidów rozumie się zdolność pewnych układów koloidalnych do rozrzedzania się pod wpływem działania mechanicznego (wibracji, wstrząsów, mieszania, działania ultradźwięków itp.) a następnie powrotu do poprzedniego stanu, w którym ośrodek wykazuje cechy ciała stałego, gdy działanie to ustanie. Tak więc tiksotropia to zjawisko przechodzenia żelu w zol i odwrotnie, wskutek tylko mechanicznych oddziaływań. Zjawisko tiksotropii różni się od koagulacji tym, że w czasie koagulacji powstają oddzielne kłaczkii, nie połączone między sobą, natomiast

tworzenie się żelu obejmuje wszystkie cząstki zawiesiny, z których po pewnym czasie powstaje ciągła struktura komórkowa (Wiłun, 1987).

Właściwości tiksotropowe mają grunty zawierające cząstki ilowe o rozmiarach koloidów ($< 0,002$ mm), mimo, że szkielet tych gruntów może się składać z cząstek pyłowych i ziaren drobnego piasku. Cząstki ilowe i koloidalne tworzą pomiędzy większymi ziarnami tiksotropowe spoiwo w postaci ciągłej siatki przestrzennej, nadają gruntowi spoistość i wytrzymałość. Struktura tiksotropowa spoiwa gruntu może być naruszona wskutek drgań i wibracji, które powodują znaczne uplastycznienie gruntu, a nawet jego upłynnienie.

Zjawisko tiksotropii można zaobserwować na budowach, gdy pod wpływem wibracji powodowanej przez gąsienice koparek lub spycharek grunt się upłynnia do głębokości ok. 40 cm oraz podczas wbijania pali. Wzmocnienie tiksotropowe występujące po ustaniu działania wibracji na grunt jest powodowane tworzeniem nowych wiązań strukturalnych, zwiększeniem ich ilości i siły. Zarówno osłabienie, jak i wzmocnienie tiksotropowe może być znaczne i powinno być brane pod uwagę przy projektowaniu i wykonywaniu robót budowlanych.

Pomimo praktycznego użytkowania zawiesin tiksotropowych nie wyjaśniono jeszcze dokładnie mechanizmu powstawania tego zjawiska. Najbardziej prawdopodobne jest przypuszczenie, że największe siły molekularnego przyciągania występują między krawędziami i powierzchniami cząstek ilowych, ponieważ na krawędziach są utwierdzone kationy, a na powierzchniach płaskich – aniony. Cząstki ilowe znajdujące się w zolu (zawiesinie) o małej koncentracji mają możliwość wykonywania ruchów obrotowych po pewnym czasie wskutek uderzeń otrzymywanych od drgających wolnych molekuł wodnych (ruchy cieplne) stykają się prostopadle do siebie, tworząc ponownie strukturę komórkową (żel).

3 KLASYFIKACJA GRUNTÓW I WŁAŚCIWOŚCI FIZYCZNE

3.1 Uziarnienie i charakterystyki uziarnienia

Szkielet gruntowy składa się z ziaren ($d > 0,05$ mm) i cząstek ($d < 0,05$ mm) różnej wielkości i kształtu. Ziarna większe od 0,05 mm można rozróżnić okiem nieuzbrojonym lub przy pomocy lupy. Cząstki o wymiarach $0,05$ mm $\div$ 1 μ można wyróżnić pod mikroskopem zwykłym. Dla zbadania kształtu i wielkości cząstek < 1 μ konieczne jest zastosowanie mikroskopu elektronowego.

Ziarna i cząstki gruntowe nie mają regularnego kształtu geometrycznego, dlatego większość ich oznaczana jest na podstawie umownych charakterystyk – innych dla ziaren i innych dla cząstek. Jako wielkości porównawcze przyjmuje się w tym celu tzw. **średnice zastępcze**.

Ziarna i cząstki gruntu dzielone są wg wielkości na grupy zwane **frakcjami**. Według normy PN-86/B-02480 wyróżniamy pięć następujących frakcji:

- | | |
|-------------------------------|--------------------------|
| • kamienista f_k o ziarnach | $d > 40$ mm |
| • żwirowa f_z o ziarnach | $d = 40 \div 2$ mm |
| • piaskowa f_p o ziarnach | $d = 2 \div 0,05$ mm |
| • pyłowa f_π o cząstkach | $d = 0,05 \div 0,002$ mm |
| • iłowa f_i o cząstkach | $d < 0,002$ mm |

Określając ilość poszczególnych frakcji w danym gruncie określa się jego **uziarnienie (skład granulometryczny)**. Tak więc uziarnienie gruntu określa się procentową zawartością poszczególnych frakcji w stosunku do ciężaru całej próbki badanego gruntu.

Według normy PN-EN ISO 14688 grunty należy przyporządkować do określonej grupy na podstawie ich składu granulometrycznego, niezależnie od wilgotności i zagęszczenia, z uwzględnieniem następujących charakterystyk:

- składu granulometrycznego
- plastyczności
- zawartości części organicznych
- genezy.

Tabela 3.1. Porównanie frakcji w gruncie w normach PN-86/B-02480 i PN-EN ISO 14688

Frakcje wg PN-EN ISO 14688-2				Frakcje wg PN-86/B-02480			
Grunty	Rodzaj gruntu	Symbol	Wymiary cząstek w mm	Wymiary cząstek w mm	Symbol	Frakcje	Grunty
BARDZO GRUBOZIARNISTE	Duże głazy (Large boulder)	LBo	>630				KAMIENISTE
	Głazy (Boulder)	Bo	>200÷630				
	Kamienie (Cobble)	Co	>63-200				
GRUBOZIARNISTE	Żwir (Gravel)	Gr	>2,0÷63	>2,0÷40	f_z	żwirowa	GRUBO-ZIARNISTE
	Żwir gruby (Coarse gravel)	CGr	>20÷63				
	Żwir średni (Medium gravel)	MGr	>6,3÷20				
	Żwir drobny (Fine gravel)	FGr	>2,0÷6,3				
	Piasek (Sand)	Sa	>0,063÷2,0	>0,05÷2,0 >0,5÷2,0 >0,25÷0,5 0,05÷0,25	f_p	piaskowa piasek gruby piasek średni piasek drobny	DROBNO-ZIARNISTE
	Piasek gruby (Coarse sand)	CSa	>0,63÷2,0				
	Piasek średni (Medium sand)	MSa	>0,2÷0,63				
	Piasek drobny (Fine sand)	FSa	>0,063÷2,0				
DRONOZIARNISTE	Pył (Silt)	Si	>0,002÷0,063	0,002÷0,05	f_π	pyłowa	DROBNO-ZIARNISTE
	Pył gruby (Coarse silt)	CSi	>0,02÷0,063				
	Pył średni (Medium silt)	MSi	>0,0063÷0,02				
	Pył drobny (Fine silt)	FSi	>0,002÷0,0063				
	II (Clay)	Cl	≤ 0,002	≤0,002	f_i	iłowa	

Określenie ilościowego podziału poszczególnych frakcji (ziaren, cząstek) w badanej próbce wykonuje się dwoma rodzajami metod:

1. metody bezpośrednie - oparte na pomiarze rzeczywistych wymiarów cząstek gruntowych. Do metod bezpośrednich należy **analiza sitowa** oraz niekiedy stosowane badania mikroskopowe, których celem jest określenie kształtu cząstek gruntu, a nie składu granulometrycznego gruntu.
2. metody pośrednie, w których wielkość cząstek gruntu zastępuje się średnicami teoretycznych kulek. W grupie metod pośrednich rozróżniane są metody oparte na procesie sedymentacji oraz metody rozdziału frakcji w strumieniu cieczy lub gazu. metodą pośrednią jest **analiza areometryczna**.

Analiza sitowa polega na przesiewaniu wysuszonej w temperaturze $105 \div 110$ °C próbki gruntu niespoistego przez odpowiedni komplet sit o różnych wymiarach oczek i obliczaniu w procentach masy ziaren pozostających na kolejnych sitach, w stosunku do całkowitej masy badanej próbki (Pisarczyk, 1999).

Komplet sit składa się z 9 sit o następujących wymiarach oczek kwadratowych siatki: 40, 25, 10, 2, 1, 0,5, 0,25, 0,10, 0,071 lub 0,063 mm. Czas przesiewania próbki na wstrząsarce wynosi 5 min. Przesiewanie uznaje się za zakończone, jeżeli próbka kontrolna nie wykazuje przechodzenia ziaren przez sita.

Zawartość wagową ziaren gruntu pozostałych na każdym sicie oblicza się ze wzoru:

$$Z_i = \frac{m_{si}}{m_s} \cdot 100\% \quad (3.1)$$

gdzie:

m_{si} – masa suchych ziaren pozostałych na sicie,

m_s – masa całej suchej próbki wziętej do analizy.

Mając wyznaczone wartości Z_i , oblicza się kolejno ich sumy, przy czym rozpoczyna się od sita najgrubszego, a następnie sporządza się **wykres uziarnienia** (krzywą uziarnienia) gruntu.

Analiza areometryczna polega na przygotowaniu jednorodnej zawiesiny badanego gruntu i wyznaczeniu za pomocą areometru jej gęstości objętościowej ρ_{zi} , zmieniającej się w miarę opadania cząstek zawiesiny (rys. 3.1).

Gęstość objętościowa zawiesiny ρ_{zi} zależy od masy zawartych w niej cząstek gruntu i może być wyznaczona według wzoru:

$$\rho_{zi} = m_{si} + \left(1 - \frac{m_{si}}{\rho_{si}}\right) \rho_w = m_{si} + \rho_w - \frac{m_{si} \rho_w}{\rho_s} \quad (3.2)$$

gdzie:

m_{si} – masa cząstek gruntu znajdujących się w danym czasie t_i na określonej głębokości H_i w jednostce objętości zawiesiny,

ρ_s – gęstość właściwa cząstek gruntu,

ρ_w – gęstość właściwa wody.

Po przekształceniu wzoru wyznacza się masę cząsteczek w jednostce objętości zawiesiny:

$$m_{si} = \frac{\rho_{zi} - \rho_w}{\rho_s - \rho_w} \cdot \rho_s = \frac{R_i \rho_s}{(\rho_s - \rho_w) \cdot 1000} \quad (3.3)$$

gdzie:

- ρ_{zi} – gęstość objętościowa zawiesiny w czasie t_i ,
- $R_i = (\rho_{zi} - \rho_w) \cdot 1000$ – skrócony wskaźnik areometru (areometry mają skalę od -10 do 30).

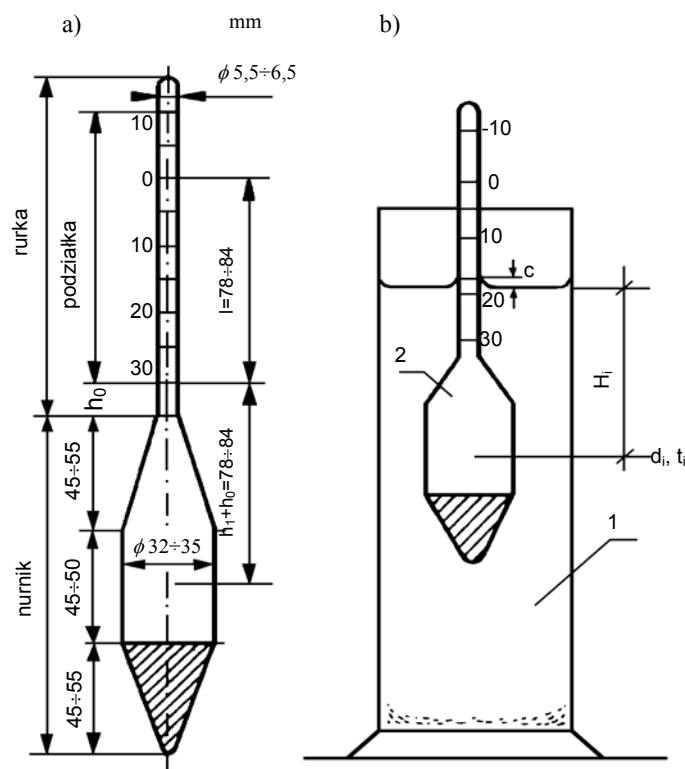
Bezpośrednio po dokładnym wymieszaniu zawiesiny w cylindrze otrzymuje się w każdym punkcie zawiesiny jednakową zawartość takich samych cząstek. Z chwilą postawienia cylindra z zawiesiną na stole rozpoczyna się sedymentacja (opadanie) cząstek. Prędkość opadania cząstek w cieczy zależy od ich średnicy i lepkości cieczy. Cząstki o jednakowych wymiarach opadają na całej wysokości cylindra z jednakową prędkością. W dolnych partiach zawiesiny na miejsce cząstek, które opadły niżej, wchodzi od góry w tej samej ilości cząstki o tych samych wymiarach. W związku z tym gęstość objętościowa zawiesiny w tych poziomach w początkowym okresie nie zmienia się. Zmienia się natomiast gęstość zawiesiny w górnych partiach cieczy, ponieważ na miejsce większych cząstek, które opadły w dół, nie mogą wejść od góry takie same następne cząstki, gdyż zdążyły już opaść poniżej rozpatrywanego poziomu. Po upływie czasu t_i na głębokości H_i poniżej zwierciadła zawiesiny w cylindrze nie będzie cząstek o średnicy równej lub większej niż d_i .

Średnicę tych cząstek oblicza się z przekształconego wzoru *Stokesa*:

$$d_i = \left[\frac{180\eta}{(\rho_s - \rho_w)g} \cdot \frac{H_i}{t_i} \right]^{1/2} \quad (3.4)$$

gdzie:

- $\frac{H_i}{t_i} = v_i$ – prędkość opadania cząstek [mm/s],
- η – współczynnik lepkości dynamicznej wody,
- d_i – średnica zastępcza cząstki,
- ρ_w – gęstość właściwa wody,
- g – przyspieszenie ziemskie,
- ρ_s – gęstość właściwa cząstek.



Rysunek 3.1. Schemat pomiaru gęstości zawiesiny za pomocą areometru: a) areometr, b) pomiar: 1 – cylinder z zawiesiną, 2 – areometr, (H_i – gęstość zanurzenia środka wyporu nurnika areometru, c – poprawka na menisk) (Pisarczyk, 1999)

W celu uproszczenia obliczeń odczyty gęstości (skrótowego wskaźnika R_i) wykonuje się w określonych czasach t_i , a następnie z tablic dla tych czasów odczytuje się średnice wzorcowe D_{wz} . Średnicę cząstek d_i oblicza się z uproszczonego wzoru:

$$d_i = D_{wz} k \quad (3.5)$$

gdzie:

k – współczynnik zależny od R_i (odczytywany z odpowiednich tablic),

D_{wz} – średnice wzorcowe (odczytywane z tablic).

Procentową zawartość cząstek o średnicach zastępczych mniejszych i równych d_i wyznacza się ze wzoru:

$$Z_i = \frac{m_{si} \cdot 1000}{m_s} \cdot 100 = \frac{\rho_s R_i}{(\rho_s - \rho_w) m_s} \cdot 100\% \quad (3.6)$$

gdzie:

m_s – masa suchej próbki pobranej do analizy (masę m_s oblicza się na podstawie masy próbki wilgotnej wziętej do analizy i określonej jej wilgotności),

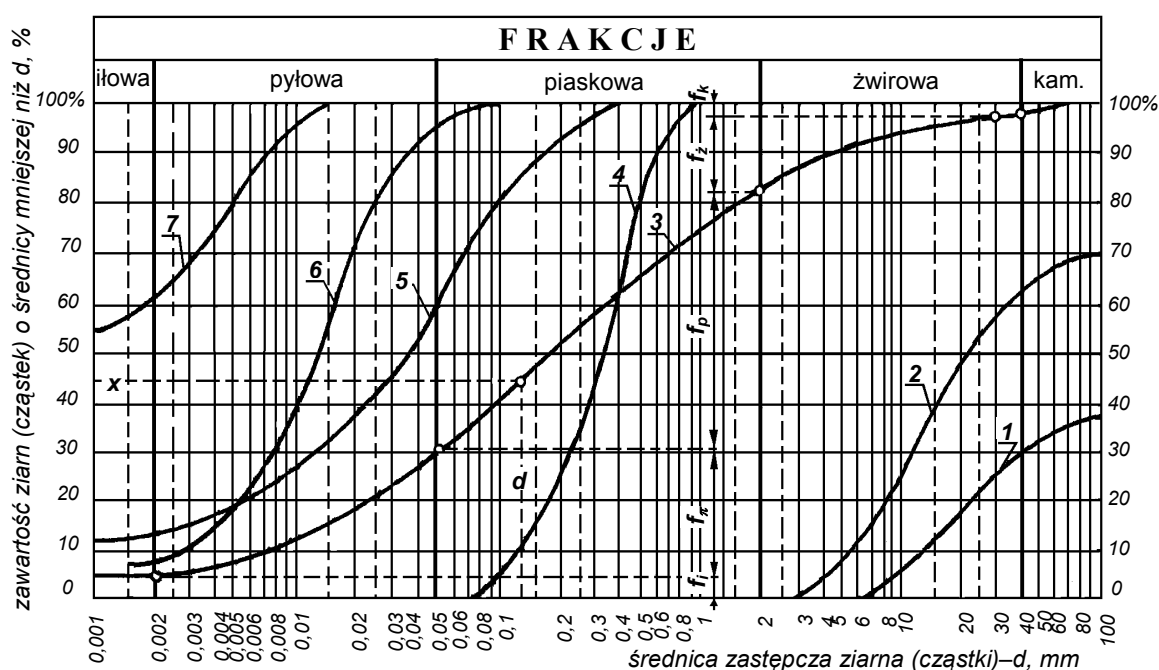
ρ_s i ρ_w – gęstość właściwa cząstek i gęstość właściwa wody.

Mając obliczone wartości d_i i Z_i sporządza się wykres uziarnienia.

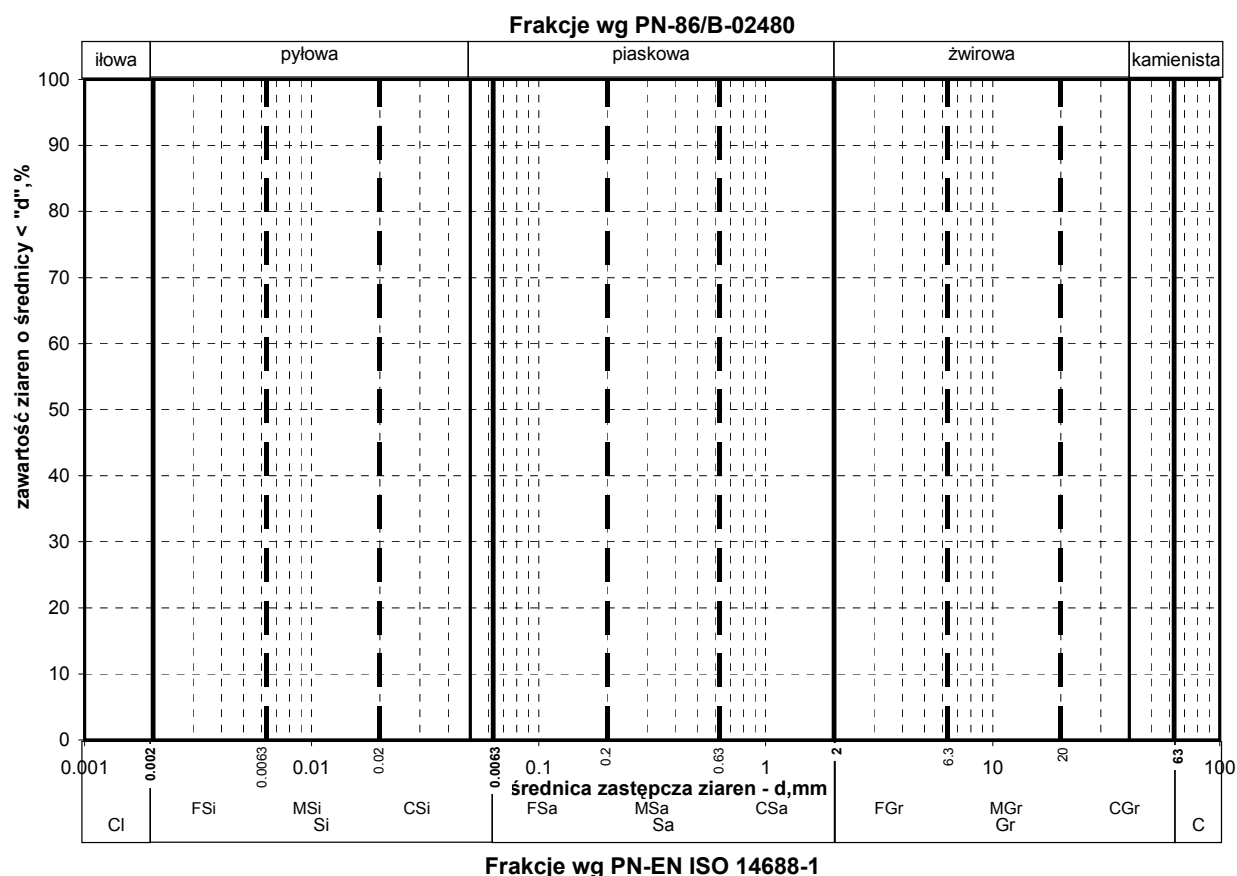
Po wykonaniu analizy granulometrycznej (metodą sitową lub sitowo-areometryczną) i obliczeniu procentowych zawartości masy ziaren i cząstek (o wymiarach mniejszych od kolejnych średnic d_i) sporządza się wykres uziarnienia (krzywe uziarnienia). Wykresy te nanosi się na siatkę półlogarytmiczną, gdzie na osi odciętych podano w skali logarytmicznej średnice ziarn i cząstek, a na osi rzędnych w skali dziesiętnej ich procentowe zawartości (rys. 3.2). Norma *PN-EN ISO 14688* wprowadza nową klasyfikację gruntów stąd nieco inny wygląd siatki, na którą nanoszona jest procentowa zawartość frakcji gruntu (rys.3.3)

Z wykresów krzywych uziarnienia można wyznaczyć:

- procentowe zawartości poszczególnych frakcji (niezbędne do określenia rodzaju gruntu),
- średnice cząstek d_{10} , d_{30} , d_{60} (niezbędne do określenia wskaźników uziarnienia gruntu) oznaczające średnice cząstek, które wraz z mniejszymi stanowią 10, 30, 60 %.



Rysunek 3.2. Krzywe uziarnienia gruntów wg normy PN-86/B-02480: 1 – grunt kamienisty, 2 – żwir, 3 – pospółka gliniasta, 4 – piasek średni, 5 – glina, 6 – pył, 7 – il (Pisarczyk, 1999)



Rysunek 3.3. Porównanie podziałek używanych w klasyfikacji gruntów wg norm PN-86/B-02480 i PN-EN ISO 14688

Uziarnienie gruntu charakteryzują dwa wskaźniki:

- **wskaźnik krzywizny uziarnienia:**

$$C = \frac{d_{30}^2}{(d_{10} \cdot d_{60})} \quad (3.7)$$

- **wskaźnik różnoziarnistości (uziarnienia gruntu):**

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (3.8)$$

Zależnie od wskaźnika różnoziarnistości grunty dzieli się na:

- równoziarniste, gdy $1 \leq U \leq 5$ (np. piaski wydmowe, lessy),
- różnoziarniste, gdy $5 \leq U \leq 15$ (np. gliny holocénskie),
- bardzo różnoziarniste, gdy $U > 15$ (np. gliny zwałowe, pospółki).

Znajomość wskaźników uziarnienia jest przydatna przy ocenie gruntu na nasypy ze względu na łatwość zagęszczania. Przydatne na nasypy pod tym względem są grunty dobrze uziarnione. Grunt jest dobrze uziarniony, jeżeli $C = 1 \div 3$, a $U > 4$ dla żwirów lub $U > 6$ dla piasków. Norma *PN-EN ISO 14688* wprowadza nową charakterystykę krzywej uziarnienia (tab.3.2) Znajomość wskaźnika U oraz średnicy d_{10} (tzw. średnica miarodajna) jest też niezbędna do określenia współczynnika filtracji gruntu.

Tabela 3.2. Charakterystyka krzywej uziarnienia wg normy PN-EN ISO 14688

Charakterystyka krzywej uziarnienia	Wskaźnik krzywizny C_u	Wskaźnik różnoziarnistości C_c
grunty wielofrakcyjne	>15	1 do 3
grunty kilkufrakcyjne	6 do 15	<1
grunty jednofrakcyjne	<6	<1
grunty źle uziarnione	przeważnie wysoki	różnie (przeważnie $< 0,5$)

3.2 Parametry opisujące własności fizyczne

Cechy fizyczne gruntu można podzielić na podstawowe i od nich pochodne (Pisarczyk, 1999). Do podstawowych cech fizycznych gruntów zalicza się:

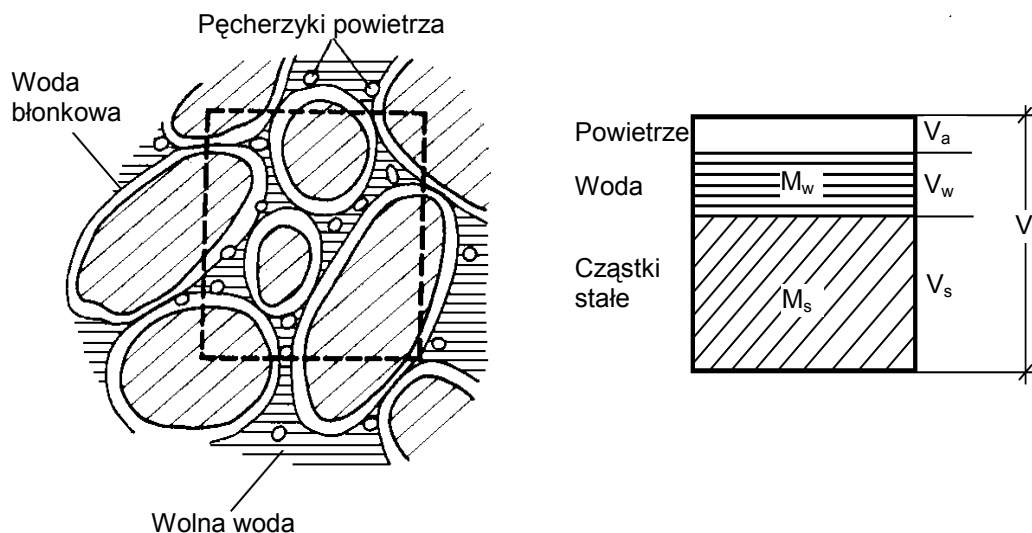
- wilgotność w ,
- gęstość właściwą ρ_s ,
- gęstość objętościową ρ ,

cechy te oznaczane są na podstawie badań laboratoryjnych.

Mając oznaczone podstawowe cechy fizyczne gruntu, można obliczyć cechy od nich pochodne, a mianowicie:

- gęstość objętościową szkieletu gruntowego ρ_d ,
- porowatość n i wskaźnik porowatości e ,
- wilgotność całkowitą w_r i stopień wilgotności S_r ,
- stopień zagęszczania I_D i wskaźnik zagęszczania I_s ,
- wskaźnik plastyczności I_P , stopień plastyczności I_L , wskaźnik stanu I_c

Ośrodek gruntowy jest zbiorowiskiem oddzielnych ziaren i cząstek, między którymi znajdują się pory, wypełnione najczęściej wodą zawierającą pęcherzyki powietrza (rys. 3.4).



Rysunek 3.4. Składniki gruntu (Wiłun, 1987)

Zgodnie z rysunkiem można przedstawić następujące zależności:

$$V = V_s + V_w + V_a = V_s + V_p \quad (3.9)$$

$$m_m = m_s + m_w \quad (3.10)$$

gdzie:

- V – objętość gruntu,
- V_s – objętość szkieletu gruntowego,
- V_w – objętość wody,
- V_a – objętość powietrza,
- $V_p = V_w + V_a$ – objętość porów,
- m_m – masa gruntu wilgotnego,
- m_s – masa szkieletu cząstek gruntowych,
- m_w – masa wody.

3.2.1 Podstawowe cechy fizyczne gruntu

Wilgotnością gruntu w nazywamy procentowy stosunek masy wody m_w zawartej w jego porach do masy szkieletu gruntowego m_s :

$$w = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100\% \quad (3.11)$$

gdzie:

- m_w – masa wody,

m_s – masa cząstek gruntu (szkieletu gruntowego).

Wilgotność gruntu w warunkach laboratoryjnych oznacza się metodą suszenia w temperaturze $105 \div 110^\circ \text{C}$, ponieważ w tej temperaturze z gruntu uwalniana jest woda wolna, kapilarna i błonkowa. Czas suszenia do stałej masy wynosi od kilku do kilkunastu godzin, zależnie od spoistości gruntów.

Wilgotność gruntu można jeszcze określać metodami przyspieszonymi, szczególnie przydatnymi w warunkach terenowych a mianowicie (Dec, 1975):

- aparatu karbidowego,
- pikometru wodnego,
- pikometru powietrznego,
- aparatury elektronicznej,
- aparatury radioizotopowej.

Wilgotność, jaką ma grunt w stanie naturalnym, nazywa się **wilgotnością naturalną** w_n . Orientacyjne wartości wilgotności naturalnej gruntów występujących na terenie Polski podano w tabeli 3.3.

Gęstością właściwą gruntu ρ_s nazywa się stosunek masy szkieletu gruntowego m_s do jej objętości V_s . Oblicza się ją wg wzoru:

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} \quad (3.12)$$

gdzie:

m_s – masa cząstek gruntu,

V_s – objętość samych cząstek (szkieletu gruntowego).

Gęstość właściwą gruntu oznacza się za pomocą pikometru, zgodnie z normą PN-88/B-04481. Do badań przygotowuje się jednorodną próbkę wysuszonego i sproszkowanego gruntu o masie $25 \div 50 \text{ g}$, zależnie od rodzaju gruntu. Po wykonaniu niezbędnych oznaczeń gęstość właściwą gruntu oblicza się wg wzoru:

$$\rho_s = \frac{(m_g - m_t) \rho_w}{m_{wt} + (m_g - m_t) - m_{wg}} \quad (3.13)$$

gdzie:

m_g – masa pikometru i gruntu wysuszonego przy temperaturze $105 \div 110^\circ \text{C}$,

m_{wt} – masa pikometru napełnionego do kreski wodą destylowaną przy temperaturze, w której oznaczono m_{wg} ,

m_{wg} – masa pikometru z gruntem i wodą wypełniającą pikometr do kreski,

m_t – masa pikometru wysuszonego przy temperaturze $105 \div 110^\circ\text{C}$,

ρ_w – gęstość właściwa wody.

Gęstość właściwa gruntu zależy od składu mineralnego gruntu lub skały i wynosi od 1,4 do 3,2 g/cm³. Dla gruntów mineralnych $\rho_s = 2,65 \div 2,78$ g/cm³.

Gęstość objętościowa gruntu ρ jest to stosunek masy próbki gruntu do objętości tej próbki łącznie z porami. Gęstość objętościową określa się ze wzoru:

$$\rho = \frac{m_m}{V} \quad (3.14)$$

gdzie:

m_m – masa próbki gruntu [kg, g],

V – objętość próbki gruntu [kg, cm].

Gęstość objętościowa gruntu jest wielkością zmienną zależną od porowatości gruntu, wilgotności i gęstości właściwej. Orientacyjne wartości gęstości objętościowych wybranych gruntów przedstawiono w tabeli 3.3.

Tabela 3.3. Orientacyjne wartości wilgotności naturalnej w_n i gęstości objętościowej ρ gruntów (Pisarczyk, 1999)

Nazwa gruntów	w_n [%]	ρ [g/cm ³]
grunty gruboziarniste	3 ÷ 23	1,70 ÷ 2,10
grunty gruboziarniste (niespoiste)	3 ÷ 28	1,60 ÷ 2,05
grunty drobnoziarniste (spoiste)	5 ÷ 50	1,70 ÷ 2,25
grunty próchnicze	5 ÷ 40	1,50 ÷ 2,00
namuły organiczne	20 ÷ 150	1,30 ÷ 1,90
torfy	25 ÷ 1500	1,10 ÷ 1,80

Gęstość objętościową gruntu oznacza się na próbkach o nienaruszonej strukturze wg normy PN-88/B-04481. W laboratorium, zależnie od cech gruntu i wielkości dostarczonej próbki, gęstość objętościową można oznaczyć jedną z następujących metod (Pisarczyk i Rymsza, 1988):

- ważenie w cieczach organicznych,
- ważenie w wodzie próbki oparaffinowanej,
- oznaczanie w pierścieniu w cylindrze,
- oznaczanie w rtęci.

W gruntach kamienistych i żwirach pobranie próbki cylindrem jest prawie niemożliwe, w tym przypadku gęstość objętościową można wyznaczyć metodą dołka, ważąc wydobyty grunt i mierząc jego objętość jedną z następujących metod (Pisarczyk, 1977):

- piasku kalibrowanego,
- aparatu membranowego,
- folii i wody.

3.2.2 Cechy fizyczne pochodne od cech podstawowych

Gęstość objętościowa szkieletu gruntowego ρ_d jest to stosunek masy szkieletu gruntu (masa ziaren i cząstek) w danej próbce do jej objętości pierwotnej (razem z porami). Wyznacza się ją ze wzoru:

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} = \frac{100 \rho}{100 + w_n} \quad (3.15)$$

gdzie:

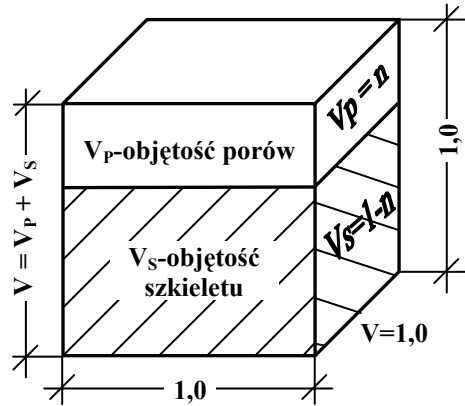
- m_s – masa próbki wysuszonej do stałej wagi w temperaturze $105 \div 110^\circ\text{C}$,
- V – objętość próbki gruntu przed wysuszeniem,
- ρ – gęstość objętościowa gruntu,
- w_n – wilgotność naturalna gruntu.

Znajomość gęstości objętościowej szkieletu jest konieczna do obliczenia porowatości, wskaźnika porowatości i wskaźnika zagęszczania nasypów.

Porowatością gruntu n nazywamy stosunek objętości porów V_p w danej próbce gruntu do objętości całego gruntu V (szkielet gruntu + pory). Porowatość oblicza się ze wzoru:

$$n = \frac{V_p}{V} \quad (3.16)$$

Wobec trudności bezpośredniego pomiaru objętości porów V_p i objętości szkieletu V_s wykorzystuje się metodę pośrednią, opartą na zależnościach wynikających z rysunku 3.5.



Rysunek 3.5. Objętość składników gruntu

Wykorzystując następujące wzory: $V = V_s + V_p$, $\rho_s = \frac{m_s}{V_s}$ oraz $\rho_d = \frac{m_s}{V}$

otrzymuje się zależność:

$$n = \frac{V_p}{V} = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \frac{\frac{m_s}{\rho_s}}{V} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \quad (3.17)$$

Porowatość gruntu zależy od struktury gruntu. Grunty o strukturze ziarnistej (piaski, żwiry) mają mniejszą porowatość niż grunty spoiste, których cząstki tworzą przeważnie strukturę komórkową lub kłaczkową.

Przyjmując, że grunt składa się z ziarn kulistych o jednakowych średnicach, to uzyskuje się (Wiłun, 1987):

- maksymalną porowatość w przypadku kul ułożonych w siatkę sześciątów (kula nad kulą),

$$n_{\max} = \left(d^3 - \frac{\pi d^3}{6} \right) / d^3 = 0,476 \quad (3.18)$$

- minimalną porowatość, gdy środki kul są ułożone w wierzchołkach romboedrów (kula oparta na trzech kulach $n_{\min} = 0,258$).

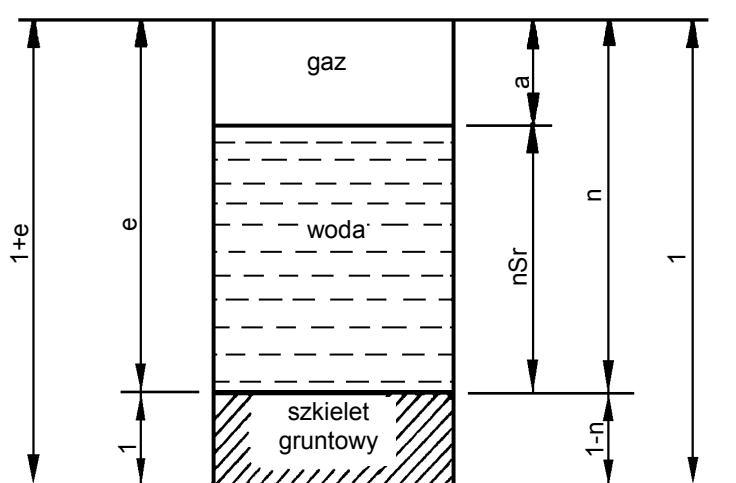
Z powyższego wynika, że porowatość gruntu równoziarnistego nie zależy od wielkości średnic ziaren, lecz tylko od sposobu ich ułożenia. Porowatość równoziarnistych piasków i żwirów mieści się w zakresie podanym powyżej, piaski różnoziarniste mogą mieć porowatość mniejszą.

Wskaźnikiem porowatości gruntu e nazywamy stosunek objętości porów V_p do objętości cząstek gruntu (szkieletu gruntowego) V_s . Wskaźnik ten oblicza się ze wzoru:

$$e = \frac{V_p}{V_s} = \frac{V_p}{V - V_p} = \frac{\frac{V_p}{V}}{1 - \frac{V_p}{V}} = \frac{n}{1 - n} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad (3.19)$$

Pomiędzy wskaźnikiem porowatości a porowatością istnieją zależności, które ilustruje rysunek 3.6.

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad (3.20)$$



Rysunek 3.6. Schemat opisujący zależności pomiędzy porowatością a wskaźnikiem porowatości (Pisarczyk, 1999)

Wskaźnik porowatości gruntów niespoistych waha się w granicach $0,3 \div 1,0$ a w gruntach spoistych może być znacznie większy.

W celu określenia stanu zawilgocenia gruntu i sprawdzenia, w jakim stopniu pory w gruncie są wypełnione wodą, należy wyznaczyć jego wilgotność całkowitą i stopień wilgotności.

Grunt ma wilgotność całkowitą, gdy jego pory są całkowicie wypełnione wodą.

Wilgotność całkowitą w_r w procentach oblicza się ze wzoru:

$$w_r = \frac{n\rho_w}{(1-n)\rho_s} \cdot 100 = \frac{e\rho_w}{\rho_s} \cdot 100\% \quad (3.21)$$

Stopień wilgotności gruntu S_r określa stopień wypełnienia porów gruntu wodą. Obliczamy go ze wzoru:

$$S_r = \frac{V_w}{V_p} = \frac{\frac{V_w \rho_w}{m_s} \cdot 100}{\frac{V_p \rho_w}{m_s} \cdot 100} = \frac{W_n}{W_r} \quad (3.22)$$

Zależnie od wartości stopnia wilgotności gruntu S_r rozróżniono następujące stany zawilgocenia gruntów niespoistych (PN-86/B-02480):

- suchy, jeżeli $S_r = 0$,
- mało wilgotny, jeżeli $0 < S_r \leq 0,4$,
- wilgotny, jeżeli $0,4 < S_r \leq 0,8$,
- nawodniony, jeżeli $0,8 < S_r \leq 1,0$.

Maksymalną wartością stopnia wilgotności S_r , przy której pory są całkowicie wypełnione wodą, jest 1. W innych przypadkach w porach gruntu obecne jest również powietrze (para wodna).

3.3 Parametry zagęszczania gruntów

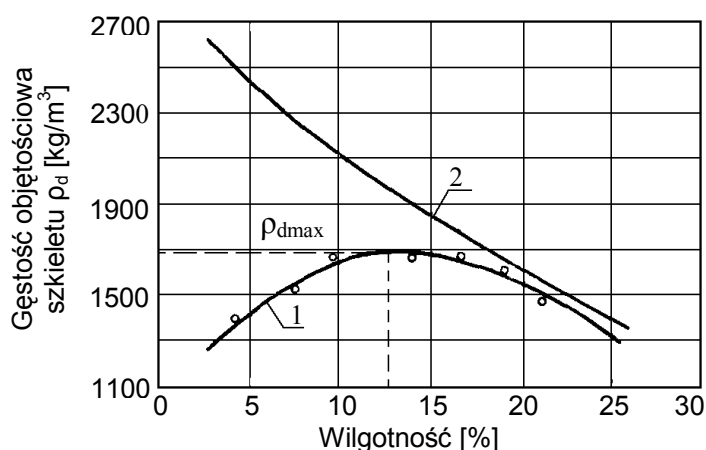
Ośrodek gruntowy, a więc i grunt nasypowy składa się z oddzielnych ziaren i cząstek, pomiędzy którymi istnieją pory wypełnione wodą i powietrzem. Proces zagęszczania powoduje szczelniejsze ułożenie tych składników w jednostce objętości. Maksymalne, teoretycznie możliwe zagęszczenie można uzyskać przy całkowitym wyeliminowaniu porów, co jest jednak praktycznie niemożliwe. W rzeczywistości znaczną część gruntu stanowią pory. Wskutek tego gęstość właściwa ρ_s i objętościowa ρ różnią się znacznie. W celu zwiększenia zagęszczenia gruntu, a tym samym zmniejszenia jego porowatości, należy pokonać tarcie między cząsteczkami, a w gruntach spoistych także oddziaływanie wody zawartej w porach (ciśnienie kapilarne i siły międzycząsteczkowe). Skuteczność zagęszczania gruntu podczas wbudowywania go w nasyp zależy więc od rodzaju gruntu i jego wilgotności oraz od grubości zagęszczanych warstw, energii i sposobu zagęszczania (typu, ciężaru, liczby przejazdów maszyny zagęszczającej).

Przy zagęszczeniu tego samego gruntu w jednakowy sposób i z jednakową energią uzyskuje się różne zagęszczenie, zależnie od wilgotności gruntu. W przypadku gruntów spoistych i niektórych gruntów niespoistych można znaleźć taką wilgotność, przy której

uzyskuje się największe zagęszczenie. Wilgotność taką nazwano **wilgotnością optymalną** w_{opt} .

Zależność pomiędzy gęstością objętościową szkieletu gruntowego ρ_d a wilgotnością przy stałej energii zagęszczania oraz metodę określania wilgotności optymalnej w_{opt} , przy której uzyskuje się największe zagęszczenie gruntu ρ_{ds} dla określonej energii opracował *Proctor*. Udowodnił, że maksymalne zagęszczenie jest tym większe, im większa jest energia zagęszczania, oraz że wartości w_{opt} i ρ_{ds} zależą od rodzaju gruntu.

Do wyznaczania wilgotności optymalnej *Proctor* zaproponował próbę odtwarzającą technologiczny proces zagęszczania gruntu (na budowie). Próba ta polega na ubijaniu gruntu w znormalizowany sposób w pojemniku walcowym. Po zagęszczeniu kilku próbek tego samego gruntu o różnych wilgotnościach otrzymane wartości ρ_d nanosi się na wykres, z którego odczytuje się w_{opt} odpowiadające maksymalnej gęstości szkieletu gruntowego ρ_{dmax} (rys. 3.7). Należy zauważyć, że maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu ρ_{ds} nie odpowiada maksymalna gęstość objętościowa ρ_{max} (Biernatowski i in., 1987).



Rysunek 3.7. Wpływ wilgotności na zagęszczenie gruntu: 1 – krzywa zagęszczania, 2 – krzywa całkowitego nasycenia (teoretycznie maksymalne zagęszczenie; Biernatowski i in., 1987)

Miernikiem charakteryzującym jakość zagęszczenia gruntu wbudowanego w nasyp jest **wskaźnik zagęszczania gruntów I_s** wyrażający się wzorem:

$$I_s = \frac{\rho_{dnas}}{\rho_{ds}} \quad (3.23)$$

gdzie:

- ρ_{dnas} – gęstość objętościowa szkieletu gruntu w nasypie,
- ρ_{ds} – maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntu.

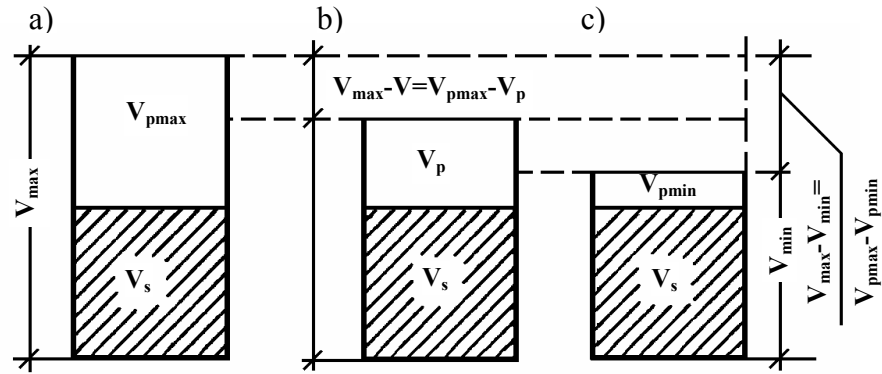
W gruntach niespoistych pozbawionych frakcji ilastej i pyłastej pojęcie wilgotności optymalnej praktycznie nie występuje, a wpływ wilgotności na zagęszczanie jest mniej wyraźny. Maksymalne zagęszczenie gruntów uzyskuje się przez wibrację, a nie ubijanie.

Zagęszczenie gruntów niespoistych, zarówno w stanie naturalnym, jak też sztucznie zagęszczonych mierzy się stopniem zagęszczenia I_D .

Stopień zagęszczania gruntów niespoistych I_D jest to stosunek zagęszczenia występującego w stanie naturalnym do największego możliwego zagęszczenia danego gruntu.

Zagęszczenie gruntu w stanie naturalnym określa się jako różnicę objętości próbki gruntu w stanie najbardziej luźnym V_{max} i naturalnym V . Największym możliwym zagęszczeniem gruntu określa się różnicę objętości próbki gruntu w stanie najbardziej luźnym V_{max} i najbardziej zagęszczonym V_{min} .

Zależności te przedstawiono na rysunku 3.8.



Rysunek 3.8. Zmiana objętości porów w piasku w miarę jego zagęszczania: a) objętość piasku najbardziej luźnego, b) objętość w naturze (pośrednia), c) objętość piasku najbardziej zagęszczonego (Pisarczyk, 1999)

Stopień zagęszczania oblicza się ze wzoru:

$$I_D = \frac{V_{max} - V}{V_{max} - V_{min}} = \frac{V_{pmax} - V_p}{V_{pmax} - V_{pmin}} = \frac{\frac{V_{pmax}}{V_s} - \frac{V_p}{V_s}}{\frac{V_{pmax}}{V_s} - \frac{V_{pmin}}{V_s}} = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\rho_{dmax}}{\rho_d} \cdot \frac{\rho_d - \rho_{dmin}}{\rho_{dmax} - \rho_{dmin}} \quad (3.24)$$

gdzie:

- e_{max} – wskaźnik porowatości maksymalnej obliczany dla gęstości objętościowej ρ_{dmin} przy najbardziej luźno usypanym gruncie suchym,
- e_{min} – wskaźnik porowatości minimalnej obliczany dla gęstości objętościowej ρ_{dmin} przy możliwie największym zagęszczeniu gruntu suchego przez wibrację (bez zniszczenia ziarn),

e – wskaźnik porowatości naturalnej odpowiadający ρ_d .

Od stopnia zagęszczenia zależy stan gruntów niespoistych. Rozróżnia się cztery stany gruntów niespoistych (PN-86/B-02480), a mianowicie:

- $0 < I_D \leq 0,33$ – grunt luźny,
- $0,33 < I_D \leq 0,67$ – grunt średnio zagęszczony,
- $0,67 < I_D \leq 0,8$ – grunt zagęszczony,
- $I_D > 0,8$ – grunt bardzo zagęszczony.

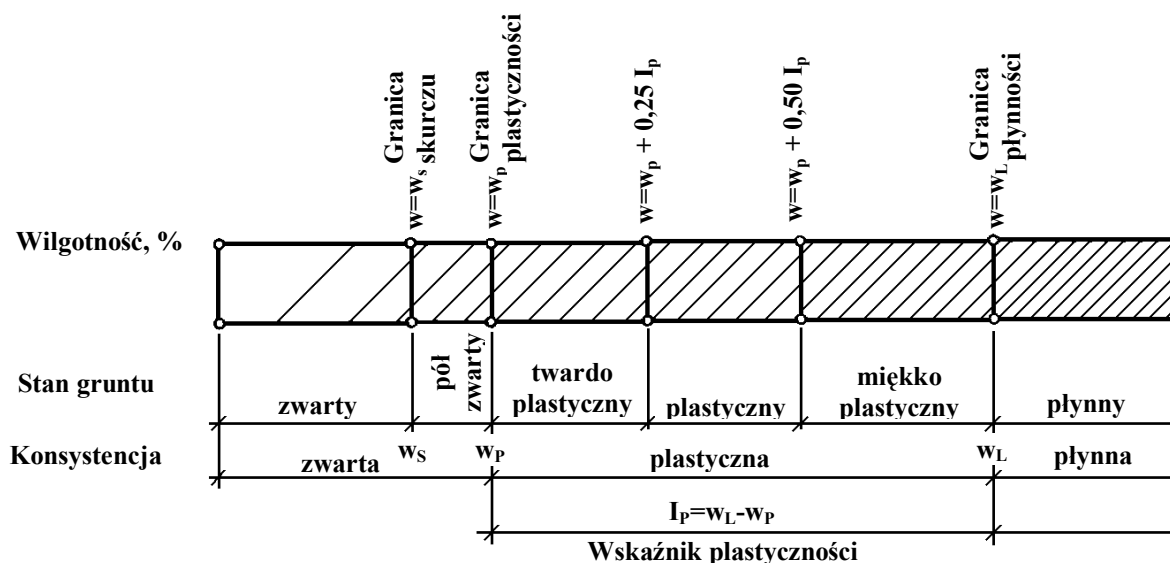
Maksymalna wartość stopnia zagęszczenia $I_D = 1,0$.

Tabela 3.4. Klasyfikacja zagęszczenia gruntów według PN-EN ISO 14688-2

Nazwa	Stopień zagęszczenia I_D [%]
bardzo luźne	0 do 15
luźne	15 do 35
średnio zagęszczone	35 do 65
zagęszczone	65 do 85
bardzo zagęszczone	85 do 100

3.4 Parametry spoistości gruntów

Plastycznością nazywa się zdolność gruntu do poddawania się trwałym (nieodwracalnym) odkształceniom przy stałej objętości, bez pęknięć i kruszenia się. Cechę tę wykazują tylko te grunty, które zawierają w swoim składzie cząstki zbudowane z minerałów ilastych. Stan gruntów drobnoziarnistych (spoistych) zależy od wilgotności; może być płynny, miękkoplastyczny, plastyczny, twardoplastyczny półzwały i zwarty (rys. 3.9).



Rysunek 3.9. Wykres stanów gruntu (Wilun, 1987)

Poszczególne stany gruntu stanowią określone konsystencje, i tak rozróżnia się trzy konsystencje gruntów spoistych:

- płynną – grunt zachowuje się jak ciecz i nie ma prawie żadnej wytrzymałości,
- plastyczną – odkształca się przy pewnym nacisku, nie ulega przy tym spękanom i zachowuje nadany mu kształt,
- zwartą – odkształca się dopiero przy dużych naciskach, przy czym odkształceniom towarzyszą spękania.

Granicznymi wilgotnościami rozdzielającymi poszczególne konsystencje są granice konsystencji:

- **granica płynności w_L** – wilgotność gruntu na granicy między konsystencją płynną i plastyczną. Umownie wyznacza się ją jako najmniejszą procentową zawartość wody w gruncie, przy której bruzda wykonana w miseczce aparatu Casagrandego zaczyna się łączyć – pod wpływem 25 uderzeń o podstawę aparatu – ponownie w całość, na długości 1 cm i wysokości 1 mm.
- **granica plastyczności w_p** – wilgotność gruntu na granicy między konsystencją plastyczną i zwartą, wyznacza się ją jako największą procentową zawartość wody w gruncie, mierzoną w stosunku do jej suchej masy, przy której grunt rozwałkowany z kulki o średnicy $7 \div 8$ mm w wałeczek o średnicy 3 mm zaczyna się kruszyć (pękać),
- **granica skurczalności w_s** - wilgotność na granicy stanu półzwarłego i zwartego. Wyznacza się ją jako największą procentową zawartość wody, przy której grunt przy

dalszym suszeniu przestaje się kurczyć i zmienia swą barwę na powierzchni na jaśniejszą.

Zakres wilgotności wyznaczony granicami, nazywany jest **wskaźnikiem plastyczności**. Wskaźnik plastyczności I_P jest to różnica pomiędzy granicą płynności i granicą plastyczności:

$$I_P = w_L - w_P \quad (3.25)$$

Wskaźnik plastyczności oznacza ile wody w procentach (w stosunku do masy szkieletu) wchłania dany grunt przy przejściu ze stanu półzwarłego w półpłynny.

Granice konsystencji w_L i w_P , a szczególnie wskaźnik plastyczności I_P , zależne od rodzaju gruntów, w istotny sposób charakteryzują jego właściwości.

Praktyczne znaczenie granic w_L i w_P oraz wskaźnika plastyczności I_P polega również na tym, że charakteryzują one rodzaj i zawartość frakcji ilastych. Im więcej cząstek ilastych, tym większy jest wskaźnik plastyczności. Między wskaźnikiem plastyczności i zawartością frakcji iłowej tych samych gruntów istnieje następująca zależność:

$$A = \frac{I_P}{f_i} \quad (3.26)$$

gdzie:

A – „aktywność koloidalna”,

f_i – zawartość frakcji iłowej gruntu w %.

Zależnie od aktywności koloidalnej grunty dzieli się na 4 grupy (Pisarczyk, 1999):

- nieaktywne $A < 0,75$
- przeciętnie aktywne $0,75 \leq A < 1,25$
- aktywne $1,25 \leq A < 2$
- bardzo aktywne $A \geq 2$

Aktywność koloidalna polskich gruntów może być przyjęta jako $A = \text{ok. } 1$, z wyjątkiem glin pokrywowych i lessów, dla których zazwyczaj $A = 0,5 \div 0,7$, oraz iłów montmorylonitowych, dla których $A > 1,5$. Podział gruntów według wskaźnika plastyczności przedstawiono w tabeli 3.5.

Tabela 3.5. Podział gruntów ze względu na spoistość wg PN-86/B-02480

Rodzaj gruntów	Wskaźnik plastyczności
Niespoisty	$I_p \leq 1\%$
Spoisty	$1\% < I_p$
mało spoisty	$1\% < I_p \leq 10\%$
średnio spoisty	$10\% < I_p \leq 20\%$
zwężilo spoisty	$20\% < I_p \leq 30\%$
bardzo spoisty	$30\% < I_p$

Wskaźnikiem, który nie tylko określa, jaką konsystencję ma badany grunt, lecz także odzwierciedla właściwości gruntu w stanie *in situ*, jest stopień plastyczności. **Stopień plastyczności I_L** nazywamy stosunek różnicy wilgotności naturalnej danego gruntu i granicy plastyczności do różnicy granicy płynności i granicy plastyczności.

$$I_L = \frac{W_n - W_p}{W_L - W_p} \quad (3.27)$$

gdzie:

- w_n – wilgotność naturalna,
- w_p – granica plastyczności,
- w_L – granica płynności.

Grunty spoiste w zależności od stopnia plastyczności i wilgotności naturalnej są w stanie płynnym, miękkoplastycznym, plastycznym, twardoplastycznym, półzwartym i zwartym (tab. 3.6).

Tabela 3.6. Stany gruntów spoistych (PN-86/B-02480)

Wartość I_L i w_n	Stan gruntu
$I_L < 0$ oraz $w_n \leq w_s$	zwarty
$I_L < 0$, $w_s < w_n \leq w_p$	półzwarty
$0 < I_L \leq 0,25$	twardoplastyczny
$0,25 < I_L \leq 0,50$	plastyczny
$0,50 < I_L \leq 1,00$	miękkoplastyczny
$I_L < 1,00$ lub $w_n > w_L$	płynny

Norma PN-EN ISO 14688-2 wprowadza **wskaźnik stanu I_c** definiowany jako wartość różnicy granicy płynności i wilgotności naturalnej odniesiona do wskaźnika plastyczności:

$$I_c = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (3.28)$$

Określenia stosowane do opisu stanu pyłów i ilów podano w tabeli 3.7.

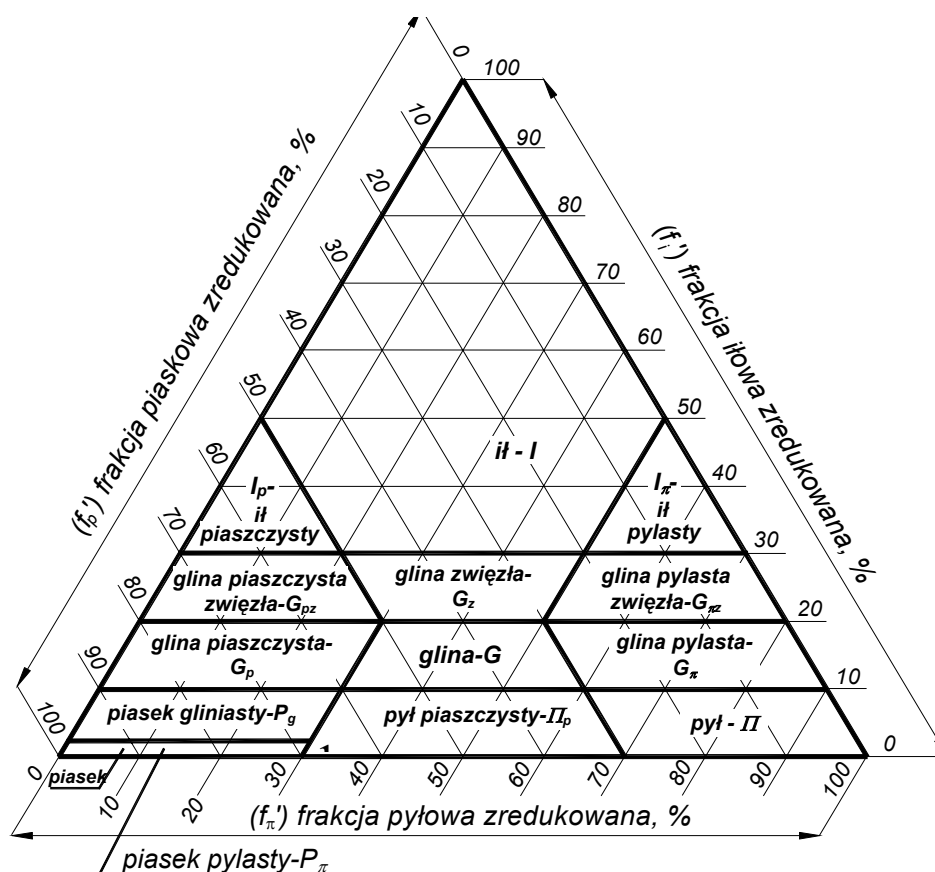
Tabela 3.7. Porównanie klasyfikacji stanu gruntów spoistych wg norm: PN-86/B-02480 i PN-EN ISO 14688-2

PN-EN ISO 14688-2		PN-86/B-02480	
Stan pyłów i ilów	Wskaźnik stanu I_c	Stopień plastyczności I_L	Stan gruntu spoistego
płynny	$<0,25$	>1	płynny
miękkoplastyczny	0,25 do 0,50	0,50 do 1,0	miękkoplastyczny
plastyczny	0,50 do 0,75	0,25 do 0,50	plastyczny
twardoplastyczny	0,75 do 1,00	0 do 0,25	twardoplastyczny
zwarty	>1	$<0, w_n > w_s$	półzwarty
bardzo zwarty		$<0, w_n < w_s$	zwarty

3.5 Klasyfikacja gruntów

Zadaniem klasyfikacji gruntów jest ich podzielenie na grupy w taki sposób, aby do jednej grupy należały grunty o podobnych właściwościach, zachowujące się podobnie w zbliżonych warunkach robót budowlanych. Klasyfikując grunt określa się wstępnie jego właściwości.

Podstawowym kryterium podziału gruntów jest ich uziarnienie. Najczęściej spotykane w praktyce grunty zawierają nieznaczne ilości ziaren większych niż 2 mm, dlatego też do określenia rodzaju gruntów według uziarnienia na ogół stosuje się klasyfikację opartą na trzech najdrobniejszych frakcjach: piaskowej, pyłowej i ilowej. Dla zobrazowania wzajemnego stosunku zawartości tych frakcji w gruntach stosuje się trójkąt Fereta, podany na rysunku 3.10.



Rysunek 3.10. Trójkąt Fereta

Rysunek 3.10. Trójkąt Fereta według PN-EN ISO 14688

Podział gruntów gruboziarnistych wg normy PN-86/B-02480 podano w tabeli 3.8, natomiast według normy PN-EN ISO 14688 w tabeli 3.9. Podział gruntów drobnoziarnistych niespoistych ze względu na uziarnienie wg PN-86/B-02480 został w tabeli 3.10 natomiast gruntów spoistych w tabeli 3.11.

Tabela 3.8. Podział gruntów gruboziarnistych ze względu na uziarnienie wg normy PN-86/B-02480.

Nazwa gruntu	Symbol	Uziarnienie	
Żwir	Ż	$f_i \leq 2\%$	$f_k + f_z > 50 \%$
Żwir gliniasty	Żg	$f_i > 2\%$	
Pospółka	Po	$f_i \leq 2\%$	$50 \% \geq f_k + f_z > 10 \%$
Pospółka gliniasta	Pog	$f_i > 2\%$	

Tabela 3.9. Klasyfikacja gruntów gruboziarnistych wg normy PN-EN ISO 14688

Fracje	Procent masy	Określenie
Głazy	< 5	mała zawartość głazów
	5 do 10	średnia zawartość głazów
	> 10	duża zawartość głazów
Kamienie	< 10	mała zawartość kamieni
	10 do 20	średnia zawartość kamieni
	> 20	duża zawartość kamieni

Tabela 3.10. Podział gruntów niespoistych ze względu na uziarnienie wg PN-86/B-02480.

Nazwa gruntu	Symbol	Uziarnienie
Piasek gruby	Pr	zawartość ziaren o średnicy większej niż 0,5 mm wynosi więcej niż 50% ($d_{50} > 0,5 \text{ mm}$)
Piasek średni	Ps	zawartość ziaren o średnicy większej niż 0,5 mm wynosi nie więcej niż 50%, lecz zawartość ziaren o średnicy większej niż 0,25 mm wynosi więcej niż 50% ($0,5 \text{ mm} \geq d_{50} > 0,25 \text{ mm}$)
Piasek drobny	Pd	Zawartość ziaren o średnicy mniejszej niż 0,25 mm wynosi więcej niż 50% ($d_{50} \leq 0,25 \text{ mm}$)
Piasek pyłasty	P π	$f_p = 68 \div 90\%$ $f_\pi = 10 \div 30\%$ $f_i = 0 \div 2\%$

Tabela 3.11. Orientacyjne wartości zawartości poszczególnych frakcji do podziału gruntów mineralnych wg PN EN ISO 14688-2

Frakcja	Zawartość frakcji w % masy materiału ≤ 63 mm	Zawartość frakcji w % masy materiału $\leq 0,063$ mm	Nazwa gruntu	
			modyfikowana	podstawowa
Żwir	20 do 40 >40		żwirowaty	żwir
Piasek	20 do 40 >40		piaszczysty	piasek
Pył + Ił (grunty drobnoziarniste)	5 do 15	< 20	nieco pylasty	
		≥ 20	nieco ilasty	
	15 do 40	<20	pylasty	
		≥ 20	ilasty	
	>40	<10		pył
		10 do 20	ilasty	pył
		20 do 40	pylasty	ił
		>40		ił

Tabela 3.11. Podział gruntów spoistych ze względu na uziarnienia wg PN-86/B-02480.

Nazwa gruntu	Symbol	Uziarnienie, %		
		f_p	f_π	f_i
Piasek gliniasty	Pg	60 ÷ 98	0 ÷ 30	2 ÷ 10
Pył piaszczysty	Πp	30 ÷ 70	30 ÷ 70	0 ÷ 10
Pył	Π	0 ÷ 30	60 ÷ 100	0 ÷ 10
Gлина piaszczysta	Gp	50 ÷ 90	0 ÷ 30	10 ÷ 20
Gлина	G	30 ÷ 60	30 ÷ 60	10 ÷ 20
Gлина pylasta	Gπ	0 ÷ 30	30 ÷ 90	10 ÷ 20
Gлина piaszczysta zwięzła	Gpz	50 ÷ 80	0 ÷ 30	20 ÷ 30
Gлина zwięzła	Gz	20 ÷ 50	20 ÷ 50	20 ÷ 30
Gлина pylasta zwięzła	Gπz	0 ÷ 30	50 ÷ 80	20 ÷ 30
Ił piaszczysty	Ip	30 ÷ 70	0 ÷ 20	30 ÷ 50
Ił	I	30 ÷ 70	0 ÷ 50	30 ÷ 100
Ił pylasty	Iπ	30 ÷ 70	50 ÷ 70	30 ÷ 50

Większość gruntów jest złożona z frakcji głównej i frakcji drugorzędnych. Wg PN-EN ISO 14688-2 są one opisane: rzeczownikiem (nazwa główna) oznaczającym frakcję dominującą i przymiotnikiem oznaczającym frakcję drugorzędną (np. żwir piaszczysty saGr, ił piaszczysty saCl). Symbole oznaczające frakcje drugorzędne należy pisać małymi literami, natomiast frakcje stanowiące przewarstwienia powinny być pisane małymi, podkreślonymi literami następującymi po głównej frakcji gruntu (np. ił pylasty przewarstwiony piaskiem siCl_{sa}). Frakcja główna powinna być oznaczana dużymi literami (tab.3.12).

Tabela 3.12. Zawartość frakcji, symbole i proponowane polskie nazwy gruntów wg PN-EN ISO 14688-2

Lp.	Rodzaj gruntu		Symbol	Zawartość frakcji [%]			
				Cl (f _i)	Si (f _π)	Sa (f _p)	Gr (f _z)
1	Żwir		Gr	do 3	0÷15	0÷20	80÷100
2	Żwir piaszczysty		saGr	do 3	0÷15	20÷50	50÷80
3	Piasek ze żwirem (pospółka)		grSa	do 3	0÷15	50÷80	20÷50
4	Piasek drobny Piasek średni Piasek gruby		F M Sa C	do 3	0÷15	85÷100	0÷20
5	Żwir pylasty Żwir ilasty (pospółka ilasta)		siGr clGr	do 3	15÷40	0÷20	40÷85
6	Żwir pylasto-piaszczysty Żwir piaszczysto-pylasty (pospółka ilasta)		sasiGr sisaGr	do 3	15÷40	20÷45	40÷65
7	Piasek pylasty ze żwirem		grsiSa grclSa	do 3	15÷40	40÷65	20÷40
8	Piasek zapyłony (zailony)		siSa clSa	do 3	15÷40	40÷85	0÷20
9	Żwir ilasty Pył ze żwirem		grSi grclSi siGr	0÷8	40÷80	0÷20	20÷60
10	Gлина	Gлина pylasta	sacI Si	8÷17	33÷72	20÷60	
		Gлина ilasta	sasiCl	8÷31	25÷65	20÷60	
11	Pył		Si	0÷10	72÷100	0÷20	
12	Pył ilasty		clSi	8÷20	65÷90	0÷20	
13	Ił		Cl	25÷60	0÷60	0÷40	
14	Ił pylasty		siCl	20÷40	48÷80	0÷20	
15	Grunty różne Symbole dla zwietrzelin			10÷30	20÷40	30÷40	20÷40
					20÷40	20÷40	30÷40
				10÷30	40÷60	30÷60	
16	Grunty organiczne		Or				

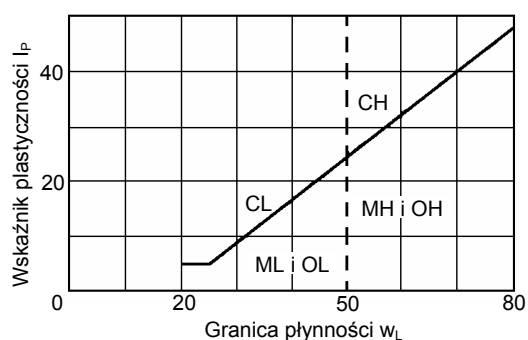
Uzupełniającym kryterium klasyfikacji w przypadku gruntów spoistych jest plastyczność, a w przypadku gruntów niespoistych zagęszczenie. W normie PN-EN ISO 14688-2 podano zasady ustalania klasyfikacji odpowiadające określonym warunkom geologicznym lub zadaniom inżynierskim (tab. 3.13).

Tabela 3.13. Kryteria klasyfikacji gruntów wg PN-EN ISO 14688-2

Kryterium	Grupa gruntów	Kryteria kwalifikacji	Podział na grupy o podobnych właściwościach	Dalsze podziały wg oznaczeń
Grunty nie wykazujące spoistości w stanie mokrym	bardzo gruboziarniste	większość cząstek >200 mm	Bo xBo bo cobo	Wymagają specjalnych oznaczeń
		większość cząstek >63 mm	Co saCo grCo	
	gruboziarniste	większość cząstek > 2 mm	Gr cosaGr coGr	Wymiarów cząstek (rozkładu uziarnienia), kształtu krzywej uziarnienia, zagęszczenia, przepuszczalności
		większość cząstek > 0,063 mm	Sa siGr clGr orSa	
Grunty wykazujące spoistość w stanie mokrym	drobnoziarniste	o małej plastyczności wykazujące dylatację	Si saSi clSi siCl	Plastyczności, wilgotności, wytrzymałości, wrażliwości, ścisłości, sztywności, składu mineralnego iłu
		plastyczne nie wykazujące dylatacji	Cl orSi orCl	
Barwa ciemna, mała gęstość	organiczne		Or saor siOr	Wymagają specjalnych oznaczeń
Nienaturalne	antropogeniczne	przemieszczane	Mg xMg materiał wytworzony przez człowieka	Wymagające badań specjalnych
			przemieszczony materiał naturalny	Jak dla gruntów naturalnych
Legenda Grunt Głazy Kamienie Żwir Piasek Pył Ił Organiczny Sztuczny	Symbol Główny Bo Co Gr Sa Si Cl Or Mg	Składnik drugorzędny lub domieszka bo co gr sa si cl or - x Gr(gr) i Sa(sa) można dzielić na drobne F(f), średnie M(m), lub grube C(c) każda kombinacja składników		Wymagania prowadzenia badań specjalnych powinny być zawarte w zaleceniach krajowych lub w projektach

Rysunek 3.11. Schemat procedury oznaczania i opisu gruntów wg PN-EN ISO 14688-2

W literaturze obcej (Craig, 1997) w celu identyfikacji gruntów spoistych, często podaje się tzw. kartę plastyczności Casagrandego (rys. 3.12). Grunty spoiste są na niej podzielone w zależności od granicy plastyczności oraz od wskaźnika plastyczności. Przyjęte w klasyfikacji Casagrandego oznaczenia odpowiadają w przybliżeniu następującym gruntom (Biernatowski i in., 1987): *CH* – grunty bardzo spoiste, *CL* – grunty średnio spoiste i spoiste zwięzłe, *MH* i *ML* – grunty mało spoiste, *OL* – piaski próchnicze i pyły próchnicze.



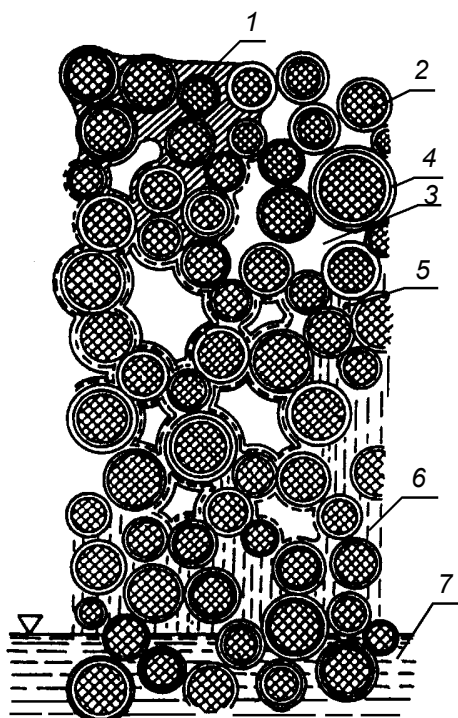
Rysunek 3.12. Klasyfikacja gruntów spoistych wg Casagrandego (Craig, 1997)

4 WODA W GRUNCIE

4.1 Rodzaje wód występujących w gruncie

Woda w gruntach może występować w trzech stanach skupienia: stałym, ciekłym i gazowym. Obecnie klasyfikuje się rodzaje wody w gruncie na podstawie jej stanu skupienia, ruchliwości i wzajemnego oddziaływania na cząstki gruntowe. W oparciu o powyższe kryteria przyjmuje się, że w podłożu gruntowym występuje woda (rys. 4.1).

- w postaci pary,
- związana:
 - silnie związana – higroskopijna,
 - słabo związana – błonkowata,
- wolna:
 - gruntowa,
 - wsiąkowa,
- kapilarna (włoskowata),
- w stanie stałym,
- krystalizacyjna i chemicznie związana.



Rysunek 4.1. Schemat występowania różnych rodzajów wód w gruncie: 1 – woda opadowa przesiąkająca, 2 – cząstka gruntu, 3 – powietrze, para wodna lub CO_2 , 4 – woda związana higroskopowa i błonkowata, 5 – woda włoskowata zawieszona, 6 – woda włoskowata zamknięta, 7 – woda gruntowa (Pazdro, 1983)

Woda znajdująca się w gruncie wpływa w znacznym stopniu na jego zachowanie się pod obciążeniem oraz powoduje zmiany właściwości chemicznych, fizycznych i mechanicznych gruntów (Grabowska-Olszewska i in., 1977).

4.1.1 Woda w postaci pary

Para wodna jest częścią składową atmosfery gruntowej. Ogólna jej ilość w gruncie przewyższa zaledwie 0,001 % ciężaru gruntu, mimo to odgrywa dużą rolę w procesach przebiegających w gruncie, ponieważ po pierwsze jest jedyną postacią wody, która może przemieszczać się w gruncie przy nieznacznej jego wilgotności i po drugie w wyniku kondensacji pary na powierzchni cząstek gruntowych tworzą się inne postacie wody.

Przemieszczanie pary wodnej może zachodzić razem z całą masą innych składników gazowych lub niezależnie, pod wpływem różnicy prężności pary (od warstwy z większą prężnością w kierunku warstwy o mniejszej prężności) w różnych warstwach gruntu. Jeśli para wodna znajduje się w stanie nasyconym, tzn. ma maksymalną prężność (wilgotność względna wynosi wtedy 100 %) w danej temperaturze, to jej przemieszczanie uzależnione jest tylko od temperatury i będzie skierowane w stronę warstwy o niższej temperaturze.

Para wodna znajduje się w stałej dynamicznej równowadze z innymi rodzajami wody w gruncie (zwłaszcza z wodą higroskopijną) oraz parą wodną w atmosferze. Para wodna ulega kondensacji termicznej pod wpływem spadku temperatury oraz kondensacji molekularnej w wyniku molekularnego współdziałania z cząsteczkami gruntowymi.

Cząstki wody w postaci pary adsorbują się na powierzchni cząstek gruntowych tworząc wodę higroskopijną. Intensywność adsorpcji pary wodnej przez cząstki mineralne zależy przede wszystkim od względnej prężności pary wodnej wypełniającej pory gruntu. Ze zwiększeniem względnej prężności ilość adsorbowanej wody wzrasta.

4.1.2 Woda związana

Cząstki gruntu są otoczone przez kilka koncentrycznych warstw wody, które są utrzymywane przez grunt z różną siłą. Im dana warstwa jest bliżej cząstki gruntowej, tym silniejsze są siły molekularne, pod działaniem których utrzymywana jest ta warstwa. Woda związana stanowi 42 % całej wody zawartej w skorupie ziemskiej. Zwłaszcza duża jej ilość

występuje w gruntach spoistych. Wodę związaną dzielimy na silnie związaną i słabo związaną.

Miedzy wilgotnością gruntów zawierających tylko wodę związaną, a ciśnieniem wywieranym na te grunty istnieje zależność. Ze zwiększeniem ciśnienia zmniejsza się wilgotność gruntów, lecz tylko do określonego ciśnienia – wynoszącego 200 – 500 atm. Przy dalszym zwiększaniu ciśnienia wilgotność zmienia się tylko nieznacznie. Część wody związanej jest więc bardzo silnie utrzymywana przez cząstki gruntu. Tę wodę nazywa się wodą silnie związaną i odwrotnie, tę część wody związanej, którą można łatwo odcisnąć z gruntu przy zastosowaniu ciśnienia można nazwać wodą słabo związaną.

Woda silnie związana – higroskopowa jest silnie połączona z powierzchnią cząstek gruntowych, nasyca ich zewnętrzną warstwę cząstkami wody zmieniając ją. Grunt w stanie wolnym pochłaniana z powietrza zawartą w nim parę wodną i w ten sposób może tworzyć się w gruncie na powierzchni jego cząstek woda higroskopowa. Przy wiązaniu wody higroskopowej cząstka gruntu wydziela ciepło, co świadczy o bardzo dużej sile wiązania wody z cząstką. Zjawisko to odróżnia wodę higroskopową od innych rodzajów wody związanej (Kollis, 1966).

Właściwości wody higroskopowej są następujące: ciężar właściwy wynosi ok. 2 G/cm^3 , co zbliża wodę higroskopijną do stanu ciała stałego. Zamarza przy temperaturze -78°C . Nie może działać rozpuszczająco i nie może przechodzić z jednej cząstki na drugą. Przejście takie możliwe jest tylko w tym przypadku, jeśli woda higroskopowa osiągnie stan pary wodnej. Woda higroskopowa nie przekazuje ciśnienia hydrostatycznego. Ilość wody, którą może chłonać grunt z jednoczesnym wydzielaniem ciepła, stanowi tzw. maksymalną pojemność higroskopową, którą najczęściej oznacza się jako procentową zawartość tej wody w stosunku do ciężaru suchej masy gruntu. Maksymalna pojemność higroskopowa wzrasta przy większym rozdrobnieniu gruntu i większej powierzchni właściwej, zależy też od rodzaju sorbowanych kationów.

Woda słabo związana – błonkowata dzieli się na wodę błonkową utwardzoną (wtórnie zorientowana woda poliwarstw) i wodę błonkową luźną (utrzymywaną siłami osmotycznymi; Grabowska-Olszewska i in., 1977).

Wtórnie zorientowana woda poliwarstw (błonkowata utwardzona) tworzy się wokół cząstek i adsorbowanych jonów dzięki wiązaniom międzymolekularnym powstającym między molekułami wody silnie związanej a molekułami wody dostającej się do gruntu. Tworzy ona wokół cząstek jak gdyby błonkę stąd nazwa „woda błonkowa”. Im mniejsza jest grubość błonki tej wody tym większy jest ciężar właściwy i tym niższa jest temperatura

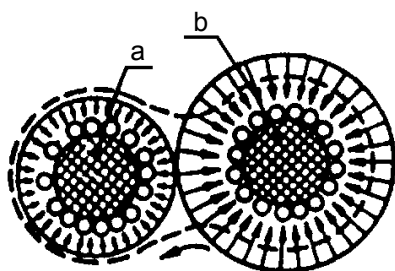
zamarzania. Obecność tej wody powoduje zdolność gruntów do współdziałania z innymi ciałami co wyraża się lepkością gruntów. Największa możliwa zawartość wody błonkowej utwardzonej w gruncie nazywa się maksymalną pojemnością molekularną gruntu (maksymalna molekularna wodochłonność). Jest to stan rozgraniczający wodę błonkową utwardzoną od wody błonkowej luźno związanej.

Maksymalną pojemność molekularną dla różnych gruntów wyrażoną w procentach od suchej masy gruntu pokazuje tabela 4.1.

Tabela 4.1. Maksymalna molekularna pojemność wodna wg Lebediewa (Kollis, 1966)

Rodzaj gruntu	Średnica cząstek [mm]	Maksymalna pojemność molekularna [%]
Piasek gruby	1 – 0,5	1,57
Piasek średni	0,5 – 0,25	1,60
Piasek drobny	0,25 – 0,10	2,73
Pył	0,10 – 0,05	4,75
Gлина	0,05 – 0,005	10,18
Иł	< 0,005	44.85

Woda błonkowa luźna – osmotyczna tworzy się w wyniku przenikania molekuł wody z roztworu w warstwę dyfuzyjną miceli, gdzie koncentracja jonów jest wyższa niż w roztworze. Ilość wody błonkowej luźnej zależy od potencjału elektrokinetycznego oraz stopnia rozdrobnienia gruntu. Woda błonkowa luźna jest wodą najniższego energetycznego stopnia związania. Słabo związana z powierzchnią cząstki wykazuje ruchliwość. Może przechodzić z jednej cząstki gruntowej o błonce (powłoce) grubszej do cząstki o błonce cieńszej, dążąc do zrównoważenia napięć na powierzchniach błonek. W ten sposób następuje stopniowe wyrównanie grubości błonek wody związanej (rys. 4.2).



Rysunek 4.2. Ruch wody błonkowej na cząstkach gruntu: a, b - cząstki o różnej grubości błonki wody związanej (Kollis, 1966)

Woda błonkowata luźna nie może poruszać się pod wpływem sił ciężkości i nie wywiera ciśnienia hydrostatycznego. Woda utrzymywana siłami osmotycznymi trudna jest do oddzielenia od wody kapilarnej, znajdującej się w kapilarach o małej średnicy. Obecność w gruntach wody osmotycznej powoduje ich plastyczność przy określonym przedziale wilgotności. Plastyczność gruntów spoistych zaczyna się przy wilgotności wyższej od maksymalnej molekularnej wodochłonności, gdy pojawia się woda osmotyczna, i zanika, gdy w gruncie obok wody związanej pojawia się woda wolna. Zawartość słabo związanej wody osmotycznej w gruncie może być wysoka, jednak przy dużej koncentracji soli w wodzie zmniejsza się. Może zaistnieć przypadek, że w gruntach znacznie zasolonych zawartość wody słabo związanej będzie minimalna, a woda silnie związana będzie bezpośrednio kontaktowała się z wodą kapilarną w narożach porów.

4.1.3 Woda wolna – gruntowa

Woda gruntowa występuje w podziemnych nieckach i łóżyskach wypełnionych żwirami i piaskami, a więc w bardziej przepuszczalnych gruntach niż niżej zalegające utwory (skały, iły, gliny itp.).

Wody gruntowe są zasilane przesiąkającą wodą deszczową, infiltracją wód powierzchniowych z otwartych zbiorników wodnych i rzek oraz kondensacją pary wodnej, znajdującej się w porach gruntów. Występować mogą również odwrotne sytuacje. Woda gruntowa występuje na powierzchni terenu w postaci źródeł lub zasila otwarte zbiorniki przez ich dno.

W przestrzennym rozmieszczeniu wód pod powierzchnią terenu wyróżnia się dwie strefy: strefę aeracji i saturacji. Granicą między nimi jest zwierciadło wody podziemnej nazywane powszechnie zwierciadłem wody gruntowej.

Strefa aeracji, czyli napowietrzania, występuje między powierzchnią terenu a zwierciadłem wody podziemnej. W strefie aeracji pory gruntowe wypełnione są powietrzem, a woda występuje w różnych postaciach (np. jako higroskopijna, błonkowata, kapilarna).

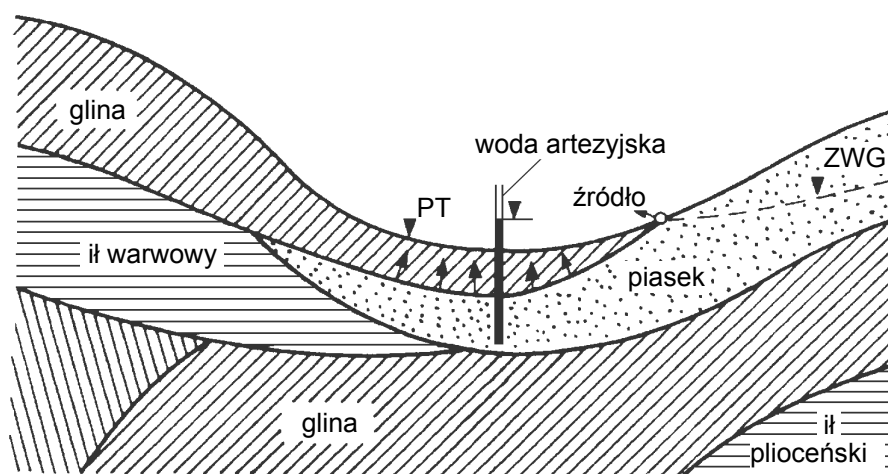
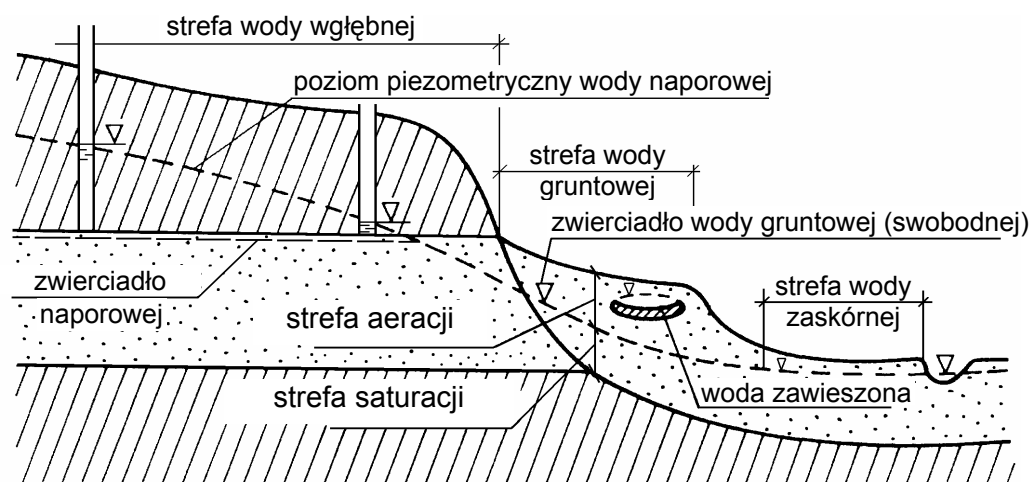
Strefa saturacji, czyli nasycenia wodą, występuje poniżej zwierciadła wody gruntowej. W strefie tej wolne przestrzenie między ziarnami mineralnymi otoczone wodą higroskopijną i błonkowatą wypełnia woda wolna.

Rozróżniane są wody gruntowe właściwe i zaskórne (Wiłun, 1987).

Wody zaskórne występują przejściowo, blisko powierzchni terenu, na lokalnych soczewkach gruntów mało przepuszczalnych, leżących powyżej zwierciadła właściwej wody gruntowej. Wody te znajdują się pod bezpośrednim wpływem zmian atmosferycznych, a przede wszystkim temperatury i opadów. Wody przypowierzchniowe są z reguły zanieczyszczone substancjami organicznymi i najczęściej niezdatne do użytku.

Wody gruntowe właściwe stanowią ciągły poziom wodonośny, występują na większej głębokości i zalegają na znacznym obszarze. Są oddzielone od powierzchni terenu strefą aeracji, nieraz znacznej miąższości. Wody te charakteryzują się znaczącymi wahaniami zwierciadła zależnie od warunków klimatycznych i termicznych.

W zależności od układu warstw gruntów przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych woda gruntowa, zarówno zaskórna jak i właściwa, może występować jako nienaporowa (swobodna) albo naporowa (rys. 4.3).



Rysunek 4.3. Rodzaje wód gruntowych (Pisarczyk, 1999)

Jeżeli woda gruntowa występuje między dwiema mało przepuszczalnymi warstwami, wywiera wtedy napór na spąg wyżej leżącej mało przepuszczalnej warstwy. Taką wodę nazywamy **wodą naporową międzywarstwową**. Ciśnienie wywierane przez tą wodę na spąg wyżej leżącej warstwy utworów nieprzepuszczalnych nazywa się **ciśnieniem piezometrycznym**. Może zdarzyć się, że górna mało przepuszczalna warstwa gruntu spoistego znajduje się w zagłębieniu na powierzchni terenu, zwierciadło wody naporowej (poziom piezometryczny wody naporowej) może się wówczas znaleźć ponad powierzchnią terenu – taką wodę nazywa się **artezyjską**.

Przepływ wody gruntowej, międzywarstwowej i artezyjskiej odbywają się w kierunku niższego poziomu piezometrycznego. Dokładne zbadanie głębokości zalegania poszczególnych poziomów wód gruntowych i ich charakteru ma bardzo duże znaczenie praktyczne, gdyż umożliwia ustalenie kierunku prędkości przepływu wód oraz ich wpływu na zachowanie się podłoża gruntowego pod budowlą.

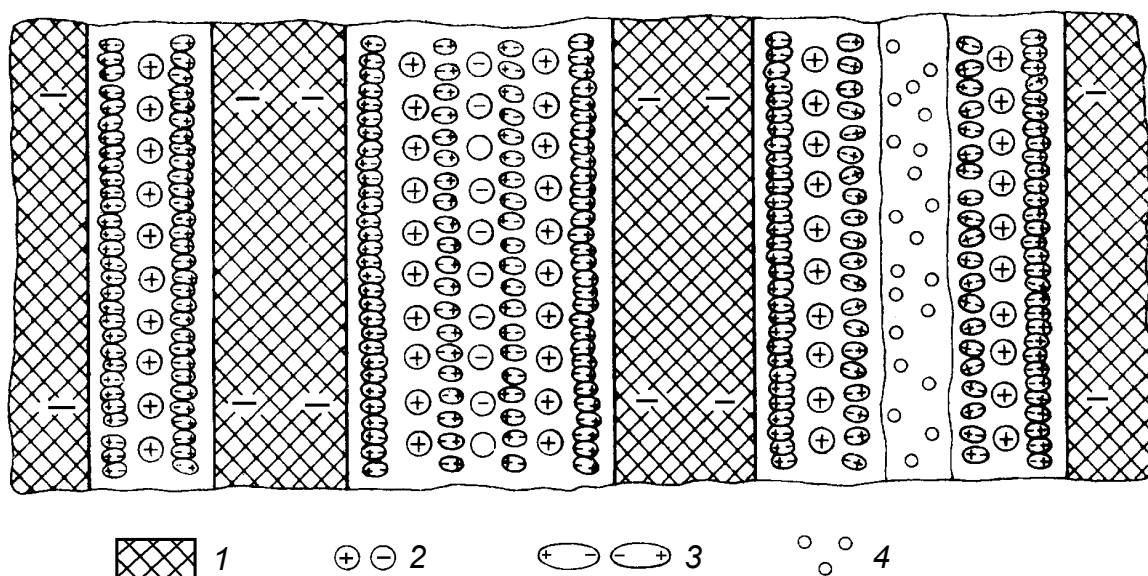
4.1.4 Woda wolna – wsiąkowa

Woda wsiąkowa (infiltracyjna) pochodzi z opadów, przesącza się przez całą strefę aeracji do strefy saturacji pod wpływem sił ciężkości z góry w dół tak długo, aż napotyka warstwę gruntu o małej przepuszczalności – praktycznie warstwę wodoszczelną. Wtedy gromadzi się nad nimi, tworząc lokalne skupienia wody wolnej nazywanej wodą zawieszoną. Obecność tej wody w strefie aeracji wiąże się więc z częstotliwością i obfitością opadów atmosferycznych oraz przepuszczalnością utworów w tej strefie. W okresach suszy woda ta może całkowicie wyparować lub być zużycia przez rośliny.

4.1.5 Woda włoskowata – kapilarna

Woda kapilarna przenosi ciśnienie hydrostatyczne, zamarza w temperaturze poniżej 0°C, przy czym temperatura jej zamarzania zależy od średnicy porów, w których się znajduje (Grabowska-Olszewska i in., 1977). Wodę kapilarną dzieli się na trzy typy (rys. 4.4):

- wodę naroży porów,
- wodę zawieszoną,
- właściwą wodę kapilarną.



Rysunek 4.4. Schemat ułożenia wody w kapilarach gruntowych: 1 – ścianki kapilary, 2 – jony, 3 – cząstki wody, 4 – woda związana (Grabowska-Olszewska i in., 1977)

Woda naroży porów (woda stykowa, może być także nazwana zawieszoną wodą kapilarną lub kapilarno-nieruchomym stanem wolnej wody gruntowej), zwykle tworzy się w miejscach styku cząstek w postaci oddzielnych kropli, zajmujących zwężone części porów ograniczonych meniskami. Części zajętych wodą naroży porów są izolowane i zajmują nieznaczne przestrzenie w stosunku do całej objętości porów. W porach znajduje się więcej powietrza niż wody. Powietrze to może swobodnie przemieszczać się w gruncie, podczas gdy woda ograniczona ze wszystkich stron powierzchniami cząstek gruntowych i powierzchnią menisku nie może się przemieszczać. Przy zwiększeniu wilgotności gruntu pory kapilarne zostają całkowicie wypełnione. W tym przypadku wodę kapilarną można podzielić na właściwą oraz zawieszoną w zależności od tego, czy łączy się ona z poziomem wód gruntowych, czy też nie.

Właściwa woda kapilarna podnosi się w górę do poziomu wód gruntowych. Przy zmniejszeniu się ilości wody kapilarnej w związku z wysychaniem gruntu obserwuje się ponowne podsiąkanie nowej części wody gruntowej w porach kapilarnych. Wilgotność gruntu, w którym wszystkie pory kapilarne są wypełnione wodą, nazywa się pojemnością kapilarną. Przy wilgotności równej pojemności kapilarnej w gruncie obok wody kapilarnej jest również obecna woda związana, otaczająca cząstki gruntowe, a w związku z tym znacznie zmniejszająca średnicę porów utrudniając przemieszczanie się wody kapilarnej. W porach subkapilarnych nie zachodzi ruch wody w wyniku ich całkowitego wypełnienia przez wodę związaną.

Woda zawieszona nie ma bezpośredniej łączności z poziomem wód gruntowych, w wyniku czego nie może być przez nie zasilana. Można ją porównać do wody zawartej w kapilarze, której dolny koniec nie jest zanurzony w wodzie. Wodę zawieszoną spotyka się przede wszystkim w piaskach. Występuje ona zarówno w gruntach jednorodnych, jak i warstwowanych przy nawilgoceniu ich od góry. W gruntach jednorodnych tworzenie się wody zawieszonej zależy od składu granulometrycznego i jego pierwotnej wilgotności. W piaskach gruboziarnistych woda zawieszona nie tworzy się. W piaskach suchych woda zawieszona tworzy się w górnych warstwach, których grubość wynosi kilka centymetrów. W gruntach warstwowanych woda zawieszona tworzy się na granicy dwóch warstw o różnym składzie granulometrycznym. Największa ilość wody zawieszonej, która może utrzymywać się w gruncie, nazywana jest najmniejszą pojemnością wodną lub zdolnością gruntu do utrzymywania wody. Woda wprowadzona do gruntu powyżej tej wilgotności ścieka w niższe warstwy gruntu.

4.1.6 Stała faza wody – lód

Przy temperaturze gruntu 0°C woda grawitacyjna zamarza i występuje w gruncie w postaci lodu. Lód może znajdować się w gruncie w postaci oddzielnych kryształów lub w postaci przewarstwień czystego lodu osiągając znaczne grubości. Kryształy lodu w większości przypadków odgrywają rolę lepiszcza spajającego cząstki mineralne. Obecność lodu wyraźnie zmienia właściwości gruntu. Kolejne zamarzanie i odmarzanie gruntu może doprowadzić do nieodwracalnych zmian struktury i właściwości.

4.1.7 Woda krystalizacyjna i woda chemicznie związana

Woda krystalizacyjna i woda chemicznie związana (konstytucyjna) biorą udział w budowie siatek krystalicznych różnych minerałów (Grabowska-Olszewska i in., 1977).

Woda krystalizacyjna wchodzi w skład minerałów typu $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (gips), przy czym zachowuje swoją postać cząsteczkową. Może być wydzielona z minerałów, przy niższych temperaturach niż 200°C, co wpływa znacznie na zmianę wielu ich właściwości chemicznych i fizycznych. Znaczną ilość zawartej w gipsie wody krystalizacyjnej wydzielić można już po 32 – godzinnym ogrzewaniu w temperaturze 82°C.

Woda chemicznie związana wchodzi w skład hydratów typu wodorotlenków $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Jej molekuly w wyniku reakcji chemicznej rozpadają się na jony H^+ i OH^- . W porównaniu z wodą krystalizacyjną jest trwalej związana z innymi molekulami siatki krystalicznej. Wydzielenie jej z minerałów możliwe jest tylko przez nagrzewanie przy wysokich temperaturach, ponad 200°C , co prowadzi do rozpadu minerałów.

Wśród minerałów pierwotnych jest znaczna ilość bezwodnych, natomiast prawie wszystkie minerały wtórne zawierają w swoim składzie jakąś postać wody. Dlatego w gruntach spoistych woda wchodząca w siatkę krystaliczną minerałów odgrywa znacznie większą rolę niż w gruntach niespoistych.

4.2 Kapilarność

Kanaliki utworzone z porów gruntu można uważać za kapilary. Wysokość kapilarnego podniesienia się wody zależy od średnicy rurki: im węższa rurka, tym wyżej podnosi się woda (Wiłun, 1987).

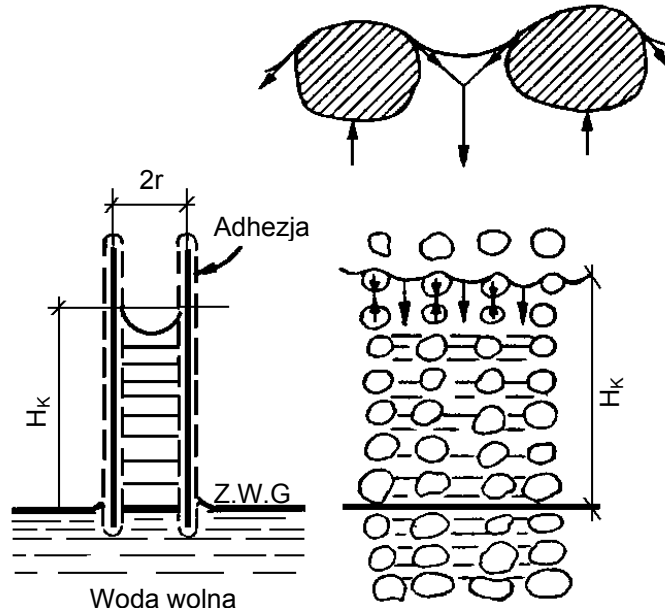
Kapilarność jest wynikiem działania dwu zjawisk:

- przyczepności (adhezji) wody do ścianek rurki,
- napięcia powierzchniowego wody.

Po wstawieniu kapilary do wody wskutek przyciągania molekularnego woda błonkowa pokrywa całą zewnętrzną i wewnętrzną powierzchnię ścianki rurki do pewnej wysokości ponad zwierciadło wody wolnej, przez co zwiększa się powierzchnia graniczna pomiędzy wodą i powietrzem. Zwiększeniu powierzchni granicznej przeciwdziała napięcie powierzchniowe wody.

Molekuly wodne znajdujące się poniżej powierzchni wody są otoczone podobnymi molekulami i podlegają ich przyciąganiu równomiernie ze wszystkich stron. Natomiast molekuly na powierzchni granicznej (na powierzchni menisku) są przyciągane przez molekuly wody tylko od dołu, a od góry – przez molekuly powietrza. Wskutek powyższego w warstwie granicznej molekul wody powstaje tzw. **napięcie powierzchniowe**. Napięcie to przeciwdziała dalszemu powiększaniu się krzywizny menisku.

Woda w rurce kapilarnej podnosi się tak wysoko, aż ciężar słupa podciągniętej wody zrównoważy siły napięcia powierzchniowego, działającego stycznie do powierzchni menisku wody wzdłuż obwodu rurki (rys. 4.5).



Rysunek 4.5. Kapilarne podciąganie wody (Wiłun, 1987)

Wysokość kapilarnego podciągania H_k wody ponad swobodne jej zwierciadło można wyznaczyć w sposób następujący:

ciężar słupa wody w rurce wynosi:

$$G = H_k \pi r^2 \rho_w g \quad (4.1)$$

gdzie:

- H_k – wysokość kapilarnego podciągania wody,
- r – promień kapilary,
- ρ_w – gęstość właściwa wody,
- g – przyspieszenie ziemskie.

Siłę napięcia powierzchniowego przy kącie zwilżania $\alpha = 0$ (kąt styku menisku wody z powierzchnią ścianki kapilary szklanej, dla czystego szkła $\alpha = 0$) wyznacza się według wzoru:

$$Q_p = 2\pi r \sigma_{np} \quad (4.2)$$

gdzie:

- σ_{np} – napięcie powierzchniowe wody.

Porównując prawe strony obu równań otrzymujemy:

$$H_k = \frac{2\sigma_{np}}{r\rho_w g} \quad (4.3)$$

Biorąc pod uwagę, że napięcie powierzchniowe wody σ_{np} w temperaturze 10°C równa się 0,073 N/m oraz przyjmując ciężar właściwy wody $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$ otrzymuje się uproszczony wzór na wyznaczenie wysokości kapilarnego podciągania wody do góry:

$$H_k = \frac{0,15}{r} \quad (4.4)$$

gdzie H_k i r wyrażone są w [cm].

We wzorze za promień kanalika w praktyce przyjmuje się promień ziaren lub cząstek gruntowych. Podstawiając do tego wzoru $r = 1 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$ otrzymujemy $H_k = 15 \text{ cm}$ wysokość kapilarnego podciągania wody w piasku o uziarnieniu $0,2 \div 0,5 \text{ mm}$. W przypadku gruntów ilowych średnice porów wynoszą $0,1 \text{ }\mu\text{m}$ i mniej, wysokość H_k obliczeniowo równałaby się $15\,000 \text{ cm} = 150 \text{ m}$. Wysokości obserwowane w naturze nie przekraczają jednak $3 \div 4 \text{ m}$, należy to tłumaczyć tym, że w bardzo cienkich kapilarach, cały przekrój rurki jest wypełniony wodą błonkową silnie przyciągniętą do ścianek kapilary, co przeciwdziała podciąganiu wody do góry.

Jeżeli w rurce włoskowatej woda przy podnoszeniu się napotyka rozszerzenie na wysokości H_l od poziomu wody w naczyniu, którego średnica będzie wynosić:

$$r_l > \frac{0,15}{H_l} \quad (4.5)$$

wtedy dalsze podnoszenie ustanie. Obniżając naczynie górny menisk wody pozostanie prawie na poziomie poprzednim, czyli słup wody włoskowatej wzrośnie. Granicą wzrostu będzie wysokość słupa:

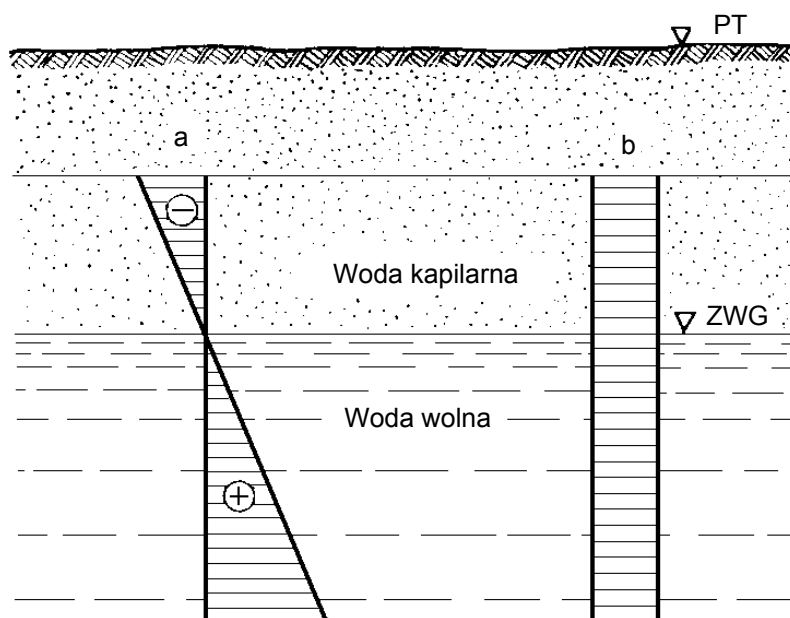
$$H = \frac{0,15}{r} \quad (4.6)$$

Analogicznie zachowa się woda kapilarna w gruncie. Podczas ruchu wody w górę wzdłuż nieregularnych kanalików napotkać ona może większe pory, które albo ominie (pozostawiając w nich zaciśnięte powietrze), albo też przestanie się podnosić.

Zjawisko podnoszenia się wody w kapilarze do góry w stosunku do zwierciadła wody wolnej nazywamy **kapilarnością czynną**. Jeżeli zachodzi obniżenie się poziomu zwierciadła wody w stosunku do poziomu wody w kapilarach, to mamy do czynienia z **kapilarnością bierną**. W takich przypadkach różnica wysokości pomiędzy poziomem menisków w kapilarach i poziomem swobodnego zwierciadła wody może być bardzo duża, zgodna

ze wzorem (4.4). Maksymalną możliwą do uzyskania różnicę poziomów menisków wody kapilarnej i zwierciadła wody nazywamy **kapilarną wysokością bierną** H_{kb} .

Zjawisko podnoszenia się wody lub jej utrzymania ponad swobodnym zwierciadłem wskazuje na to, że w wodzie kapilarnej występuje rozciąganie (podciśnienie) a w szkielecie gruntowym ściskanie (rys. 4.6).



Rysunek 4.6. Rozkład ciśnień w wodzie kapilarnej i dodatkowych naprężeń kapilarnych w szkielecie gruntowym: a) znak minus – ciśnienie w wodzie kapilarnej jest niższe niż atmosferyczne, znak plus – ciśnienie w wodzie wolnej jest wyższe niż atmosferyczne; b) naprężenia w szkielecie gruntowym wskutek ciężaru zawieszony wody kapilarnej; PT – powierzchnia terenu, ZWG – zwierciadło wody gruntowej (Wiłun, 1987)

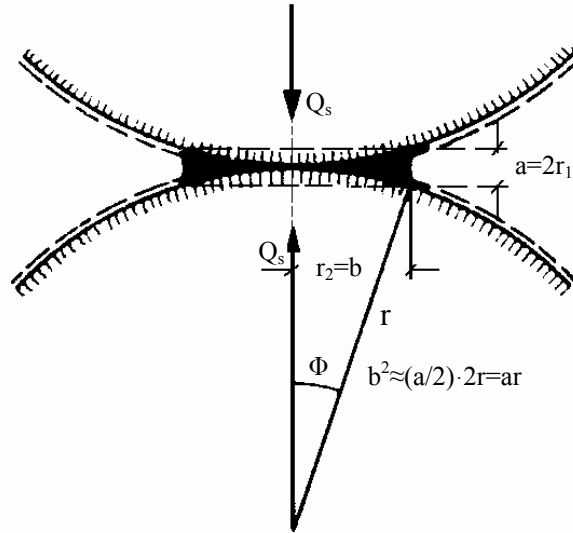
Naprężenie ściskające σ_{sk} w szkielecie gruntowym można obliczyć według wzoru:

$$\sigma_{sk} = H_{wk} \rho_w g = H_{wk} \gamma_w \quad (4.7)$$

gdzie:

- H_{wk} – wysokość słupa wody kapilarnej ponad poziomem swobodnego zwierciadła,
- γ_w – ciężar właściwy wody.

Należy zaznaczyć, że naprężenie ściskające wywołane w szkielecie siłami kapilarności występuje równomiernie nie tylko w strefie kapilarnego zawilgocenia gruntu, lecz i poniżej zwierciadła wody. Duże znaczenie mają zjawiska kapilarności w częściowo zawilgoconych gruntach, gdzie istnieją siły dociskające oddzielne cząstki poprzez meniski w punktach kontaktu (styku).



Rysunek 4.7. Przekrój przez dwie kuliste cząstki i łączący je menisk (Wiłun, 1987)

Siła ciśnienia powierzchniowego wody w menisku kontaktowym dociska cząstki do siebie (rys. 4.7). Wartość tej siły Q_s można obliczyć według wzoru Laplace'a biorąc pod uwagę promienie podwójnej krzywizny $r_1 = \frac{a}{2}$ i $r_2 = 8$ (Bernatzik, 1947).

$$Q_s = \pi r^2 \sigma_{np} \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) = \pi b^2 \sigma_{np} \left(\frac{2}{a} - \frac{1}{b} \right) \approx \pi b^2 \sigma_{np} \frac{2}{a} \approx 2 \sigma_{np} \frac{1}{a} \cdot \pi a r \approx 2 \sigma_{np} \pi r \quad (4.8)$$

Wynika stąd, że siła docisku nie zależy od średnicy menisku i dla danej średnicy ziarna można ją uważać za stałą. Według powyższego wzoru można obliczyć naprężenie ściskające σ_{sk} , w równoziarnistym szkieletcie gruntowym:

$$\sigma_{sk} = \frac{Q_s}{(2r)^2} = \frac{\sigma_{np} \pi}{2r} \quad (4.9)$$

Przyjmując $r = 0,1 \text{ mm}$ (jak dla piasku średniego) otrzymujemy $\sigma_{sk} \approx 1,2 \text{ kPa}$, dla $r = 0,1 \mu\text{m}$ (jak dla łu) $\sigma_{sk} \approx 1,2 \text{ MPa}$. Zatem, im mniejszy jest promień cząstek, tym większy jest docisk cząstek do siebie.

Klasycznym przykładem działania sił kapilarnych jest np. piasek na brzegu morskim. W stanie suchym jest on sypki, ten sam piasek w stanie wilgotnym ma dużą nośność i z łatwością wytrzymuje nacisk stopy ludzkiej, natomiast po pokryciu go przez falę morską traci nośność, gdyż wtedy przestają działać siły kapilarne w porach.

4.3 Skurczalność i ekspansywność gruntu

4.3.1 Skurczalność

Skurczem gruntu nazywa się zmniejszenie jego objętości w wyniku wydzielenia wody przy wysychaniu (wyparowywaniu wody pod działaniem różnych temperatur) lub przy rozwinięciu procesów fizykochemicznych (osmoza). Zdolność kurczenia się ma tylko grunt wilgotny. W wyniku skurczu grunt staje się bardziej zagęszczony, a po wyschnięciu nawet twardy (Grabowska-Olszewska i in., 1977).

Zagęszczenie gruntu spoistego przy skurczu zmniejsza jego podatność na odkształcenia, ale obecność spękań, zwykle towarzyszących skurczowi, zwiększa wodoprzepuszczalność i zmniejsza stateczność warstwy powierzchniowej gruntu w skarpach. W klimacie suchym i gorącym klinowate spękania pochodzące od skurczu przecinają masyw gruntu na głębokości wielu metrów.

Przy skurczu zachodzi nie tylko mechaniczne zagęszczenie i pękanie gruntu, ale i pęcznienie rozpuszczalnych składników chemicznych gruntu. Partie gruntu wyparowujące wodę przy skurczu często wzbogacają się w sole i w wielu przypadkach mogą zwiększyć wytrzymałość i odporność na działanie wody. Przy krystalizacji takich minerałów, jak gips mogą ulegać dodatkowej dezintegracji. Jak z tego wynika, skurcz jest złożonym procesem fizyko-chemicznym, prowadzącym do zmiany charakteru więzi strukturalnych między cząstkami.

Wartość skurczu określa się na podstawie zmniejszania wymiarów liniowych lub objętości próbki. Rozróżnia się odpowiednio względny skurcz liniowy b_l i objętościowy b_v :

$$b_l = \frac{l_1 - l_2}{l_1}, \quad (4.10)$$

$$b_v = \frac{V_1 - V_2}{V_1} \quad (4.11)$$

Wartość względnego skurczu liniowego i objętościowego zwykle wyraża się w procentach. Skurcz objętościowy jednorodnego gruntu izotropowego jest w przybliżeniu trzykrotnie większy od skurczu liniowego.

Wartość względnego skurczu objętościowego może być określona według następujących zależności (Grabowska-Olszewska i in., 1977):

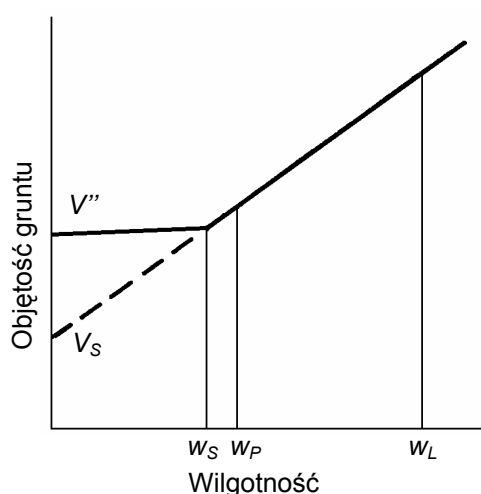
$$b_v = \frac{n - n''}{1 - n''} = \frac{n - n''}{e + e''} = 1 - \frac{\rho}{\rho''} \quad (4.12)$$

gdzie:

n, e, ρ – porowatość, wskaźnik porowatości, gęstość objętościowa gruntu o wilgotności początkowej,

n'', e'', ρ'' – odpowiednie wartości dla gruntu wyschniętego (skurzonego).

Grunt kurczy się tylko do momentu osiągnięcia pewnej gęstości, przy której następuje równowaga między powstającymi przy skurczu siłami dążącymi do zbliżenia cząstek a siłami oporu, jaki stawia struktura gruntu (rys. 4.8).



Rysunek 4.8. Zmiana objętości gruntu przy skurczu: V'' – objętość suchego gruntu, V_s – objętość szkieletu gruntu

Kurczliwość opisywana jest kilkoma parametrami (Myślińska, 1998):

- **granica skurczalności w_s** , oznaczona laboratoryjnie lub ze wzoru (Kozdi, 1974):

$$w_s = w_L - 1,25w_p \quad (4.13)$$

gdzie:

w_L – granica płynności,

w_p – granica plastyczności.

- **odkształcenie skurczu** wyrażane symbolem ϵ_{sh} lub ϵ_s i opisane wzorem:

$$\epsilon_{sh} = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (4.14)$$

gdzie:

Δh – zmniejszenie wysokości próbki po suszeniu,

h_0 – wysokość początkowa próbki.

Parametry te mogą być oznaczane w różny sposób oraz badane różnymi metodami, na ogół na pastach o różnej wilgotności początkowej (np. wilgotność granicy płynności, wilgotność pęcznienia, wilgotność naturalna).

- **przedział skurczu** wyrażony wzorem (Head, 1992):

$$w - w_s \quad (4.15)$$

gdzie:

- w – wilgotność naturalna,
- w_s – granica skurczalności.

Skurcz gruntów zależy od ich dyspersji, składu chemiczno-mineralnego, struktury i tekstury. Najsilniej zaznacza się on w gruntach spoistych. Jego wartość zależy od cząstek ilastych w gruncie: im większa dyspersja gruntów spoistych, tym większy skurcz, przy niezmienności pozostałych warunków.

Wpływ składu mineralnego na wartość skurczu ujawnia się w związku z krystalochemicznymi właściwościami powierzchni cząstek mineralnych i ich strukturą krystaliczną (ruchoma lub nieruchoma sieć krystaliczna) oraz dyspersją i gęstością początkową.

Wpływ kationów wymiennych i stężenie soli w roztworze porowym na wartość skurczu wyraża się przez zmianę grubości warstwy wody związanej i gęstość początkową (wilgotność). Iły montmorylonitowe, nasycone jonem sodu lub litu, wykazują największy skurcz, dużą hydrofilność i znaczną wilgotność początkową. W obecności kationów potasu, wapnia oraz kationów trójwartościowych w kompleksie wymiennym ilów skurcz będzie mniejszy.

Wartość skurczu gruntów spoistych w dużym stopniu zależy od porowatości i wilgotności początkowej: im większa porowatość początkowa (wilgotność), tym większy skurcz.

Również duży wpływ na skurcz gruntów ma trwałość więzi strukturalnych, który tłumaczy się tym, że naturalne więzi przeciwdziałają zagęszczeniu gruntu przy skurczu, podczas gdy cząstki pasty mogą swobodniej przemieszczać się względem siebie i tworzyć struktury bardziej zagęszczone.

Ze zwiększeniem gęstości gruntu i zbliżeniem jej do gęstości na granicy skurczu wpływ więzi strukturalnych na skurcz gruntów będzie malał i nie przekroczy kilku procent. W szkielecie wysychającego gruntu powstają znaczne siły ściskające równoważne działaniu ciśnienia kilkudziesięciu kG/cm^2 . Na ciśnienie powstające przy skurczu składa się ciśnienie

kapilarne oraz małe siły przyciągania molekularnego i elektrostatycznego, gdy cząstki zbliżają się do siebie na dostateczną odległość.

Zwykle w procesie skurczu osadów i gruntów powstają spękania. Przyczyną ich pojawienia się jest powstanie naprężeń przekraczających wytrzymałość więzi strukturalnych między cząstkami i agregatami w wyniku nierównomiernego rozkładu wilgotności i temperatury. Wewnątrz ciała powstają przy tym naprężenia ściskające, a na powierzchni naprężenia rozciągające. Przy równomiernym rozłożeniu wilgotności i temperatury skurcz wilgotnego gruntu spoistego nie wywołuje żadnego naruszenia jednolitej próbki.

4.3.2 Ekspansywność – pęcznienie gruntów

Pęcznienie gruntów polega na powiększeniu ich objętości przy pochłanianiu wody. Zdolność pęcznienia związana jest z hydrofilnym charakterem minerałów ilastych, wchodzących w skład gruntów spoistych oraz z ich dużą powierzchnią właściwą.

Pęcznienie jest wynikiem hydratacji gruntu. Jest ono zasadniczo związane z powstawaniem w gruncie wody słabo związanej. Błonki wody związanej, tworzące się wokół cząstek koloidalnych i iłowych, zmieniają siły spójności między nimi, rozsuwają je i tym samym wywołują zwiększenie objętości gruntu (Grabowska-Olszewska i in., 1977).

W procesie pęcznienia zachodzi nie tylko zwiększenie objętości ale i zmniejszenie jego spójności dzięki znacznemu osłabieniu przyciągania między oddzielnymi cząstkami. Tak więc pęcznienie jest silnie związane ze spójnością gruntu. Pęcznienie gruntu może prowadzić do ich rozpadu pod działaniem wody powodując rozmakanie gruntu.

Proces pęcznienia ma charakter osmotyczny. Przyczyną wywołującą pęcznienie jest różnica w stężeniach soli w roztworze porowym i wodzie otaczającej grunt. Pęcznienie zachodzi wówczas, gdy stężenie roztworu zewnętrznego jest mniejsze od stężenia roztworu, znajdującego się w porach gruntu (jest ono tym większe im większa jest różnica między roztworami). W przeciwnym przypadku – gdy stężenie roztworu zewnętrznego jest większe niż znajdującego się w porach, można obserwować nawet kruszenie się gruntu, podobne do tego jakie zachodzi przy wysychaniu.

Przy wzroście objętości gruntu w procesie pęcznienia powstaje określone ciśnienie, zwane **ciśnieniem pęcznienia P_c** . Ciśnienie to równe jest obciążeniu zewnętrznemu, przy którym nie obserwuje się wzrostu objętości gruntu.

Zdolność pęcznienia gruntu można scharakteryzować za pomocą:

- **wskaźnika pęcznienia** V_p określanego jako iloraz przyrostu objętości próbki gruntu ΔV po maksymalnym pęcznieniu do objętości pierwotnej V :

$$V_p = \frac{\Delta V}{V} \quad (4.16)$$

- **ciśnienia pęcznienia** P_c jakie powstaje wówczas, gdy nie ma możliwości zmian objętościowych w procesie pęcznienia gruntu (ciśnienie pęcznienia jest równe jednostkowemu obciążeniu normalnemu, jakie należy przyłożyć na powierzchnię próbki gruntu w edometrze, gdy znajdzie się ona w kontakcie z wodą, aby jej zmiany wysokości (pęcznienia) były równe zeru).

Przy badaniu procesu pęcznienia należy mieć na uwadze, że w wyniku współdziałania wody z cząstkami gruntu końcowa objętość próbki jest mniejsza od zwykłej sumy objętości gruntu i wody współdziałających ze sobą. Zjawisko to nazywa się **kontrakcją objętości**, którą określa się zmniejszeniem objętości w cm^3 , wywołanym przez 1 g suchej substancji pęczniącej, wchłaniającej n gramów wody. Zjawisko kontrakcji objętości gruntu i wody można wyjaśnić powstawaniem wody związanej. Przy przejściu wody wolnej w stan związany zwiększa się jej gęstość, a maleje objętość. W wyniku tego zmniejsza się również ogólna objętość układu grunt + woda. Im więcej wody związanej tworzy się w gruncie, tym większa jest kontrakcja objętości.

Głównymi czynnikami wpływającymi na charakter pęcznienia gruntów są:

- skład i struktura gruntu (skład mineralny i granulometryczny, skład kationów wymiennych, cechy strukturalno-teksturalne, wilgotność),
- skład chemiczny i stężenie roztworu wodnego współdziałającego z gruntem,
- wartość obciążenia zewnętrznego.

Skład i struktura. Wielkość pęcznienia nie jest jednakowa dla różnych gruntów. Zależy ona od zawartości cząstek koloidalnych, ich właściwości oraz od struktury gruntu i jego składu mineralogicznego. Największe pęcznienie następuje w gruntach o dużej zawartości koloidów hydrofilnych, a więc w iłach lub glinach ciężkich. Grunty ilaste zawierające ily typu montmorylonitów będą wykazywały duże pęcznienie, natomiast w przypadku zawartości iłów typu kaolinitów pęcznienie prawie nie wystąpi. Grunty piaszczyste, piaszczysto – gliniaste w ogóle nie pęcznią lub mogą wykazywać tylko nieznaczne pęcznienie.

Na wielkość pęcznienia ma zatem wpływ stopień rozdrobnienia materiału gruntowego. Im drobniejsze jest jego uziarnienie, tym większe będzie pęcznienie. Dla osiągnięcia

maksymalnego pęcznienia gruntu potrzebny jest określony czas trwania pochłaniania wody. Czas ten bywa tym dłuższy, im bardziej grunt jest drobnoziarnisty.

Pęcznienie gruntów w dużym stopniu zależy od składu kationów wymiennych. Grunty, w których kompleks sorpcyjny jest nasycony głównie kationami dwu- i trójwartościowymi, mają ograniczone pęcznienie. Największe pęcznienie obserwuje się w glinach zwięzłych, zawierających w kompleksie wymiennym znaczną ilość kationów jednowartościowych.

W ten sposób wartość pęcznienia zmienia się w zależności od kationów wymiennych w kolejności (Grabowska-Olszewska i in., 1977):

$$\text{kation}^+ > \text{kation}^{2+} > \text{kation}^{3+}$$

Zasadniczy wpływ na wartość pęcznienia ma wilgotność początkowa. W miarę wzrostu wilgotności początkowej pęcznienie maleje. Z wilgotnością początkową związane są wskaźniki odkształcenia V_p i ciśnienie pęcznienia P_c według zależności:

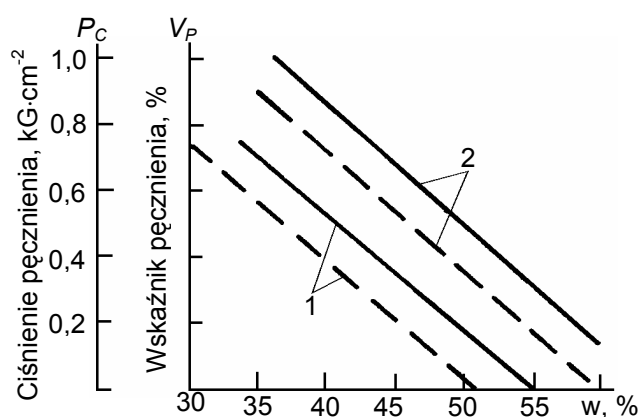
$$V_p(P_c) = K_w(w' - w) \quad (4.17)$$

gdzie:

w' – wilgotność spęczniałej próbki,

w – wilgotność początkowa próbki,

K_w – współczynnik pęcznienia, określony jako tangens kąta nachylenia prostej do osi wilgotności (rys. 4.9).



Rysunek 4.9. Zależność wskaźnika pęcznienia (linia ciągła) i ciśnienia pęcznienia (linia przerywana) od wilgotności początkowej dla zagęszczonych past ilów: 1 - kaolinitowego i 2 - montmorylonitowego (Goraczowa, 1968; Grabowska-Olszewska i in., 1977)

Duży wpływ na pęcznienie gruntów mają okresowe zmiany wilgotności gruntów. Przy cyklicznym nawilżaniu i suszeniu próbek ilów w każdym następnym cyklu suszenia – nawilżania zwiększa się zarówno wskaźnik pęcznienia, stopień pęcznienia jak i ciśnienie pęcznienia.

Wartość pęcznienia gruntów zależy od charakteru ich tekstury. Grunty w stanie nienaruszonym (w naturze) wykazują mniejsze pęcznienie niż grunty o strukturze naruszonej.

Skład chemiczny. Pęcznienie gruntów ilastych zależy także od obecności i stężenia soli w roztworach krążących w gruntach oraz od pH roztworu (Grabowska- Olszewska i in., 1977). W obecności tych samych soli w wodzie gruntowej wartość pęcznienia będzie się zmieniać w zależności od ich stężenia. Im większa jest zawartość elektrolitów w wodzie, tym mniejsza jest ilość wody związanej, a zatem mniejsze pęcznienie.

Na wartość pęcznienia ma wpływ pH. Czynnikiem warunkującym ten wpływ jest między innymi ładunek płaskich powierzchni minerałów krzemowych.

W środowisku o $\text{pH} > 7,0 \div 8,0$ zachodzi dysocjacja grup SiOH , obecnych na narożach warstw tetraedrycznych według reakcji:

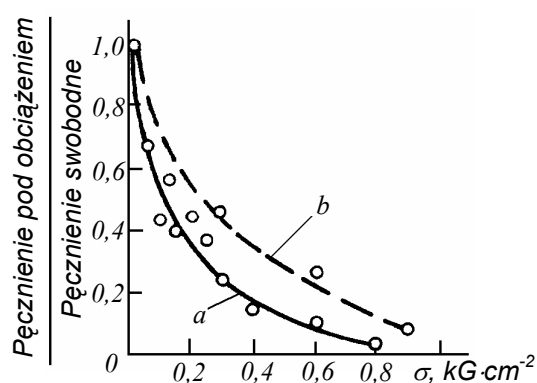


przy czym dysocjacja ta wzrasta ze wzrostem pH, powodując zarazem wzrost wymiany kationowej. Dla wartości $\text{pH} < 7$ (środowisko kwaśne), stwierdzono, iż zachodzi zmniejszenie się pojemności wymiany, co następuje na skutek sorpcji protonów na krańcowych krawędziach warstw oktaedrycznych (np. podstawienie glinu u montmorylonitów), i powoduje zmniejszenie ładunku ujemnego powierzchni. W wyniku tych zmian na powierzchni cząstki wodór z jednej strony powoduje sumaryczną redukcję ładunku ujemnego powierzchni, z drugiej wchodzi na pozycje wymienne, „uwalniając” określoną ilość kationów wymiennych związanych z podwójną warstwą elektryczną. Ze względu więc na specyficzne właściwości wodoru, który może oddziaływać jak dwu- a nawet trójwartościowy kation, siły elektrostatyczne, z jakimi oddziałuje on na elementarne pakiety warstw są dużo większe niż w przypadku kationów jednowartościowych. Powoduje to, że pakiety w miejscach występowania ładunków ujemnych są ze sobą poprzez wodór silniej związane i w środowisku wodnym nie następuje ich rozsuniecie na większe odległości. Efektem takiego oddziaływania jest niewielkie pęcznienie.

Natomiast wzrost wartości pęcznienia w środowisku obojętnym tłumaczy się rozmiarami powierzchni właściwej, na której swobodnie mogą działać siły odpychania między poszczególnymi warstwami podwójnymi. Zjawisko to zyskuje na intensywności w środowisku alkalicznym ($\text{pH} = 13$), w którym zachodzi wzrost ładunków ujemnych

powierzchni, a więc podwyższona sorpcja kationowa, powodująca dalszą dyspersję gruntu, wzrost sił odpychania, a zatem zwiększenie pęcznienia w stosunku do wartości otrzymanych dla środowiska obojętnego. A zatem w miarę wzrostu pH rośnie zdolność pęcznienia gruntów.

Wartość obciążenia zewnętrznego. Wskaźnik pęcznienia gruntów zależy od wartości obciążenia zewnętrznego działającego na grunt. Wskaźnik ten maleje w miarę wzrostu obciążenia dodatkowego. Jeżeli wartość zewnętrznego obciążenia dodatkowego jest większa lub równa ciśnieniu pęcznienia, wskaźnik pęcznienia równa się zero (rys. 4.10).



Rysunek 4.10. Wykres zależności pęcznienia od obciążenia zewnętrznego przy wilgotności gruntu: a – 16%, b – 12% (Grabowska-Olszewska i in., 1977)

Pęcznienie gruntów jest ważnym zjawiskiem, które koniecznie należy uwzględniać przy prowadzeniu robót budowlanych. Zjawisko pęcznienia gruntów zachodzi przy wykonywaniu wyrobisk, wykopów fundamentowych itp., a także przy wznoszeniu zapor i zbiorników wodnych, gdy zmieniają się warunki hydrogeologiczne terenu i zwiększa się wilgotność gruntów z powodu zmiany poziomu wody.

Zjawiskiem stanowiącym dalszy ciąg procesu pęcznienia jest **rozmakanie gruntu**. Jeżeli grunt będzie nawilgocony do takiego stanu, przy którym dalsze wiązanie wody siłami molekularnymi zakończy się, wtedy więzy łączące poszczególne cząstki mogą prawie zaniknąć, a grunt ilasty straci swoją dotychczasową stałą postać (Kollis, 1966).

Rozmakanie może powstawać także jako skutek chemicznego rozpuszczania w wodzie lub mechanicznego wypukania lepiszcza łączącego poszczególne ziarna gruntu. Różne grunty w sposób odmienny zachowują się w wodzie i stężonych roztworach mineralnych. Według wielu doświadczeń okazało się, że próbki „iłów Na” (z zaadsorbowanymi kationami sodu) utrzymują się w wodzie tylko w ciągu kilku dni, po czym rozmakają. Wskutek pęcznienia próbki te przechodzą stopniowo w stan płynny.

Natomiast próbki „iłów Ca” (z zaadsorbowanymi kationami wapna) zachowują w wodzie kształt i stan twardoplastyczny niekiedy przez kilka miesięcy. W roztworach stężonych „iły Ca” z czasem stają się bardzo zwarte wskutek zachodzącej dehydratacji.

Rozmakiwanie gruntów może być scharakteryzowane przez:

- czas rozmakiwania,
- stan próbki po rozmoknięciu,
- wilgotność próbki po jej rozmoknięciu.

Rozmakiwanie gruntów ilastych ma również duże – podobnie jak ekspansywność – znaczenie praktyczne, ponieważ znajomość przebiegu tego zjawiska pozwoli wnioskować, jakie konsekwencje pociągnąć może wykonanie wykopów w tych gruntach w przypadku ich silnego zawilgocenia.

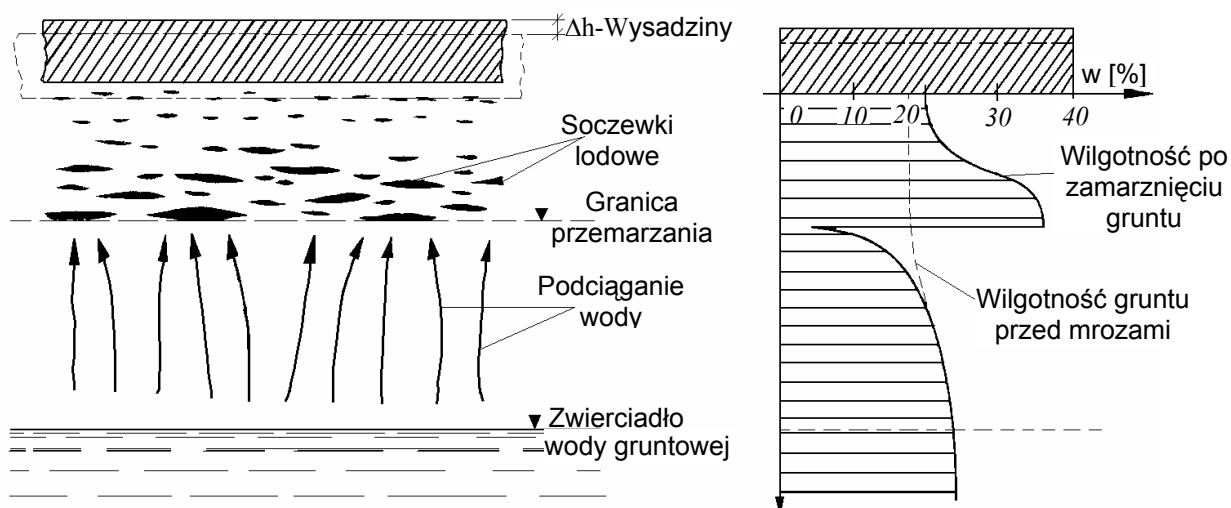
Należy zaznaczyć, że podobnie jak przy pęcznieniu, w sposób odmienny zachowywać się będą grunty o strukturze naruszonej i nienaruszonej.

4.4 Zjawiska mrozowe w gruncie

4.4.1 Przemarzanie gruntu

W przypadku okresowego występowania temperatury powietrza poniżej 0°C następuje zamarzanie wody w gruncie, zwane **przemarzaniem gruntu**. Głębokość i prędkość przemarzania zależą nie tylko od temperatury powietrza i czasu trwania, ale także od takich czynników jak: osłona terenu, struktura i tekstura gruntu oraz skład granulometryczny gruntu.

Po dłuższym trwaniu ujemnej temperatury powietrza granica przemarzania przesuwają się w dół. Ponad granicą przemarzania gruntu od powierzchni terenu tworzą się soczewki lodowe, które powiększają się wskutek podciągania wody od dołu. Nowe soczewki lodowe w sposób naturalny zwiększają wilgotność zamarzniętego gruntu. Bezpośrednio poniżej granicy przemarzania obserwuje się zmniejszenie wilgotności gruntu w porównaniu z wilgotnością gruntu przed przemarzaniem (rys. 4.11).



Rysunek 4.11. Zjawisko przemarzania gruntu (Wiłun, 1987)

Należy to tłumaczyć tym, że soczewki lodowe przyciągają molekuly wodne od dołu ze swojego najbliższego otoczenia. Przyciąganie molekuł wodnych przez kryształy lodu następuje wskutek istnienia na ich powierzchni sił adsorpcji. Molekuly wody, przyciągnięte do powierzchni soczewki lodowej, uzupełniają siatkę krystaliczną lodu, po czym same przyciągają nowe molekuly wody z porów gruntu, co powoduje wzrost soczewek lodowych, a więc i wzrost objętości gruntu. Ten wzrost objętości uzewnętrznia się powstawaniem tzw. **wysadzin**, tj. podnoszenia powierzchni terenu czy nawierzchni drogowej w miejscach, gdzie występują grunty szczególnie wrażliwe na przemarzanie (Wiłun, 1987).

Do końca XIX w. uważano, że wysadziny powstają w wyniku zwiększania się objętości wody zamrożonej w porach gruntu. Jak wiadomo, podczas krystalizacji wody następuje powiększenie jej objętości o 9,1 % przy jednoczesnym zmniejszeniu gęstości o 8%, co nie może być przyczyną powstawania wysadzin, które dochodzą do 0,5 m. Wysadziny, jak podano wcześniej powstają wskutek tworzenia się w zamarzającym gruncie soczewek lodu. W wyniku tego zamarzania lód może wywołać ciśnienie ok. $50 \div 200$ kPa przy temperaturze $T = -22$ °C. Badania i obserwacje wykazują, że wysadziny mogą występować tylko wtedy, gdy (Pisarczyk, 1999):

- ujemna temperatura powietrza utrzymuje się dość długo,
- grunt podłoża jest wysadzinowy,
- grunt podłoża jest bardzo wilgotny, a zwierciadło wody gruntowej zalega dość płytko.

Na drogach wysadziny są szczególnie widoczne pod koniec zimy lub wczesną wiosną na niskich nasypach przy przepustach, po stopnieniu śniegu na nawierzchni drogi.

Uszkodzenia budynków wskutek przemarzania podłoża polegają najczęściej na podniesieniu fundamentów (posadowionych zbyt płytko ponad granicą przemarzania) w wyniku działania sił wysadzinowych.

Siły wysadzinowe działają prostopadle do podstaw fundamentu oraz stycznie na jego pobocznicę, jeśli zamarznięty grunt bezpośrednio dotyka do jego powierzchni bocznej i jest do niej przymarznięty. Według obecnych badań wielkość normalnych jednostkowych sił wysadzinowych może osiągnąć ok. 800 kPa, a jednostkowych sił stycznych ok. 100 kPa.

Na wiosnę po nastaniu ciepłych dni grunt zaczyna odmarzać, nawierzchnia zbudowana z materiałów kamiennych jest dobrym przewodnikiem ciepła w stosunku do zimnego pobocza. Toteż pod nawierzchnią grunt odmarza szybciej niż pod poboczami, gdyż przez nawierzchnię przenika więcej ciepła niż przez pobocze, co powoduje powstanie pod jezdnią pewnego rodzaju niecki, z której woda nie może odpłynąć do rowów poprzez jeszcze zamarznięty grunt pobocza.

W niecce tej wilgotność gruntu jest bardzo duża, a wytrzymałość na ścinanie nieznaczna, dlatego taki grunt nie może stawiać oporu i nawierzchnia łamie się pod obciążeniem od kół pojazdów.

4.4.2 Określenie głębokości przemarzania gruntów

Opracowane dotychczas teorie wyznaczania głębokości przemarzania gruntów dają przybliżone rozwiązanie.

Jednym z bardziej znanych rozwiązań uproszczonych na określenie głębokości przemarzania h_z jest wzór (Jeske i inni, 1966):

$$h_z = \sqrt{\frac{2\lambda}{Q\gamma_{ow}}} (T_z - T_p) t \quad (4.18)$$

gdzie:

- λ – współczynnik przewodnictwa cieplnego,
- Q – ciepło krzepnięcia wody,
- γ_{ow} – ciężar objętościowy wody zawartej w gruncie odniesiony do jednostki objętości gruntu,
- T_z – temperatura zamarzania,
- T_p – temperatura na powierzchni gruntu,
- t – czas.

W byłym Związku Radzieckim wyznaczono głębokość przemarzania glin i iłów wg wzoru empirycznego (Wiłun, 1987):

$$h_z = 23\sqrt{w_m} + 2 \quad (4.19)$$

gdzie:

- h_z – głębokość przemarzania [cm],
- w_m – suma ujemnych średnich temperatur miesięcznych wg wieloletnich obserwacji (w_m od wzoru przyjmuje się ze znakiem plus), °C.

Wzór powyższy stosuje się również dla piasków i gruntów mało spoistych, dla których h_z należy zwiększyć o 20 %.

Polska norma (PN-81/B-03020) dzieli teren Polski na 4 strefy: 0,8; 1,0; 1,2; 1,4 m pod względem głębokości przemarzania gruntów wysadzinowych. Wartości te przyjmuje się przy projektowaniu fundamentów budowli.

4.4.3 Kryteria wysadzinowości gruntów

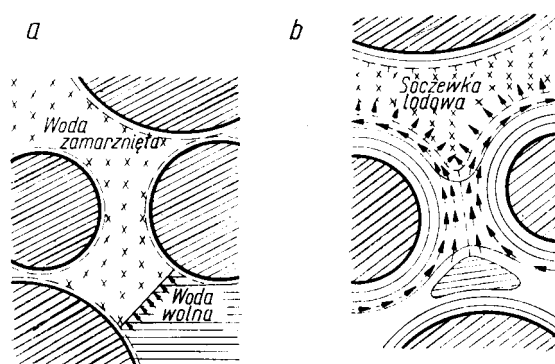
Kryteria wysadzinowości gruntów zależą od właściwości fizycznych gruntów. Grunty niespoiste, nie zawierające frakcji pyłowej i iłowej, przy przemarzaniu nie tworzą wysadzin nawet w stanie nasyconym wodą. Powstający w nich lód wyciska nadmiar wody ku dołowi tak, że grunty te po zamarznięciu zawierają mniej wody w porach niż przed zamarzaniem. Grunty spoiste natomiast, zawierające cząstki pyłowe i iłowe, są tym bardziej wysadzinowe, im drobniejsze jest ich uziarnienie i większa ich wilgotność. Istnieje więc zależność wysadzinowości gruntów od ich uziarnienia.

Wytlumaczenie tego zjawiska może być następujące (Wiłun, 1987): w gruntach o grubym uziarnieniu powierzchnia właściwa ziaren jest stosunkowo mała; im bardziej drobnoziarnisty jest grunt, tym większa jest powierzchnia właściwa ziaren, tym większa jest aktywność chemiczna gruntu i tym więcej jest wody adsorbowanej w błonkach na powierzchni cząstek. W gruncie gruboziarnistym ilość wody zaadsorbowanej na powierzchni cząstek w stosunku do wody wolnej, zawartej w porach gruntu, jest mała. Natomiast w gruntach drobnoziarnistych ilość wody zaadsorbowanej stanowi znaczną część ogólnej ilości wody w gruncie.

Woda adsorbowana (błonkowata) zachowuje się inaczej niż woda wolna. Temperatura zamarzania wody błonkowej jest niższa od 0° C i to tym bardziej, im drobniejsze są cząstki

i im bliżej powierzchni cząstki gruntowej znajdują się warstwy molekuł zagęszczonej wody błonkowej.

Oprócz tego należy uwzględnić, że kryształy lodu tworząc się w wodzie wolnej w gruncie gruboziarnistym mogą rosnąć bez przeszkód we wszystkich kierunkach, natomiast kryształy lodu w gruntach drobnoziarnistych w drobnych porach w sąsiedztwie błonek wody adsorbowanej mogą rosnąć tylko przez odrywanie molekuł wody od powierzchni cząstek (rys. 4.12).



Rysunek 4.12. Zamarzanie wody w gruncie: a) sybkim, ziarnistym, b) spoistym (iłowym) (Wihun, 1987)

Molekuły wody adsorbowanej na powierzchni cząstek mają pewną uporządkowaną orientację (prawdopodobnie podobną orientację mają również molekuły kryształów lodu) w wyniku czego molekuły wody na powierzchni cząstki i na kryształach lodu powinny wzajemnie się odpychać. Rosnące soczewki lodowe w gruntach drobnoziarnistych nie mają możliwości penetracji, jak w dużych porach gruntów gruboziarnistych, w dół, lecz rosną odpychając się od leżących poniżej nich drobnych cząstek gruntu, a więc rosną podnosząc się do góry, co powoduje tworzenie się wysadzin.

Im bardziej drobnoziarnisty jest grunt, tym mniejsze są wymiary porów, tym więcej porów jest prawie całkowicie wypełnionych wodą adsorbowaną, a więc lepsze są warunki do tworzenia się wydzielonych soczewek lodowych i powstawania wysadzin. Wynika stąd, że o wysadzinowości gruntów zasadniczo decyduje wymiar porów, a nie wymiar ziaren gruntów.

Spośród wielu kryteriów najbardziej znane są (Pisarczyk, 1999):

1. Kryterium Casagrandego opracowane w 1934 r., według którego zalicza się do wysadzinowych grunty bardzo różnoziarniste ($U > 15$), które zawierają więcej niż 3 % cząstek mniejszych od 0,02 mm oraz grunty równoziarniste ($U < 5$) zawierające ponad 10 % ww. cząstek,

2. Kryterium Beskowa (1935) wg którego uwzględnia się wpływ geologicznego pochodzenia gruntu, wielkość średnicy d_{50} , procentową zawartość o średnicy mniejszej od 0,062 mm i 0,125 mm oraz kapilarność bierną przy wilgotności równej granicy płynności,
3. Kryterium Wiłuna (1958) wg którego uwzględnia się uziarnienie gruntu i kapilarność bierną gruntu H_{kb} . Wiłun (1987) pod względem wysadzinowości, dzieli grunty na 3 grupy:

GRUPA A – grunty niewysadzinowe o $H_{kb} < 1,0$ m, bezpieczne w każdych warunkach wodnogruntowych i klimatycznych; są to grunty zawierające poniżej 20 % cząstek mniejszych od 0,05 mm i poniżej 3 % cząstek mniejszych od 0,02 mm (należą tu czyste żwiry, pospółki i piaski).

GRUPA B – grunty wątpliwe (mało wysadzinowe) o $H_{kb} < 1,3$ m, zawierające 20 ÷ 30 % cząstek mniejszych od 0,05 mm i 3 ÷ 10 % cząstek mniejszych od 0,02 mm (należą tu piaski bardzo drobne, pylaste i próchnicze).

GRUPA C – grunty wysadzinowe o $H_{kd} > 1,3$ m; są grunty zawierające powyżej 30 % cząstek mniejszych od 0,05 mm i powyżej 10 % cząstek mniejszych od 0,02 mm (należą tu wszystkie grunty spoiste i namuły organiczne).

5 CIŚNIENIE POROWE I NAPRĘŻENIE EFEKTYWNE

5.1 Wypór wody w gruncie

Na szkielet gruntowy znajdujący się poniżej zwierciadła wody działa wypór wody zgodnie z prawem Archimiedesa, powodując wywieranie mniejszego nacisku na warstwę leżącą niżej niż na warstwę powyżej zwierciadła wody gruntowej. Pozorny ciężar objętościowy szkieletu gruntowego o objętości $(1 - n)$ pod wodą gruntową, zgodnie z prawem Archimiedesa wyniesie (Pisarczyk, 1999):

$$\gamma' = (1 - n)\rho_s g - (1 - n)\rho_w g = (1 - n) \cdot (\rho_s - \rho_w)g = (1 - n)(\gamma_s - \gamma_w) = \gamma_{sr} - \gamma_w \quad (5.1)$$

gdzie:

$\gamma_{sr} = (1 - n)\gamma_s + n\gamma_w$ – ciężar objętościowy gruntu, przy $S_r = 1$,

n – porowatość gruntu,

ρ_s – gęstość właściwa szkieletu gruntowego,

ρ_w – gęstość właściwa wody,

g – przyspieszenie ziemskie równe $9,81 \text{ m/s}^2$,

γ_w – ciężar właściwy wody,

γ_s – ciężar właściwy szkieletu gruntowego.

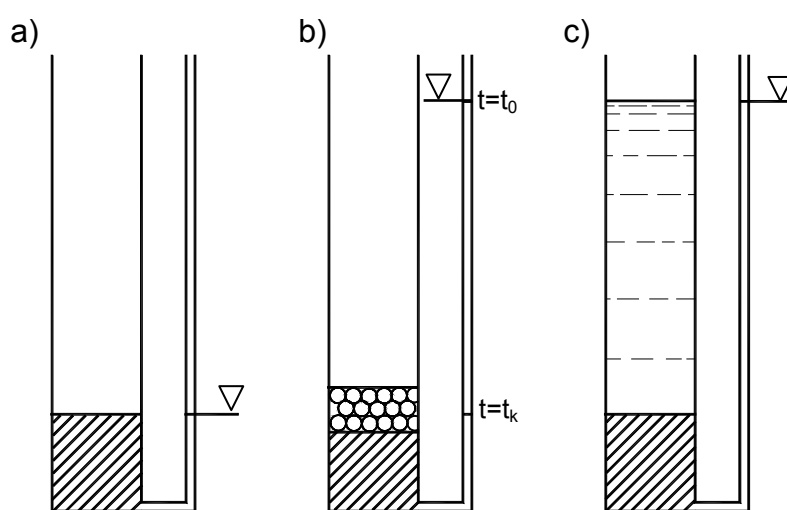
W obliczeniach statycznych, w których rozpatruje się ciężar gruntu poniżej zwierciadła wody gruntowej, powinien być brany pod uwagę pozorny ciężar objętościowy szkieletu, tzw. ciężar objętościowy gruntu pod wodą.

5.2 Ciśnienie wody w porach oraz naprężenie całkowite i efektywne

Rozkład ciśnienia wody w porach gruntu i naprężenia w szkielecie gruntowym oraz naprężenia całkowitego wywołanego siłami zewnętrznymi, działającymi na grunt, są ściśle ze sobą związane.

Celem zdefiniowania podstawowych pojęć należy początkowo rozważyć grunt nawodniony, a więc będący układem dwufazowym. Można założyć, że próbka nawodnionego

gruntu znajduje się w cylindrze (rys. 5.1). Próbkę gruntu jest nieobciążona, a więc działa na nią jedynie ciśnienie atmosferyczne. Jeśli zostanie zainstalowana rurka piezometryczna pokazująca poziom wody, to pokazywać ona będzie poziom górnej płaszczyzny próbki (a). Przyjmowane są również pewne założenia upraszczające, często przyjmowane przy rozpatrywaniu zagadnień praktycznych, a mianowicie, że zarówno cząstki gruntu, jak i woda są nieściśliwe. Jeśli na tę próbkę gruntu zostanie przyłożone dodatkowe obciążenie (b), to w pierwszej chwili t_0 nastąpi podniesienie się zwierciadła wody w rurce piezometrycznej, co spowodowane jest przejściem w pierwszej chwili całości obciążenia przez wodę (Glazer, 1985):



Rysunek 5.1. Napężenie całkowite i efektywne (Glazer, 1985)

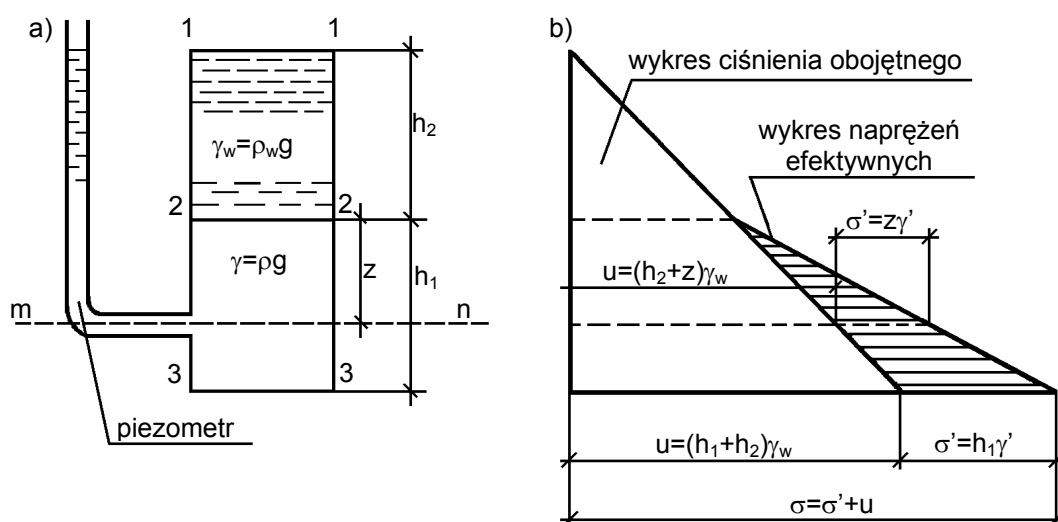
Wskutek wzrostu ciśnienia w wodzie następuje jej spływ do miejsc o ciśnieniu mniejszym. W analizowanym przypadku nastąpi wypływ wody z próbki do góry i wypełnienie pustych przestrzeni (c). W miarę wypływu wody obciążenie jest przejmowane przez szkielet gruntowy i następuje jego zagęszczanie, a więc i zmniejszenie się wysokości próbki gruntu. W trakcie zagęszczania następuje obniżenie poziomu wody w rurce piezometrycznej, a po zakończeniu procesu $t = t_k$ następuje ustabilizowanie na wysokości początkowej. W trakcie tego procesu występuje przekazywanie obciążenia z wody na szkielet gruntowy, a sam grunt zmienia swe właściwości fizyczne, porowatość, gęstość objętościową, stopień zagęszczania lub konsystencję oraz właściwości mechaniczne, jak wytrzymałość na ścinanie, moduł odkształcenia. Podczas procesu zagęszczania wartość obciążenia zewnętrznego nie ulega zmianie i **całkowite napężenie normalne** ma stałą wartość σ .

Zmienia się natomiast wartość ciśnienia przekazywanego na szkielet gruntowy, określonego mianem **naprężenia efektywnego** σ' , oraz **ciśnienie wody w porach gruntu** u . Z warunków równowagi wynika, że:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (5.2)$$

Ciśnienie wody w porach istnieje w dowolnym punkcie środowiska wodnego w wyniku działania sił powierzchniowych i masowych. Może być traktowane jako wartość skalarna, w danym bowiem punkcie ma jednakową wartość we wszystkich kierunkach, czyli nie zależy od kierunku powierzchni na którą działa.

Ciśnienie to na głębokości z poniżej poziomu gruntu zgodnie z rysunkiem 5.2, będzie miało wartość:



Rysunek 5.2. Rozkład naprężeń w gruncie: a) cylinder z gruntem obciążonym wodą, b) wykres naprężeń (Pisarczyk, 1999)

$$u = (h_2 + z)\rho_w g = (h_2 + z)\gamma_w \quad (5.3)$$

a całkowite naprężenie na masę gruntową wyrazi się wzorem:

$$\sigma = h_2\rho_w g + z\rho g = h_2\gamma_w + z\gamma \quad (5.4)$$

gdzie:

- $\gamma = \rho g$ – ciężar objętościowy gruntu, przy $S_r = 1$,
- $\gamma = \gamma_{sr} = (1 - n)\gamma_s + n\gamma_w$
- ρ – gęstość objętościowa gruntu,
- h_2 i z – jak na rysunku 5.2.

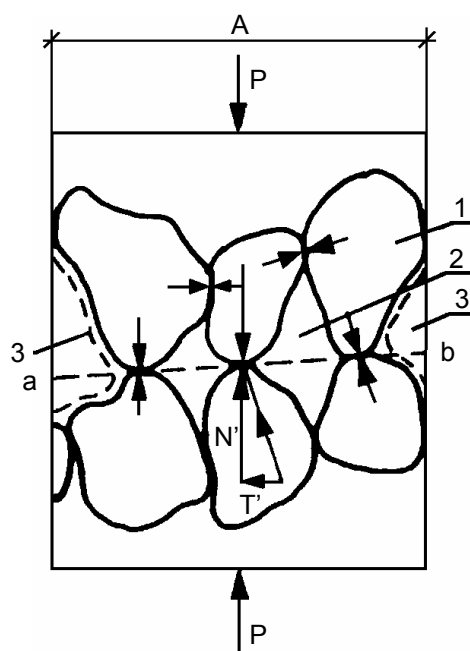
Naprężenie na szkielet gruntowy – naprężenie efektywne σ' , zwane również czynnym, stanowi różnicę pomiędzy naprężeniem całkowitym na masę gruntową i naciskiem na wodę u (ciśnieniem wody w porach):

$$\sigma' = \sigma - u = h_2 \gamma_w + z \gamma_{sr} - h_2 \gamma_w - z \gamma_w = z(\gamma_{sr} - \gamma_w) = z \gamma' \quad (5.5)$$

Naprężenie efektywne jest to więc nacisk na grunt z uwzględnieniem wyporu. Wykres naprężenia całkowitego, efektywnego i ciśnienia wody w porach przedstawiono na rysunku 5.2.

Dla wody w ruchu ciśnienie wody w porach wyznacza się za pomocą siatki przepływu. Wartość ciśnienia porowego w dowolnym punkcie podłoża wyznacza linia jednakowych naporów (jednakowe wysokości podłoża zwierciadła wody nad poziomem odniesienia).

Fizyczne znaczenie naprężenia efektywnego i całkowitego wyjaśniono na schemacie próbki gruntu częściowo nasyconego wodą ($S_r < 1$), przedstawionym na rysunku 5.3.



Rysunek 5.3 Schemat wyjaśniający pojęcie naprężenia efektywnego: 1 – cząstka gruntu, 2 – woda, 3 – pęcherzyk powietrza (Pisarczyk, 1999)

Powierzchnię a – b poprowadzono w ten sposób, aby była jak najbardziej zbliżona do płaszczyzny poziomej. Siła normalna P przyłożona do powierzchni próbki A jest przenoszona częściowo przez siły na stykach cząstek, a częściowo przez ciśnienie wody w porach i ciśnienie gazu (powietrza) w porach. Wartość i kierunek działania tych sił są równe, ale na

stykach położonych na rozpatrywanej powierzchni mogą być rozłożone na składowe N' i T' ; siłę normalną i styczną do poziomej płaszczyzny.

Przy tych założeniach naprężenie efektywne (naprężenie przenoszone przez szkielet gruntowy) jest wyrażone przez zależność: $\sigma' = \frac{\sum N'}{A}$, a naprężenie całkowite $\sigma = \frac{P}{A}$.

Równowagę układu opisuje się równaniem:

$$P = \sum N' + u_w A_w + u_a A_a \quad (5.6)$$

Po podzieleniu równania przez A otrzymuje się:

$$\sigma = \sigma' + u_w \frac{A_w}{A} + u_a \frac{A_a}{A} \quad (5.7)$$

Ponieważ powierzchnia styku ziaren jest bardzo mała (np. dla piasku wynosi ok. 1 ÷ 3 % całej powierzchni A), to $A \approx A_w + A_a$, a wtedy:

$$\sigma = \sigma' + u_w \frac{A_w}{A} + u_a \left(\frac{A - A_a}{A} \right) \quad (5.8)$$

Jeżeli przyjąć $A_w/A = \kappa$, to po przekształceniu otrzymuje się:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \kappa(u_a - u_w) \quad (5.9)$$

gdzie:

- σ' – naprężenie efektywne,
- σ – naprężenie całkowite,
- u_a – ciśnienie gazu w porach,
- u_w – ciśnienie wody w porach,
- κ – współczynnik zależny od stopnia wilgotności.

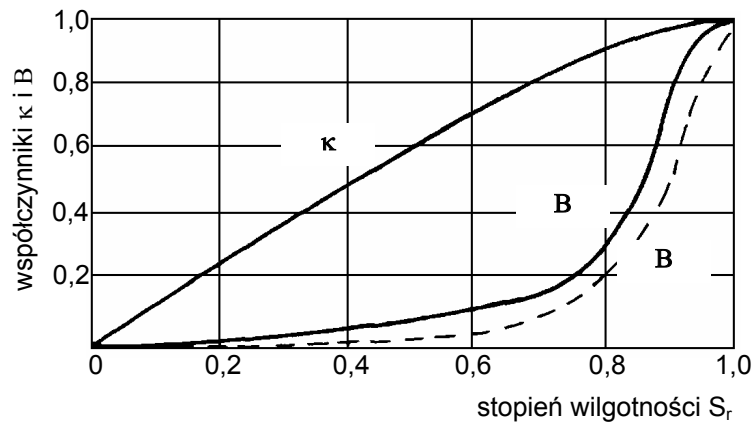
Jest to znane równanie na naprężenie efektywne dla gruntów częściowo nasyconych wodą zaproponowane przez Bishopa i Henkela (1957), który ustalił, że współczynnik κ zależy od stopnia wilgotności S_r (rys. 5.4).

Przy stopniu wilgotności $S_r = 1$ współczynnik $\kappa = 1$, wtedy wzór zmienia się do postaci wzoru podanego przez Terzagiego na naprężenia efektywne.

Przyrost ciśnienia wody w porach (Δu) przy wzroście naprężenia w gruncie można oszacować na podstawie wzoru Skemptonia (Biernatowski i in., 1987):

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (5.10)$$

gdzie: $\Delta\sigma_3$ i $\Delta\sigma_1$ – przyrost naprężeń głównych,



Rysunek 5.4. Zależność pomiędzy współczynnikiem κ oraz B i stopniem wilgotności S_r (Pisarczyk, 1999)

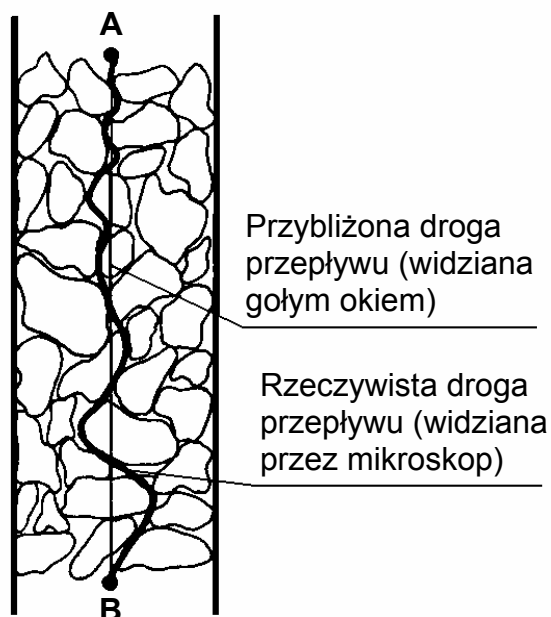
A i B – współczynniki ciśnienia wody w porach określone w badaniach laboratoryjnych przy czym $A = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3}$ oraz $B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}$.

Współczynniki A i B zależą od wartości składowych naprężenia, przy których zostały wyznaczone. Dla ciała idealnie sprężystego $A = 1/3$. Współczynnik B zależy od stopnia wilgotności.

6 PRZEPŁYW WODY W GRUNCIE

6.1 Istota przepływu cieczy w gruncie

W gruntach jako ośrodku porowatym na ogół wszystkie pory są połączone z porami sąsiednimi. W gruntach ziarnistych – żwirach, piaskach, a nawet pyłach – nie jest możliwe istnienie zamkniętych porów. Natomiast w ilach składających się zazwyczaj z cząstek o kształcie blaszkowym wydaje się możliwe występowanie małej ilości porów zamkniętych. Zdjęcia elektronowo-fotomikrograficzne ilów naturalnych wykazały, że nawet w gruntach najbardziej drobnoziarnistych wszystkie pory są połączone. Ponieważ pory w gruncie są połączone, więc przepływ wody możliwy jest nawet w najbardziej zagęszczonych gruntach naturalnych. Dlatego też w próbce gruntu woda może przepływać z punktu A do punktu B, jednakże nie po linii prostej i ze stałą prędkością, lecz raczej od poru do poru po krzywej zaznaczonej linią grubą na rysunku 6.1 (Lambe i Whitman, 1978).



Rysunek 6.1. Droga przepływu w gruncie (Lambe i Whitman, 1978)

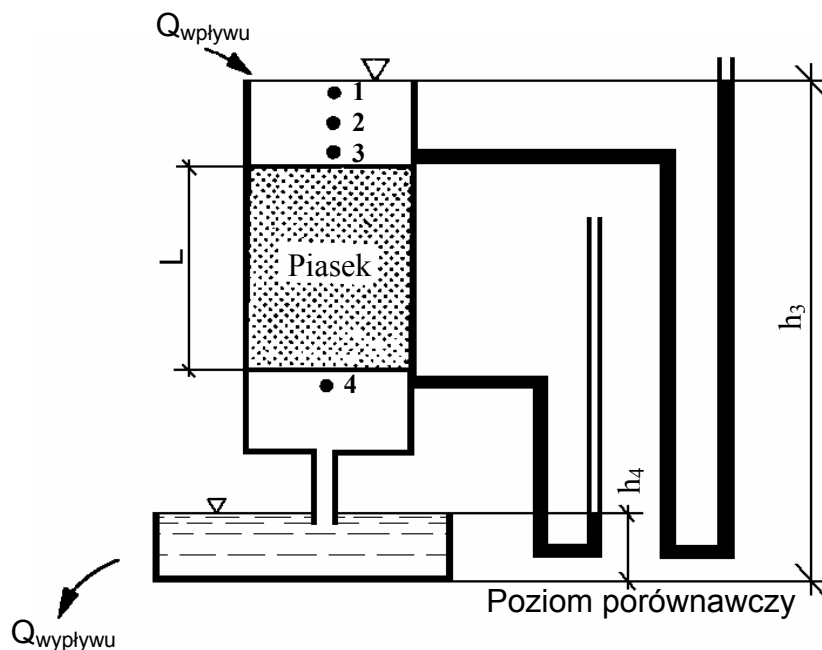
Prędkość cząstki wody w dowolnym punkcie krzywej przepływu zależy od jej położenia w porze, wymiarów poru, a w szczególności od jej odległości od powierzchni najbliższej cząstki gruntu. W zagadnieniach geotechnicznych przyjmuje się, że przepływ wody od punktu A do punktu B następuje po linii prostej z pewną prędkością przeciętną.

6.2 Filtracja. Prawo Darcy'ego

Woda gruntowa najczęściej znajduje się w ruchu. Ruch wody gruntowej, nazywany jest **filtracją**, zależy od ośrodka gruntowego, w którym przepływ się odbywa od jego uziarnienia, struktury i porowatości. Im drobniejsze jest np. uziarnienie gruntu tym większe są opory ruchu wody.

Ze względu na bardzo nieregularny układ porów i szczelin w gruncie nie jest możliwe zbadanie zjawiska filtracji z dokładnością, z jaką w hydraulice określa się np. ruch wody w przewodach. Dlatego w praktyce stosuje się empiryczną zależność podaną przez Darcy'ego.

Darcy do badania właściwości przepływu wody przez filtracyjne warstwy piasku użył urządzenia podobnego do przedstawionego na rysunku 6.2.



Rysunek 6.2. Doświadczenie Darcy'ego (Lambe i Whitman, 1978)

Podczas badania zmieniano długość próbki L oraz ciśnienie na jej górnej i dolnej podstawie, mierząc wydatek Q przepływu wody przez piasek. Na podstawie przeprowadzonych badań Darcy stwierdził, że Q jest proporcjonalne do $\frac{h_3 - h_4}{L}$ oraz że:

$$Q = k \frac{h_3 - h_4}{L} A = kiA \quad (6.1)$$

gdzie:

Q	– wydatek przepływu,
k	– stała, współczynnik proporcjonalności, zwany współczynnikiem filtracji ,
h_3	– wysokość nad poziomem porównawczym, do której nastąpiło podniesienie wody w piezometrze umieszczonym powyżej próbki,
h_4	– wysokość jak h_3 lecz w piezometrze poniżej próbki,
L	– długość próbki,
A	– pole całkowite poprzecznego przekroju,
$i = \frac{h_3 - h_4}{L}$	– spadek hydrauliczny.

Powyższe równanie znane jest jako **prawo Darcy’ego**, opisuje jedną z podstawowych zasad mechaniki gruntów (Lambe i Whitman, 1978).

Równanie to można przekształcić w następujący sposób:

$$\frac{Q}{A} = ki = v \quad (6.2)$$

ponieważ A przedstawia całkowite pole przekroju wewnętrznego rurki powyżej próbki gruntu, to v jest **prędkością cząstki wody** poruszającej się ku dołowi od położenia 1 do położenia 2. Ta prędkość liczbowo równa się ki . Wobec tego k można przyjąć jako prędkość dopływu przy jednostkowym spadku hydraulicznym, tzn. $k = \frac{v}{i}$ lub $k = v$ dla spadku hydraulicznego równego 1. Z położenia 3 do położenia 4 w próbce gruntu cząstka wody płynie szybciej niż z położenia 1 do 2, ponieważ średni przekrój pola przepływu jest mniejszy. Stosując zasadę ciągłości można powiązać prędkość dopływu v ze średnią rzeczywistą prędkością przepływu przez grunt v_s , jak następuje:

$$Q = vA = v_s A_p, \quad (6.4)$$

$$v_s = v \frac{A}{A_p} = v \frac{AL}{A_p L} = v \frac{V}{V_p} = \frac{v}{n} \quad (6.5)$$

Średnia rzeczywista prędkość przepływu w gruncie v_s , nazywa się **prędkością filtracji**, jest ona równa prędkości dopływu podzielonej przez porowatość:

$$v_s = \frac{v}{n} = \frac{ki}{n} \quad (6.6)$$

Równanie to wyraża średnią prędkość cząstki wody poruszającej się od położenia 3 do położenia 4, co odpowiada odległości w linii prostej między tymi położeniami podzielonej przez czas przepływu tej cząstki. W tym przypadku cząstka wody płynie przez grunt

właściwie po linii krzywej ze zmienną prędkością. Dlatego też prędkość v_s jest prędkością pozorną pewnej cząstki wody poruszającej się po linii prostej, ze stałą prędkością z położenia 3 do położenia 4. Pomimo tego, że prędkość dopływu i prędkość filtracji są wielkościami pozornymi, można ich użyć do obliczenia czasu przepływu wody na danej odległości w gruncie, tak jak w tym przypadku między położeniem 3 i 4.

6.3 Ograniczenia prawa Darcy'ego

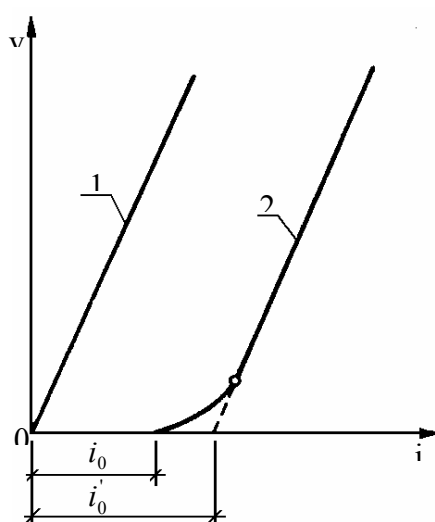
Wzór Darcy'ego może być w zasadzie stosowany wówczas, gdy ruch wody jest laminarny. W przypadku ruchu burzliwego, występującego w gruntach o uziarnieniu grubszym, ma on postać (Biernatowski i in., 1987):

$$v = ki^m \quad (6.7)$$

przy czym $m < 1$.

Prędkość krytyczna, po której przekroczeniu występuje ruch burzliwy, jest trudna do oceny; można w przybliżeniu przyjąć, że powyżej $v = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s w piasku rozpoczyna się ruch burzliwy.

Znacznie większe znaczenie praktyczne mają przyjęte ograniczenia stosowania wzoru Darcy'ego w przypadku gruntów o bardzo małym współczynniku filtracji tzw. gruntów spoistych. Stwierdzono, że ruch wody w tego rodzaju gruntach może nastąpić dopiero po przekroczeniu tzw. gradientu początkowego. W gruntach o małej przepuszczalności konieczne jest wystąpienie gradientu początkowego i_0 , aby rozpoczął się ruch wody (rys. 6.3).

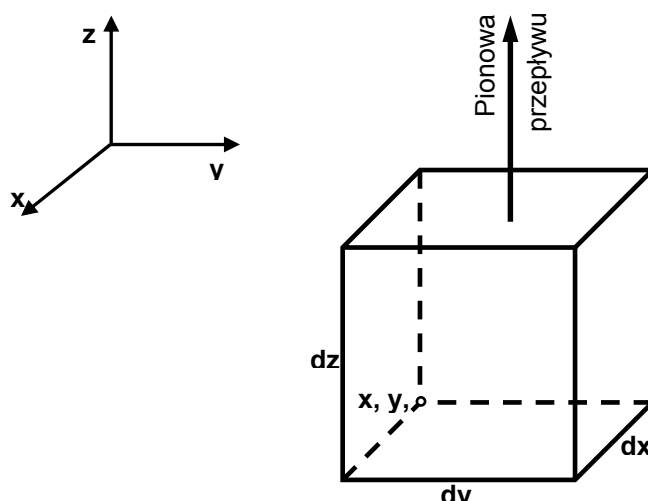


Rysunek 6.3. Zależność prędkości filtracji od gradientu: 1 – w piaskach, 2 – w gruntach spoistych

Istnienie gradientu początkowego ma istotne znaczenie praktyczne. Jeżeli obserwowany w warunkach naturalnych spadek hydrauliczny $i < i_0$, to grunt spoisty można uważać za szczelny. Niemniej istotne znaczenie ma występowanie zjawiska gradientu początkowego podczas konsolidacji gruntu. Przy zbyt małym obciążeniu gruntu nasyconego wodą jego konsolidacja może wystąpić jedynie w zakresie ograniczonym, gdyż gradienty, które występują mogą być mniejsze od gradientu początkowego.

6.4 Podstawowe równanie przepływu w gruncie

Podstawowe równanie ruchu wody gruntowej uzyskuje się rozpatrując przepływ wody przez wyodrębniony myślowo w gruncie element sześcianu o wymiarach dx , dy , dz (Lambe i Whitman, 1978).



Rysunek 6.4. Przepływ przez element gruntu (Lambe i Whitman, 1978)

W rozważanym elemencie występuje przepływ laminarny o składowych w kierunkach (rys.6.4.) x, z, y:

$$q = q_x + q_y + q_z \quad (6.8)$$

Zgodnie z prawem Darcy'ego można składowe przepływu np. pionową składową przepływu q_z zdefiniować wykorzystując następującą analizę:

- dopływ do podstawy elementu $q_z = k_i a$, gdzie a oznacza pole podstawy

$$q_z = k_z \left(-\frac{\partial h}{\partial z} \right) dy dx \quad (6.9)$$

- odpływ z górnej powierzchni elementu

$$q_z = \left(k_z + \frac{\partial k_z}{\partial z} dz \right) \left(-\frac{\partial h}{\partial z} - \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dy dx \quad (6.10)$$

gdzie:

k_z – współczynnik filtracji w kierunku z w punkcie x, y, z ,

h – napór hydrodynamiczny.

Różnica dopływu do elementu i odpływu (dopływ netto) z przepływu pionowego Δq_z równa się różnicy dopływu przez podstawę i odpływ z powierzchni górnej

$$\Delta q_z = k_z \left(-\frac{\partial h}{\partial z} \right) dy dx - \left(k_z + \frac{\partial k_z}{\partial z} dz \right) \left(-\frac{\partial h}{\partial z} - \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dy dx \quad (6.11)$$

$$\Delta q_z = \left(k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial k_z}{\partial z} \frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial k_z}{\partial z} dz \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz \quad (6.12)$$

Przy stałym współczynniku filtracji $\partial k_z / \partial z = 0$, Δq_z równe jest:

$$\Delta q_z = \left(k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz \quad (6.13)$$

Podobnie, całkowity przepływ w kierunku x wyniesie

$$\Delta q_x = \left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) dx dy dz \quad (6.14)$$

Dla przepływu dwukierunkowego $q_y = 0$

$$\Delta q = \Delta q_x + \Delta q_z = \left(k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) dx dy dz \quad (6.15)$$

Objętość wody V_w w elemencie gruntu wynosi:

$$V_w = S_r n dx dy dz = \frac{S_r e}{1+e} dx dy dz \quad (6.16)$$

a prędkość zmiany objętości wody równa się:

$$\Delta q = \frac{\partial V_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{S_r e}{1+e} dx dy dz \right) \quad (6.17)$$

Wprowadzając założenie, że zależność $\frac{dx dy dz}{1+e}$ określająca objętość szkieletu gruntowego

(ciała stałego) w elemencie gruntu ma wartość stałą, więc:

$$\Delta q = \frac{dx dy dz}{1+e} \frac{\partial (S_r e)}{\partial t} \quad (6.18)$$

Porównując dwa wyrażenia na Δq otrzymamy:

$$\left(k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \right) dx dy dz = \frac{dx dy dz}{1+e} \frac{\partial(S_r e)}{\partial t} \quad (6.19)$$

skąd po uproszczeniu:

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\partial S_r}{\partial t} + S_r \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (6.20)$$

Jest to podstawowe równanie przepływu laminarnego w gruncie w układzie płaskim. Ze względu na wartość e i S_r po prawej stronie równania istnieje możliwość zdefiniowania przepływu w czterech różnych warunkach:

1. e i S_r stałe - przepływ stały nazywany filtracją,
2. e zmienne, a S_r stałe – gdy e maleje proces ten nazywany jest konsolidacją, jeżeli rośnie pęcznieniem,
3. e stałe, a S_r zmienne – przy stałej objętości gruntu gdy S_r maleje to ten rodzaj przepływu wyraża odwodnienie, jeżeli S_r rośnie nawodnienie,
4. e i S_r zmienne ten rodzaj przepływu obejmuje zagadnienia konsolidacji i pęcznienia przy niepełnym nasyceniu gruntu wodą.

Przy stałym przepływie (wartości e i S_r stałe) podstawowe równanie przepływu opisujące filtrację przy pełnym nasyceniu gruntu wodą przybiera postać:

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (6.21)$$

a w przypadku, kiedy współczynnik filtracji jest jednakowy we wszystkich kierunkach ($k_z = k_x$), równanie podstawowe można przedstawić w jeszcze prostszej postaci:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (6.22)$$

Jest to równanie Laplace'a, z którego wynika, że suma zmian spadków hydraulicznych w kierunku z i x równa się zero. Z tym równaniem zgodne jest podstawowe równanie przepływu stałego w gruntach izotropowych.

Przy przepływie w warunkach zmiennych wartości e (odkształcalność gruntu) i stałej wartości $S_r = 1$ (pełnym nasyceniu) występującym w procesie konsolidacji gruntu podstawowe równanie przepływu przybiera postać:

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (6.23)$$

Z uwagi na fakt, że głównym czynnikiem wywołującym przepływ w procesie konsolidacji jest ciśnienie wody w porach $u = h\gamma_w$ podstawowe równanie konsolidacji można zapisać w postaci:

$$\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (6.24)$$

Jest to równanie konsolidacji gruntu definiujące zmianę wskaźnika porowatości e i ciśnienia wody w porach u w układzie dwuwymiarowym.

6.5 Siatka filtracyjna

Ruch wody gruntowej jest ruchem potencjalnym, który opisuje się równaniem Laplace'a rozpatrywanym na płaszczyźnie. W celu przestrzennego ujęcia ruchu wody należy uwzględnić trzecią składową. Jeżeli przyjąć, że pole wektorów prędkości ma potencjał φ równanie linii jednakowego potencjału prędkości ma postać $\varphi(x, y) = const$. Można wyznaczyć również funkcję prądu ψ , pisząc równanie linii prądu w postaci $\psi(x, y) = const$.

Rozwiązując powyższe równania oraz równanie Laplace'a, można wyznaczyć linie jednakowego potencjału prędkości oraz linie prądu, które tworzą układ krzywych wzajemnie ortogonalnych, nazywany **siatką hydrodynamiczną** lub **filtracyjną** (Biernatowski i in., 1987).

W praktyce do wyznaczania siatki hydrodynamicznej stosuje się metody np. analogowe (analogii hydroelektrycznej), numeryczne (metoda elementów skończonych) lub metodę kolejnych przybliżeń, z zachowaniem warunków brzegowych ortogonalności.

Przykład siatki hydrodynamicznej dotyczącej ruchu wody gruntowej pod ścianą szczelną wbitą w dno rzeki przedstawiono na rysunku 6.5.

Z rysunku wynika, że na podstawie siatki hydrodynamicznej można określić elementy filtracji: kierunek, spadek hydrauliczny i prędkość w dowolnym punkcie ośrodka, w którym odbywa się ruch wody. Kierunek filtracji wyznaczony jest bezpośrednio przez linie prądu. Spadki hydrauliczne dotyczące poszczególnych elementów siatki (równoległoboków krzywoliniowych) można obliczyć ze wzoru:

$$i_n = \frac{\Delta h}{ml_n} \quad (6.25)$$

gdzie:

i_n – spadek hydrauliczny w n-tym elemencie siatki,

- Δh – różnica naporów przed i za ścianką, m,
 m – liczba odcinków, na które podzielono drogi filtracji,
 l_n – odległość między dwiema liniami jednakowego potencjału w rozpatrywanym elemencie siatki, m.

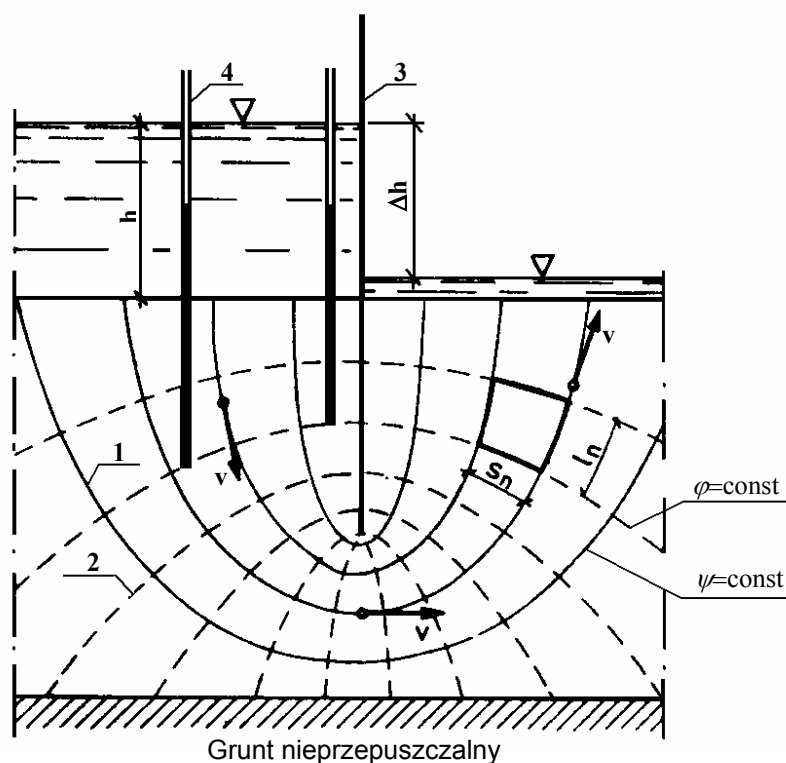
Znając spadek hydrauliczny w dowolnym elemencie siatki hydrodynamicznej, można wyznaczyć prędkość, a także przepływ:

$$q = k i_n s_n \cdot 1m \quad (6.26)$$

gdzie:

- q – przepływ filtracyjny w jednym elemencie siatki filtracyjnej [m^2/s],
 s_n – wymiar elementu siatki [m],
 i_n – spadek hydrauliczny.

Powyższy wzór odnosi się do wycinka gruntu o szerokości 1 m.



Rysunek 6.5. Siatka hydrodynamiczna w podłożu pod ścianką szczelną; 1 – linia prądu, 2 – linia jednakowego potencjału prędkości, 3 – ścianka szczelna, 4 – piezometr (Biernatowski i in., 1987).

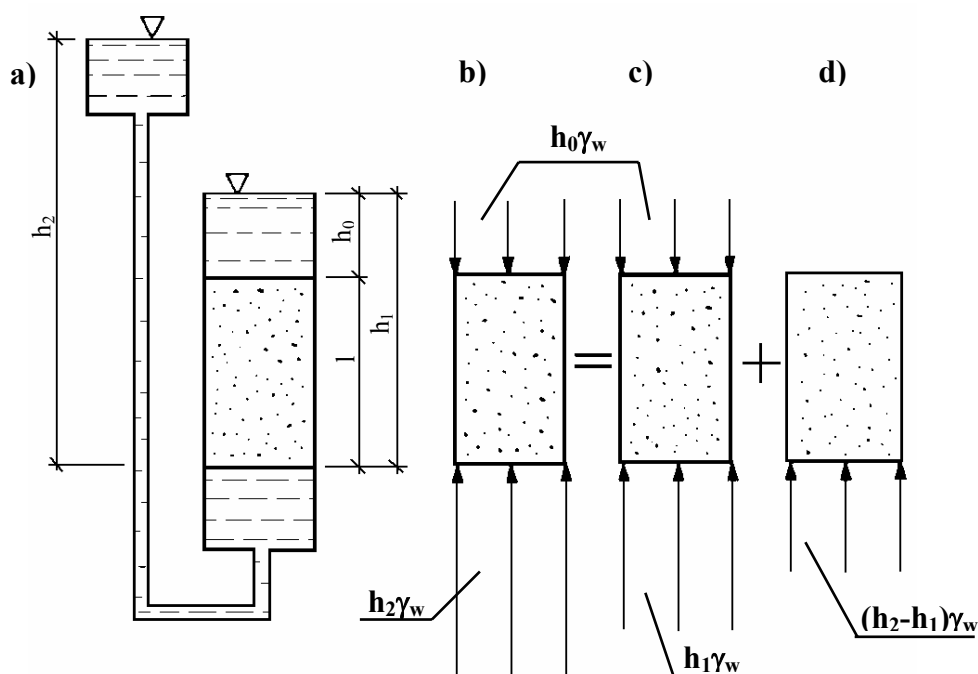
7 ZJAWISKA ZWIĄZANE Z RUCHEM WODY W GRUNCIE

7.1 Ciśnienie spływowe

Przepływająca przez grunt woda wywiera na szkielet gruntowy ciśnienie, które przewyższa siłę tarcia wody o ziarna i cząstki gruntu. Ciśnienie to w odniesieniu do jednostki objętości gruntu nosi nazwę **ciśnienia spływowego** (hydrodynamicznego) i jest skierowane zgodnie z kierunkiem filtracji (stycznie do linii prądu).

Wzajemne oddziaływanie wody i szkieletu gruntowego zmienia się, gdy rozpoczyna się filtracja. Woda filtrująca przez grunt, wskutek napotkanych oporów ruchu, działa na szkielet gruntowy. Powoduje powstanie sił filtracyjnych skierowanych zgodnie z kierunkiem filtracji (stycznie do linii prądu). Siły te, odniesione do jednostki objętości gruntu, nazywa się **ciśnieniem spływowym** lub **ciśnieniem filtracyjnym** (Biernatowski i in., 1987).

Ciśnienie spływowe można określić rozpatrując schemat przedstawiony na rysunku 7.1.



Rysunek 7.1. Ciśnienie wody na próbkę gruntu: a) schemat naczynia modelowego, b) całkowite ciśnienie wody, c) różnica ciśnień wody (strata ciśnienia wskutek filtracji) (Biernatowski i in., 1987)

Na próbkę gruntu znajdującego się w naczyniu działają:

- od góry ciśnienie wody $u_1 = h_0 \gamma_w$
- od dołu ciśnienie wody $u_2 = h_2 \gamma_w$

gdzie:

γ_w – ciężar właściwy wody,

h_0, h_2 – wysokość położenia zwierciadła wody (napór).

Przez próbkę filtruje woda, której ruch jest spowodowany różnicą poziomów wody $h_2 - h_1$ w naczyniach. Ciśnienie wody u działające na podstawę próbki można rozdzielić na dwie składowe:

- ciśnienie $h_1 \gamma_w$ odpowiadające wyporowi,
- ciśnienie $(h_1 - h_2) \gamma_w$, odpowiadające stracie ciśnienia, spowodowanej przepływem wody przez próbkę.

Trzeba pamiętać, że strata ciśnienia, przyłożona umownie na omawianym schemacie do zewnętrznej powierzchni (podstawy) próbki, powstaje w rzeczywistości wskutek oporów ruchu przy przepływie na całej długości próbki. Aby określić jednostkową stratę ciśnienia przy przepływie wody przez grunt, trzeba ją odnieść do jednostki długości. Jeśli zatem drugą składową ciśnienia odniesie się do jednostki długości, to otrzymuje się:

$$\frac{h_2 - h_1}{l} \gamma_w = i \gamma_w = j \quad (7.1)$$

gdzie:

j – wartość ciśnienia spływowego, tzn. jednostkowej siły objętościowej spowodowanej filtracją.

Ze wzoru wynika, że ciśnienie spływowe nie zależy od prędkości filtracji, lecz tylko od spadku hydraulicznego. Ciśnienie spływowe jest jednostkową siłą objętościową i może być mierzone w kN/m^3 . W odróżnieniu od ciśnienia wody w porach, które może być rozpatrywane jako wielkość skalarna, ciśnienie spływowe jest wektorem. Siłę filtracji działającą na określoną objętość gruntu V można wyznaczyć z zależności:

$$J = jV \quad (7.2)$$

gdzie: J – siła filtracji,

j – ciśnienie spływowe,

V – objętość gruntu.

Ciśnienie spływowe działa na cząstki gruntu dodatkowo, poza siłami grawitacji (ciężaru i wyporu). Tak więc w warunkach filtracji grunt pozostaje pod wpływem sił

grawitacji i siły filtracyjnej, których wypadkowa jest siłą masową; od niej zależy naprężenie efektywne.

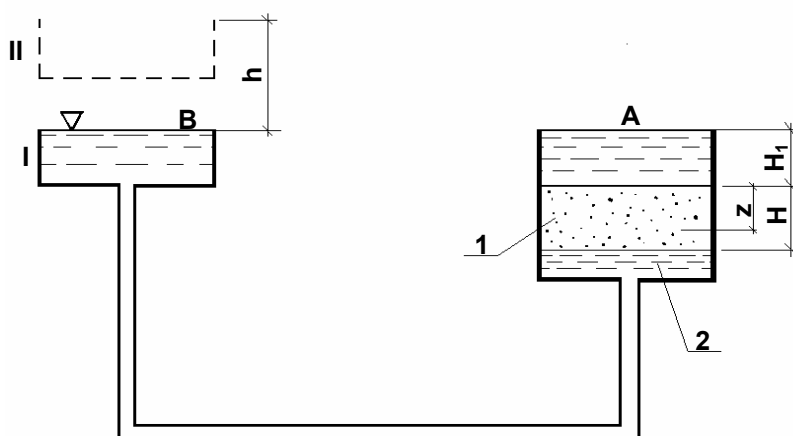
W obliczeniach statycznych można przyjmować albo wypadkową wyporu i siły filtracyjnej, albo parcie spowodowane ciśnieniem wody w porach.

Obydwa sposoby z jednakową dokładnością wyrażają oddziaływanie na szkielet gruntowy wody porowej znajdującej się w ruchu.

7.2 Spadek krytyczny

Ruch wody w gruncie może spowodować zmiany jego struktury, a w następstwie zmiany właściwości fizycznych i mechanicznych. Do najczęściej spotykanych skutków filtracji należy **sufozja**. Sufozją nazywane jest zjawisko polegające na unoszeniu przez filtrującą wodę drobnych cząsteczek gruntu. Cząstki te mogą być przesunięte do innego miejsca szkieletu gruntowego lub wyniesione poza obręb gruntu. Wskutek tego powiększają się w gruncie pory, a zatem zwiększa się współczynnik filtracji; może również ulec zwiększeniu prędkość filtracji, co z kolei może spowodować wynoszenie coraz większych cząstek gruntu. W wyniku tego mogą powstać kawerny lub kanały w gruncie; zjawisko przybiera wtedy cechy przebiccia hydraulicznego.

W przypadku szczególnie intensywnej filtracji może wystąpić zjawisko **kurzawki**. Warunki jej powstania wyjaśniono schematycznie na rysunku 7.2 (Biernatowski i in., 1987).



Rysunek 7.2. Schemat doświadczenia określającego spadek krytyczny: 1 – piasek, 2 – siatka (Biernatowski i in., 1987)

W naczyniu A znajduje się próbka piasku. Przy I położeniu naczynia B naprężenie całkowite w próbce w przekroju położonym na głębokości z równe jest:

$$\sigma = H_1 \gamma_w + z \gamma_{sr} \quad (7.3)$$

a naprężenie efektywne

$$\sigma' = \sigma - u = z \gamma' \quad (7.4)$$

Jeżeli naczynie B zostanie podniesione do położenia II, to rozpocznie się ruch wody w kierunku od dołu próbki do góry, ciśnienie zwiększy się o $\gamma_w h$, co można zapisać w postaci

$\gamma_w \frac{h}{H} H$ lub $\gamma_w i H$, a naprężenie efektywne zmaleje do wartości równej:

$$\sigma' = z \gamma' - \gamma_w i H \quad (7.5)$$

Naczynie B może być podniesione tak wysoko, że wzrost ciśnienia wody w porach spowodowany ruchem wody będzie tak duży, iż naprężenie efektywne $\sigma' = 0$.

Oznacza to, że cząstki gruntu nie wspierają się o siebie, lecz „pływają” w wodzie. Grunt traci wówczas cechy ciała stałego i przechodzi w stan płynny. Można wówczas zauważyć ruch i wznoszenie się cząstek piasku do góry; cała próbka będzie w stanie „wrzenia”. Spadek hydrauliczny i przyjmie wówczas wartość krytyczną i_{kr} . Wykorzystując powyższy wzór oraz rozpatrując całą próbkę gruntu, tzn. $z = H$, można spadek krytyczny wyznaczyć ze wzoru:

$$i_{kr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (7.6)$$

gdzie:

- γ' - ciężar objętościowy gruntu z uwzględnieniem wyporu wody,
- γ_w - ciężar właściwy wody.

Upłynnienie gruntu można spowodować w gruntach niezależnie od wielkości jego uziarnienia. Jednak w praktyce kurzawka najczęściej występuje w piaskach drobnych. W gruntach o grubym uziarnieniu, np. w żwirach, zjawisko to występuje niezmiernie rzadko. Jest to spowodowane niewielkimi gradientami $i \ll 1$, jakie na ogół występują w gruntach o dużej przepuszczalności (gruboziarnistych).

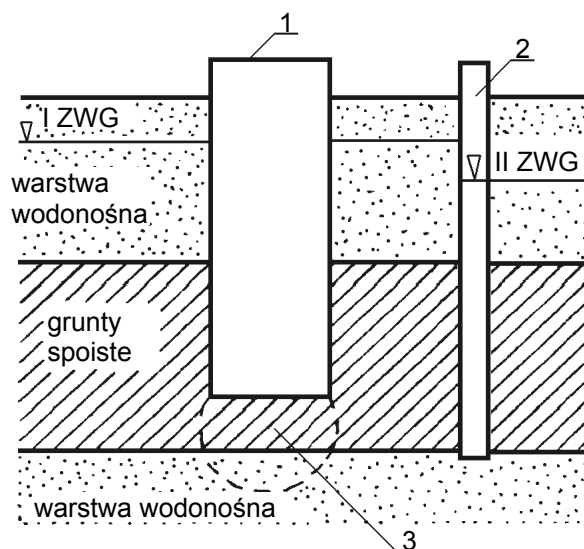
7.3 Zmiany w gruncie wywołane filtracją

Zjawisko kurzawki (upłynnienia gruntu) jest jedną z postaci zmian, jakie w gruncie wywołuje filtracja. Najczęściej występujące zmiany w gruncie wywołane filtracją (oprócz kurzawki) to: wyparcie, przebicie hydrauliczne i sufozja. Zmiany te nigdy nie występują w czystej postaci, lecz są ze sobą w większym lub mniejszym stopniu połączone.

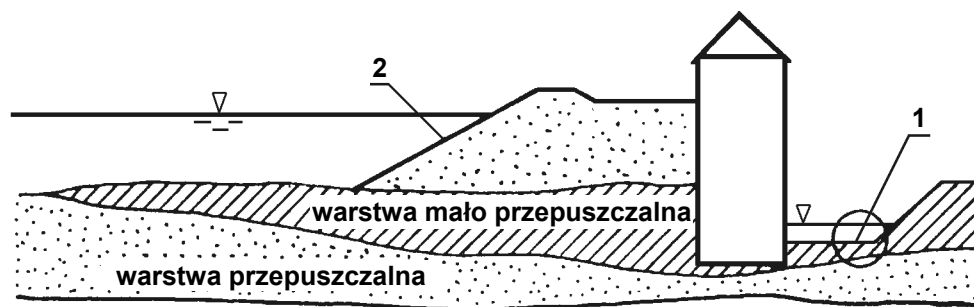
Wyparciem gruntu nazywa się zjawisko polegające na przesunięciu pewnej objętości gruntu, często wraz z obciążającymi ją elementami ubezpieczeń. Wyparta masa powiększa swoją objętość, a więc i porowatość. Zjawisko wyparcia może występować nie tylko w kierunku pionowym do góry, lecz również poziomo w podłożu budowli piętrzących wodę, a niekiedy również w kierunku do dołu. Przykład warunków gruntowo-wodnych, w których może wystąpić wyparcie przedstawia rysunek 7.3.

Rysunek 7.3. Przykład warunków gruntowo – wodnych, w których może nastąpić przebicie: 1 – studnia opuszczona, 2 – piezometr, 3 – strefa zagrożenia wyparciem (Kollis, 1966)

Przebiciem hydraulicznym nazywa się zjawisko tworzenia się kanału (przewodu) w masie gruntowej, wypełnionego gruntem o naruszonej strukturze (w końcowej fazie zjawiska – zawiesiną), łączącego miejsca o wyższym i niższym ciśnieniu wody w porach. Na



powierzchni terenu przebicie hydrauliczne jest widoczne w postaci źródła. Zjawisko przebicia występuje przeważnie w gruntach mało spoistych podścielonych gruntami przepuszczalnymi (rys. 7.4).



Rysunek 7.4. Przykład warunków geologicznych, w których może nastąpić przebicie:
1 – miejsce zagrożenia przebiciem, 2 – (Kollis, 1966)

Sufozją nazywa się zjawisko polegające na wynoszeniu przez filtrującą wodę drobnych cząstek gruntu. Cząstki mogą być przesunięte na inne miejsce lub wyniesione poza obręb gruntu. W rezultacie sufozji powiększają się pory, wzrasta współczynnik filtracji i prędkość filtracji wody. Z kolei woda płynąca z większą prędkością może poruszać coraz większe ziarna gruntu i powodować dalszy rozwój procesu sufozji aż do utworzenia się kawern lub kanałów w gruncie. Zjawisko przybiera wtedy cechy przebicia hydraulicznego. Sufozja występuje wtedy, gdy zostanie przekroczony i_{kr} lub prędkość krytyczna v_{kr} . Sichard podał wzór na prędkość krytyczną (Pisarczyk, 1999):

$$v_{kr} = \frac{\sqrt{k}}{15} \quad (7.7)$$

gdzie:

k – współczynnik filtracji [m/s].

Sufozja występuje w gruntach niespoistych, przede wszystkim różnoziarnistych. W zależności od miejsca występowania sufozji w gruncie rozróżnia się **sufozję wewnętrzną, zewnętrzną i kontaktową**. Sufozja wewnętrzna występuje wewnątrz danego rodzaju gruntu, zewnętrzna w strefie przypowierzchniowej zapory lub podłoża a także na styku różnych warstw gruntu, gdy kierunek ruchu wody jest prostopadły do styku.

Infiltrująca woda może też powodować **kolmatację**, tzn. proces wymywania i osadzania drobnych cząstek w przestrzeni porowej gruntu.

7.4 Zasady zabezpieczania gruntów przed szkodliwym działaniem filtracji

Środki, którymi zabezpiecza się grunty przed szkodliwym działaniem filtracji można podzielić na dwie grupy.

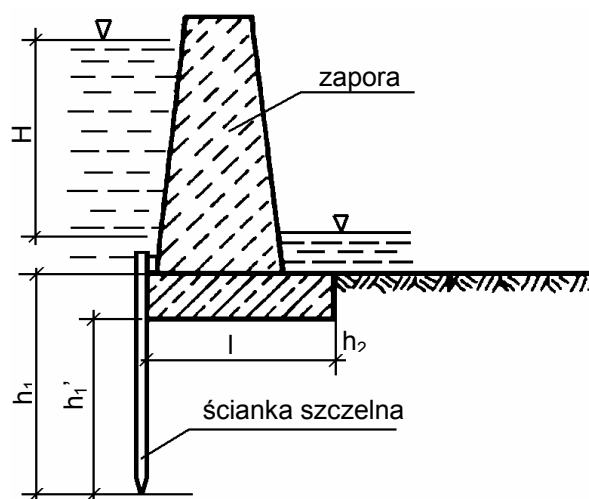
Do pierwszej zalicza się sposoby zabezpieczeń zmniejszających spadek hydrauliczny (wydłużenie drogi filtracji), a tym samym ciśnienie spływowe, a więc spełniające warunek:

$$i \leq \frac{i_{kr}}{F} \quad (7.8)$$

gdzie:

- i – spadek hydrauliczny w dowolnym miejscu podłoża lub budowli ziemnej,
- F – współczynnik pewności ($F = 2 \div 3$).

Drogę filtracji pod budowlą wydłużyć można poprzez ścianę szczelną (rys. 7.5).



Rysunek 7.5. Ścianka szczelna wydłużająca drogę filtracji pod budowlą (Czarnota-Bojarski, 1977)

Obliczenie niezbędnej drogi filtracji można dokonać w sposób przybliżony korzystając ze wzoru podanego przez Bligha (Piętkowski i Czarnota-Bojarski, 1964):

$$L \geq C_w H \quad (7.9)$$

gdzie:

- L – długość drogi filtracji (na rysunku $L = h_1 + h'_1 + l + h_2$),
- C_w – wskaźnik filtracji (podany w tabeli 7.1).

Tabela 7.1. Wskaźnik filtracji dla różnych rodzajów gruntu (Piętkowski i Czarnota-Bojarski, 1964)

Rodzaj gruntu	C_w wg Bligha	C_w wg Lane'a
Pył	18,0	8,5
Piasek drobny	15,0	7,0
Piasek średni	-	6,0
Piasek gruby	12,0	5,0
Żwir z piaskiem	9,0	-
Żwir drobny	-	4,0
Żwir średni	-	3,5
Żwir gruby	-	3,0
Otoczaki i żwir	4-6	2,5

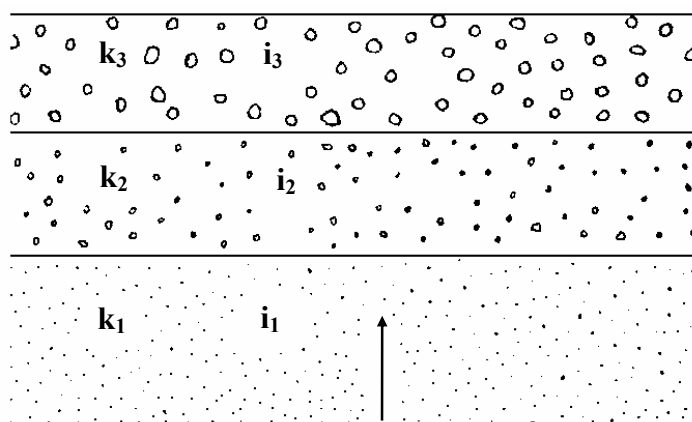
lub według wzoru Lene'a:

$$\frac{1}{3}l + \sum h \geq C_w H \quad (7.10)$$

gdzie:

- l – poziome odcinki drogi filtracji,
- $\sum h$ – pionowe odcinki drogi filtracji,
- C_w – wskaźnik filtracji (tabela 7.1).

Drugą grupę środków stanowią konstrukcje gruntowe zwane **filtrami odwrotnymi** (rys. 7.6).



Rysunek 7.6. Schemat filtru odwrotnego

Działanie filtrów odwrotnych polega na zmniejszeniu spadku hydraulicznego poprzez zwiększanie współczynnika filtracji kolejnych warstw gruntu. Jeśli woda przepływa kolejno przez np. trzy warstwy gruntu o coraz większym współczynniku filtracji, to przy założeniu ciągłości przepływu można napisać zależność:

$$v = k_1 i_1 = k_2 i_2 = k_3 i_3 \quad (7.11)$$

gdzie:

- v – prędkość [m/s],
- k_1, k_2, k_3 – współczynnik filtracji w poszczególnych warstwach [m/s],
- i_1, i_2, i_3 – spadki hydrauliczne w poszczególnych warstwach.

Zrównania 7.11 wynika, że jeśli $k_1 < k_2 < k_3$ to $i_1 > i_2 > i_3$ czyli jeśli na warstwie 1 gruntu drobnego zagrożonego działaniem filtracji zostanie ułożona warstwa 2 gruntu grubszego, to spadek hydrauliczny, a więc i ciśnienie spływowe w warstwie 2 będą mniejsze niż w warstwie 1. Szczegółowe zasady projektowania filtrów odwrotnych podane zostały przez Czyżewskiego i in. (1973).

8 NAPRĘŻENIE W GRUNCIE

8.1 Stan naprężenia w gruncie

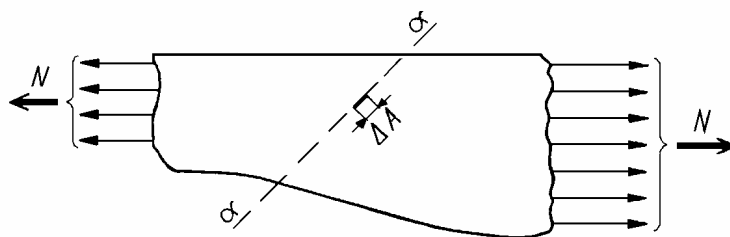
Pod pojęciem **naprężenia** rozumie się graniczną wartość stosunku siły działającej na nieskończenie mały element pola przekroju ciała do wymiaru tego pola:

$$\sigma = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta N}{\Delta A} \quad (8.1)$$

gdzie:

- σ – naprężenie,
- N – siła,
- A – pole przekroju.

W granicznym przypadku, kiedy pole A jest nieskończenie małe, uzyskuje się naprężenie w danym punkcie. Należy jednak pamiętać, że jest to pojęcie umowne ze względu na trudności, jakie nasuwa interpretacja naprężenia w punkcie przy uwzględnieniu molekularnej budowy materii. Dlatego też praktycznie rozpatruje się jedynie bardzo małą powierzchnię, dla której można przyjąć, że wartość naprężenia jest stała lub zmienia się w sposób ciągły, natomiast rozmiar tej powierzchni nie ma istotnego znaczenia (Glazer, 1985).

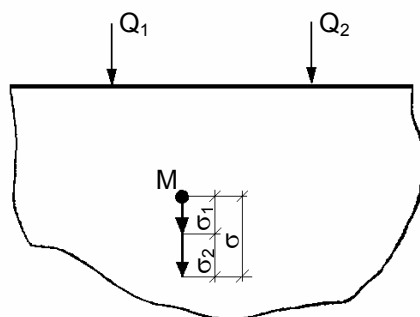


Rysunek 8.1. Przekrój ciała sztywnego (Glazer, 1985)

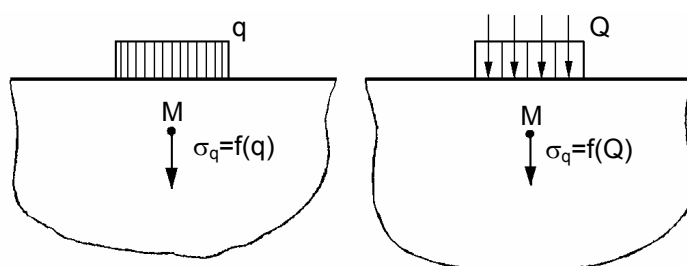
Na rysunku 8.1. poprowadzono myślowo przekrój $\alpha - \alpha$, przecinający element na dwie części. Wartość naprężenia w dowolnym punkcie przekroju zależy od kierunku przekroju. Wynika z tego bezpośrednio, że dla określenia naprężenia należy zdefiniować nie tylko jego wartość, kierunek i zwrot, ale również kierunek płaszczyzny na którą ono działa. Tak więc naprężenie jest wielkością tensorową. Każde naprężenie można rozłożyć na dwie składowe: prostopadłą

do płaszczyzny przekroju nazywaną **naprężeniem normalnym**, drugą w płaszczyźnie przekroju nazywaną **naprężeniem stycznym**.

Przy obliczaniu wartości naprężenia w gruncie, jako ośrodka sprężystym, można stosować zasadę superpozycji, a mianowicie w przypadku działania kilku sił Q naprężenie w dowolnym punkcie M wyznacza się jako sumę naprężeń powstałych od działania każdej z sił osobno (rys. 8.2). Obciążenie ciągłe q na powierzchni półprzestrzeni można z pewnym przybliżeniem rozpatrywać jako sumaryczne działanie zastępczo wyznaczonych sił skupionych (rys. 8.3).



Rysunek 8.2. Zastosowanie prawa superpozycji przy wyznaczaniu naprężenia od dwóch sił skupionych (Wiłun, 1987)



Rysunek 8.3. Naprężenia od obciążenia ciągłego (Wiłun, 1987)

Przy obliczaniu wartości naprężenia w gruncie należy uwzględnić obciążenie od własnego ciężaru gruntu. Naprężenie istniejące w gruncie od ciężaru wyżej leżących warstw nazywa się **naprężeniem pierwotnym** lub **geostatycznym** i oznaczana jest symbolem $\sigma_{\gamma z}$.

Zgodnie z zasadą superpozycji **naprężenie całkowite** σ_z w gruncie jest sumą **naprężenia pierwotnego** $\sigma_{\gamma z}$ i **naprężenia od obciążenia zewnętrznego** σ_{qz} :

$$\sigma_z = \sigma_{\gamma z} + \sigma_{qz} \quad (8.2)$$

W przypadku przyłożenia obciążenia nie na powierzchni półprzestrzeni, lecz na pewnej głębokości po wykonaniu wykopu, naprężenie całkowite w dowolnym punkcie wyznacza się jako sumę naprężenia pierwotnego geostatycznego $\sigma_{\gamma z}$ zmniejszonego o odciążenie wywołane wykopem $\Delta\sigma_{\gamma z}$:

$$\sigma_z = (\sigma_{\gamma z} - \Delta\sigma_{\gamma z}) + \sigma_{qz} \quad (8.3)$$

8.2 Naprężenie geostatyczne

W praktyce wykorzystuje się najczęściej wartości pionowej składowej naprężenia pierwotnego $\sigma_{\gamma z}$, a w niektórych przypadkach wartości poziomej składowej naprężenia pierwotnego $\sigma_{\gamma x}$.

Wartość naprężenia $\sigma_{\gamma z}$ wyznacza się ze wzoru:

$$\sigma_{\gamma z} = \sum_{i=1}^n \rho g h_i \quad (8.4)$$

gdzie:

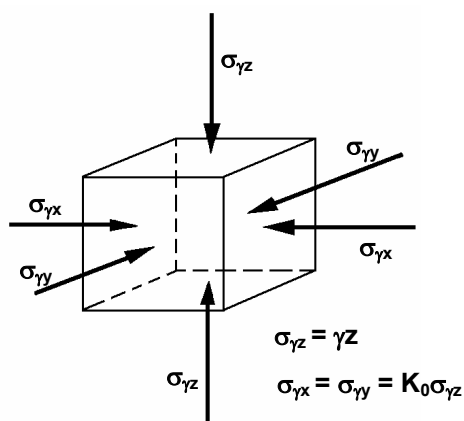
- ρ – gęstość objętościowa gruntu w każdej warstwie i ,
- h_i – miąższość poszczególnych warstw i ,
- g – przyspieszenie ziemskie.

W każdym punkcie ośrodka gruntowego oprócz pionowego naprężenia pierwotnego istnieje poziome naprężenie pierwotne (rys. 8.4), którego wartość oblicza się ze wzoru:

$$\sigma_{\gamma x} = \sigma_{\gamma y} = K_0 \sigma_{\gamma z} \quad (8.5)$$

gdzie:

- K_0 – współczynnik parcia bocznego w spoczynku,
- $\sigma_{\gamma z}$ – pionowa składowa naprężenia pierwotnego.



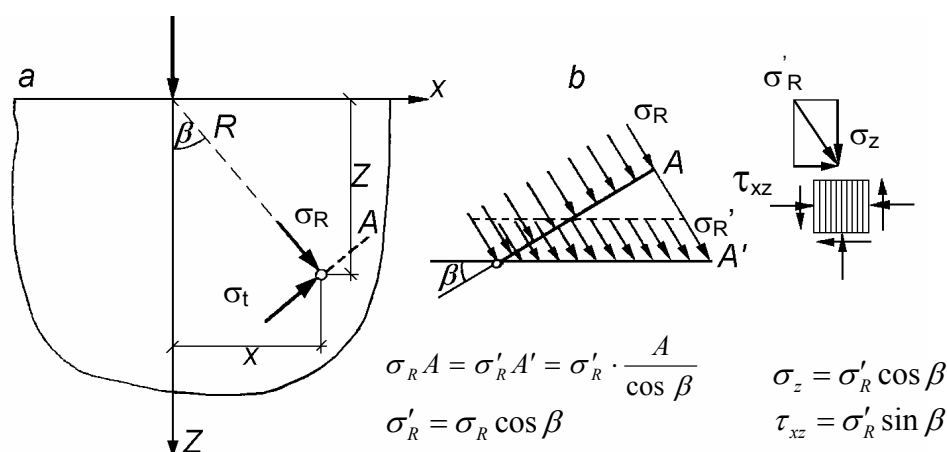
Rysunek 8.4. Składowe naprężenia pierwotnego (Wihun, 1987)

Wartość współczynnika K_0 zależy od rodzaju gruntu i historii jego naprężenia i zmienia się w zakresie $0,2 \div 0,6$ dla gruntów normalnie skonsolidowanych i $0,8 \div 2,0$ dla gruntów prekonsolidowanych. Związane jest to ze zmianą stanu naprężeń $\sigma_{\gamma z}$ i $\sigma_{\gamma y}$ w okresie zwiększonego obciążenia terenu (np. przez lodowiec, zmiany położenia wody gruntowej itp.) i następnego zmniejszania się obciążenia do stanu obecnego.

8.3 Naprężenie powstałe wskutek działania obciążeń zewnętrznych

8.3.1 Rozkład naprężenia w gruncie od pionowej siły skupionej

Zagadnienie to zostało rozwiązane przez *Boussinesqa* dla półprzestrzeni sprężystej jednorodnej izotropowej, bez uwzględniania ciężaru własnego ośrodka ($\gamma = 0$) przy założeniu prostoliniowego, radialnego rozkładu składowych naprężenia (Wiłun, 1987).



Rysunek 8.5. Naprężenie wzbudzone siłą skupioną (Wiłun, 1987)

Jako pierwszą próbę rozwiązania przyjmuje się, że naprężenie radialne w punkcie M o współrzędnych R, β (rys. 8.5a) równa się (Biezuchow, 1953):

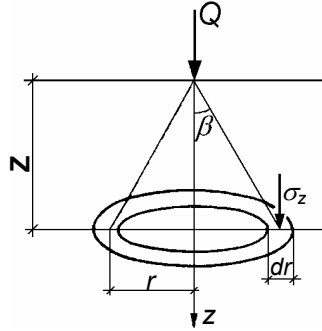
$$\sigma_R = k \frac{Q \cos \beta}{R^2} \quad (8.6)$$

naprężenie pionowe normalne σ_z w tym samym punkcie wynosi (rys. 8.5b):

$$\sigma_z = \sigma_R \cos^2 \beta = k \frac{Q \cos^3 \beta}{R^2} \quad (8.7)$$

Podstawiając $\cos\beta = \frac{z}{R}$, otrzymuje się:

$$\sigma_z = k \frac{Qz^3}{R^5} \quad (8.8)$$



Rysunek 8.6. Naprężenia działające na elementarnej powierzchni pierścieniowej (Wiłun, 1987)

W celu wyznaczenia wartości współczynnika k przyjmuje się (zgodnie z rys. 8.6), że na elementarną powierzchnię w postaci nieskończenie wąskiego pierścienia o szerokości dr i promieniu r działa siła pionowa:

$$\sigma_z dA = \sigma_z 2\pi r dr \quad (8.9)$$

Siła Q jest równa siłom działającym na nieograniczoną poziomą płaszczyznę na głębokości z , a więc:

$$Q = 2\pi \int_0^\infty \sigma_z r dr = 2\pi k Q z^3 \int_0^\infty \frac{r dr}{R^5} \quad (8.10)$$

różniczkując wyrażenie $R^2 = z^2 + r^2$ otrzymuje się (przy stałym z):

$$2R dR = 2r dr \quad (8.11)$$

Podstawiając do równania $r dr = R dR$ i po scałkowaniu otrzymuje się:

$$Q = 2\pi k Q z^3 \int_0^\infty \frac{dR}{R^4} \quad (8.12)$$

$$1 = 2\pi k z^3 \left. \frac{1}{-3R^3} \right|_z^\infty = \frac{2}{3} \pi k \quad (8.13)$$

skąd:

$$k = \frac{3}{2\pi} \quad (8.14)$$

Naprężenie radialne σ_R równa się więc:

$$\sigma_R = \frac{3Q \cos\beta}{2\pi R^2} \quad (8.15)$$

Naprężenie σ_z w układzie współrzędnych walcowych wyznacza się z równania (8.8) po podstawieniu wartości k i $R^2 = z^2 + r^2$;

$$\sigma_z = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5} = \frac{3Qz^3}{2\pi(z^2 + r^2)^{5/2}} = \frac{3Qz^3}{2\pi z^5 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \quad (8.16)$$

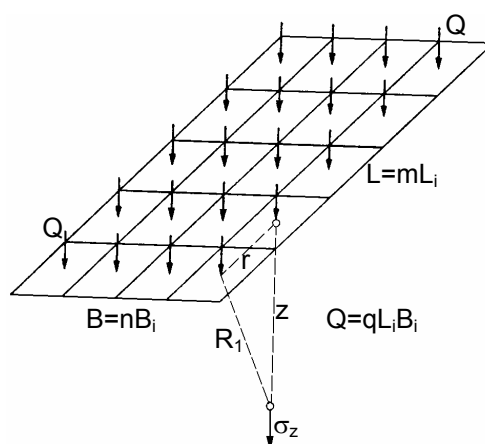
$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \quad (8.17)$$

Przy wyznaczaniu naprężeń całkowitych w ośrodku gruntowym należy do naprężenia od siły zewnętrznej dodać naprężenie geostatyczne σ_{yz} .

8.3.2 Rozkład naprężenia w gruncie od działania obciążenia ciągłego

W przypadku działania obciążenia ciągłego można posługiwać się poprzednio podanymi wzorami, stosując zasadę superpozycji.

Obszar obciążony dzieli się na mniejsze elementy, w środku elementów przykłada się zastępcze siły skupione (Wiłun, 1987). Dostateczną dla celów praktycznych dokładność uzyskuje się, gdy spełniony jest warunek $R_l \geq 2L_i$, gdzie L_i jest długością każdego wydzielonego elementu (rys. 8.7).



Rysunek 8.7. Zastosowanie superpozycji do wyznaczania naprężenia od obciążenia ciągłego (Wiłun, 1987)

Naprężenie pionowe normalne wyznacza się ze wzoru:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \sum c_{zi} \quad (8.18)$$

Wartość naprężenia pionowego normalnego w dowolnym punkcie ośrodka gruntowego obciążonego wyznacza się na podstawie wzoru *Boussinesqa* (8.17):

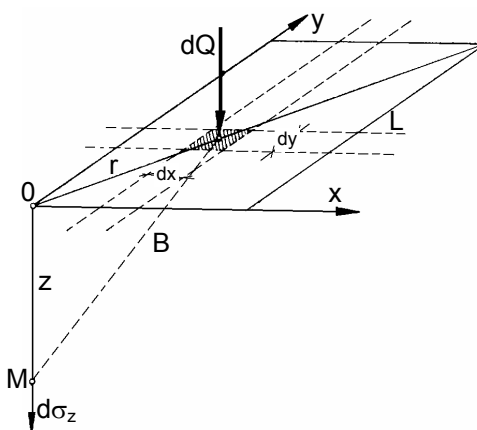
$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad (8.19)$$

Na danym obszarze A wydziela się nieskończenie mały element o polu $dA = dx dy$; elementarna siła $dQ = qdA$ wywołuje w rozpatrywanym punkcie M na głębokości z poniżej powierzchni półprzestrzeni (rys 8.8.) elementarne naprężenie:

$$d\sigma_z = \frac{3dQ}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad (8.20)$$

Naprężenie pionowe w rozpatrywanym punkcie M od obciążenia ciągłego działającego w obszarze A wynosi:

$$\sigma_z = \int_0^L \int_0^B \frac{3q dx dy}{2\pi z^2 \left[1 + \frac{x^2 + y^2}{z^2} \right]^{\frac{5}{2}}} \quad (8.21)$$



Rysunek 8.8. Wyznaczanie naprężeń pionowych od obciążenia ciągłego za pomocą elementarnych zastępczych sił skupionych (Wilun, 1987)

Szczególny przypadek wyznaczania naprężenia pod narożem prostokątnego obszaru obciążonego rozwiązał *Steinbrenner* (1936), tworząc metodę punktów narożnych a pod środkiem prostokątnej powierzchni obciążającej *Newmark* (1935) podając metodę punktów środkowych i w dowolnym punkcie obciążonej powierzchni tworząc metodę pól wpływowych.

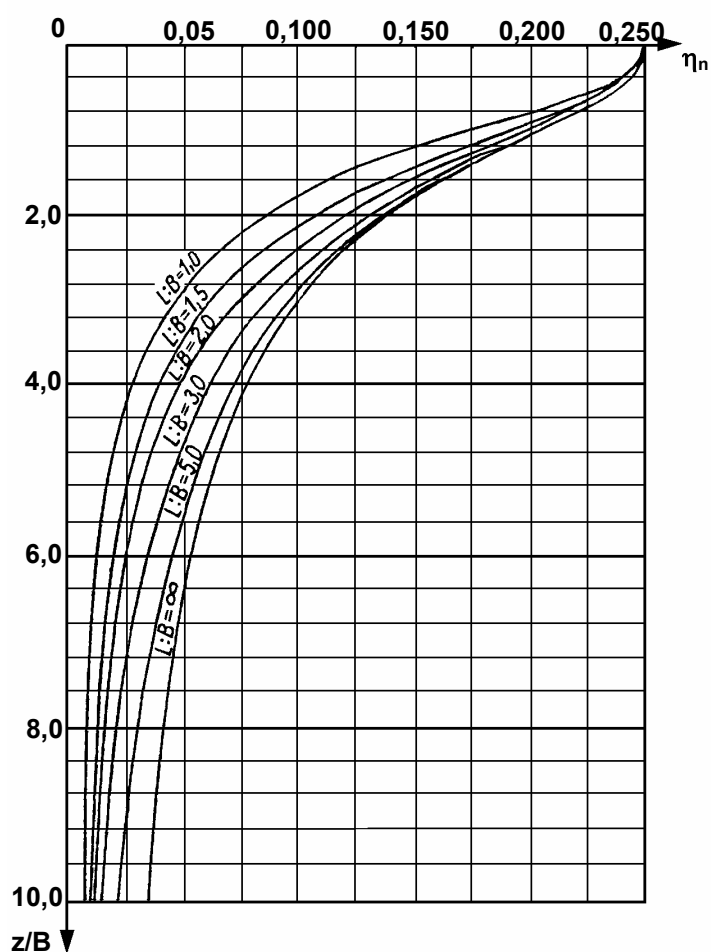
Metoda punktów narożnych umożliwia wyznaczanie naprężenia pionowego oraz sumy naprężeń głównych pod narożem prostokątnego obciążonego obszaru według wzorów:

$$\sigma_{zn} = \frac{q}{2} \frac{LBz(L^2 + B^2 + 2z^2)}{(L^2 + z^2)(B^2 + z^2)\sqrt{L^2 + B^2 + z^2}} + \arctg \frac{LB}{z\sqrt{L^2 + B^2 + z^2}} = q\eta_n \quad (8.22)$$

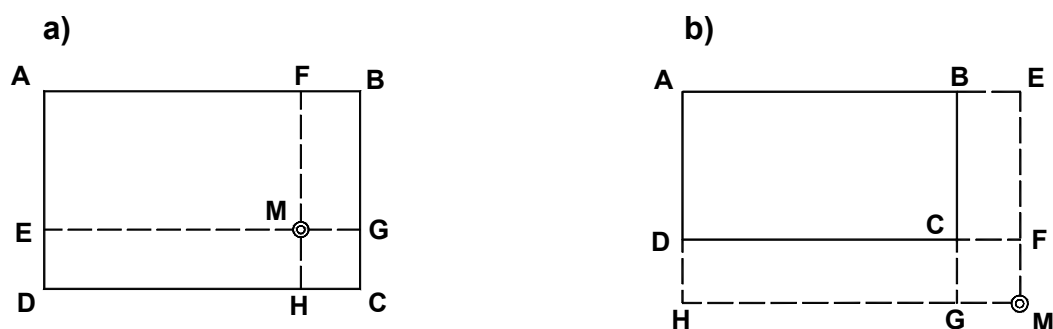
gdzie:

- η_n – współczynnik wyznaczany z nomogramu (rys. 8.9) w zależności od stosunku $L:B$ (długość obszaru obciążonego do jego szerokości) oraz od stosunku $z:B$ (zagłębienie punktu poniżej powierzchni do szerokości),
- q – obciążenie ciągłe,
- L – długość prostokąta,
- B – szerokość prostokąta,
- z – zagłębienie.

W przypadku potrzeby wyznaczenia naprężenia nie pod narożem, lecz w dowolnym punkcie ośrodka, stosuje się zasadę superpozycji (rys. 8.10).



Rysunek 8.9. Nomogram do wyznaczania współczynnika η_n

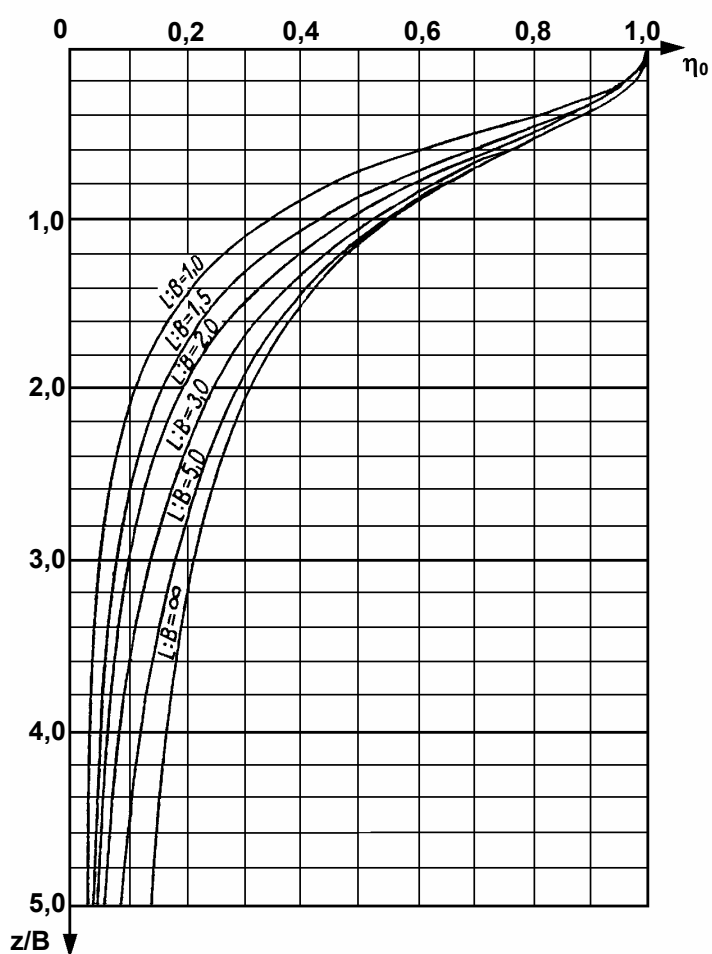


$$\sigma_{zq} = (\eta_n^{AFME} + \eta_n^{FBGM} + \eta_n^{EMHD} + \eta_n^{MGCH}) \cdot q$$

$$\sigma_{zq} = (\eta_n^{AEMH} - \eta_n^{BEMG} - \eta_n^{DFMH} + \eta_n^{CFMG}) \cdot q$$

Rysunek 8.10. Zastosowanie metody punktów narożnych do obliczania naprężeń w dowolnym punkcie podłoża: a) naroże wewnątrz obciążonego obszaru, b) naroże na zewnątrz obciążonego obszaru

Metodą punktów środkowych można wyznaczyć naprężenie pionowe pod środkiem prostokątnego obszaru obciążonego, posługując się wzorem:



Rysunek 8.11. Nomogram do wyznaczania współczynnika η_0

$$\sigma_z = \eta_0 q \quad (8.23)$$

Wartość η_0 otrzymuje się z nomogramu przedstawionego na rysunku 8.11.

Wartość σ_z można również wyznaczyć, stosując superpozycję naprężeń pod wspólnym narożem czterech obciążonych prostokątów o bokach $\frac{L}{2}$ i $\frac{B}{2}$.

Metoda pól wpływowych umożliwia wyznaczanie rozkładu naprężenia pod dowolnie obciążoną powierzchnią. Powierzchnię równomiernie obciążonej półprzestrzeni dzieli się współśrodkowymi okręgami o promieniach r_i na n promieni równoważnych pod względem wartości wzbudzonego przez każde z nich naprężenia pionowego pod środkiem tych kół (Pisarczyk, 1999).

Przy $r = \infty$, $\eta = 1$, $\sigma_z = q$, przy $r = 0$, $\eta = 0$, $\sigma_z = 0$; przyjmując $\eta' = 1/n$, można wyznaczyć promień okręgu pierwszego wewnętrznego koła wywołującego naprężenie $\sigma_z = q/n$ ze wzoru:

$$r_i = z \left[\frac{1}{\left(1 - \frac{1}{n}\right)^{2/3}} - 1 \right]^{1/2} \quad (8.24)$$

Następnie można dobrać takie wartości promieni kolejnych okręgów, aby obciążenie dowolnego pierścienia pomiędzy sąsiednimi okręgami wywołało naprężenie $\sigma_z = q/n$, tzn.

aby różnica współczynników $\Delta\eta = \eta_{i+1} - \eta_i = \text{const} = \frac{1}{n}$.

Przy założeniu $z = \text{const}$ zmienny jest więc promień r_i :

$$r_i = z \left[\frac{1}{(1 - \eta_i)^{2/3}} - 1 \right]^{1/2} \quad (8.25)$$

Przy czym powinien być spełniony warunek:

$$\eta_i = \frac{i}{n} = i\eta' \quad (8.26)$$

Wykreślenie nomogramu polega na przyjęciu n okręgów i obliczeniu ich promieni ze wzoru 8.24, a następnie wykreśleniu okręgów kół wg wartości r_i/z i przyjętej długości odcinka z_n zaznaczonego obok siatki nomogramu. Następnie dzieli się powierzchnię kół na m wycinków. Otrzymuje się $m \cdot n$ pól równoważnych, które nazywa się polami wpływu.

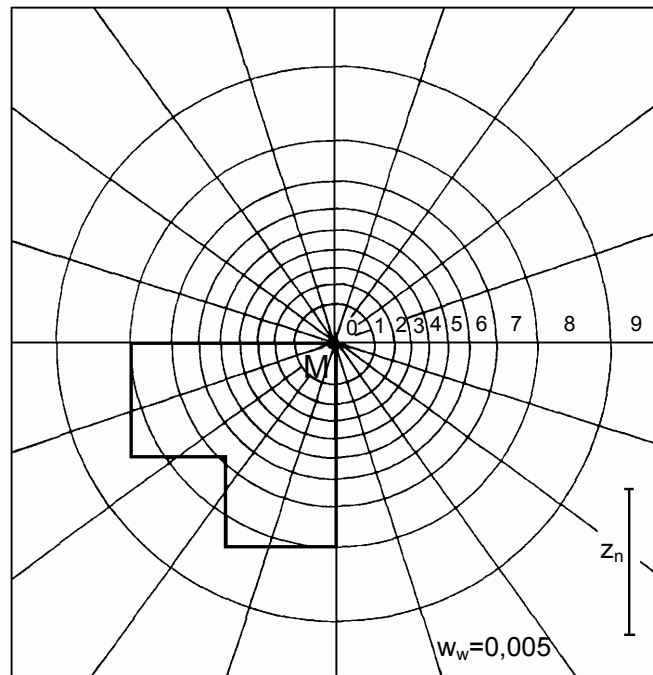
Współczynnik wpływu jednego takiego pola wynosi:

$$W_w = \frac{\eta'}{m} = \frac{1}{nm} \quad (8.27)$$

gdzie:

m —

n —



Rysunek 8.12. Nomogram Newmarka

Nomogram *Newmarka* (rys. 8.12) umożliwia wyznaczenie wartości naprężenia pionowego σ_z od obciążenia równomiernie rozłożonego q na dowolnej powierzchni wg wzoru:

$$\sigma_z = I_p W_w q \quad (8.28)$$

gdzie:

I_p — liczba pól wpływu,

W_w — współczynnik wpływu,

q — obciążenie ciągłe.

Przy wyznaczaniu naprężenia punkt, pod którym wyznacza się naprężenie σ_z , należy umieścić w środku nomogramu oraz rysuje się na siatce nomogramu kontur obciążonego obszaru w skali odpowiadającej danemu zagłębieniu, a więc w skali 1: (z/z_n) . Następnie oblicza się

liczbę pól zakrytych na nomogramie obszarem obciążonym. Liczbę pól można obliczyć wg wzoru:

$$I_p = I_c + \frac{I_{cz}}{2} \quad (8.29)$$

gdzie:

- I_c – liczba pól mieszczących się całkowicie wewnątrz konturów fundamentów,
- I_{cz} – liczba pól przykrytych częściowo obszarem obciążonym.

8.3.3 Rozkład naprężenia pod fundamentami sztywnymi

W rozpatrywanych dotychczas przypadkach naprężenie w ośrodku gruntowym wyznaczano przy założeniu, że powierzchnia obciążenia jest podatna i ugina się jednocześnie z odkształceniami gruntu. Przypadki takie zdarzają się przy obciążeniu podłoża nasypem lub nawierzchnią tłuczniową, a także pod cienką płytą betonową o małej sztywności.

W przypadku fundamentów murowanych lub betonowych o dużej sztywności własnej rozkład naprężenia w poziomie posadowienia i w górnych warstwach podłoża (do głębokości równej około połowy szerokości fundamentu) nie jest równomierny (Pisarczyk, 1999).

Pod sztywnym fundamentem o podstawie kołowej teoretyczny rozkład naprężenia w poziomie posadowienia wyznacza się ze wzoru:

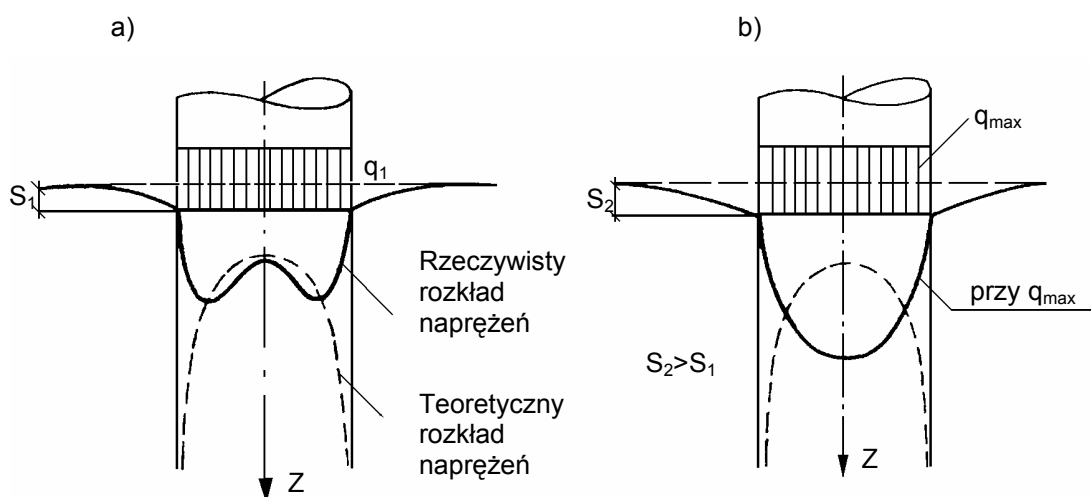
$$\sigma = \frac{q}{2 \left(1 - \frac{\rho^2}{r^2} \right)^{1/2}} \quad (8.30)$$

gdzie:

- ρ – odległość rozpatrywanego punktu od środka fundamentu,
- r – promień podstawy fundamentu.

Zgodnie ze wzorem 8.30 dla $\rho = 0$ (punkt w środku podstawy) $\sigma = 0,5 q$; przy $\rho = r$ naprężenie $\sigma = \infty$ (rys. 8.13.). Ponieważ naprężenie w gruncie przy krawędzi fundamentu nie może przekroczyć wartości krytycznej, grunt pod krawędzią fundamentu częściowo poddaje się i naciski przejmuje grunt znajdujący się dalej od krawędzi. Powoduje to zmianę rozkładu naprężenia w poziomie posadowienia. Faktyczny rozkład naprężeń podano na rysunku 8.13a linią ciągłą.

Przy dalszym zwiększaniu nacisku na grunt naprężenie wzrasta coraz bardziej ku środkowi fundamentu i krzywa rozkładu naprężeń przyjmuje kształt paraboli (rys. 8.13b).



Rysunek 8.13. Rozkład naprężenia pionowego w poziomie posadowienia absolutnie sztywnego fundamentu a) w początkowym okresie obciążenia, b) przy obciążeniu granicznym (Wilun, 1987)

Rozkład naprężenia w gruncie w poziomie posadowienia zależy od wytrzymałości gruntu i wartości obciążenia oraz od szerokości fundamentu. Dla wąskich fundamentów rozkład naprężenia jest najczęściej paraboliczny, a dla szerokich – siodłowy. Do obliczeń przyjmuje się rozkład naprężenia równomierny (naprężenia średnie).

Naprężenia pionowe w gruncie pod sztywnym fundamentem na głębokości z poniżej poziomu posadowienia wyznacza się jako naprężenia średnie (całkowe) w obrębie prostokąta znajdującego się pod obszarem obciążanym (rys. 8.14) wg wzoru:

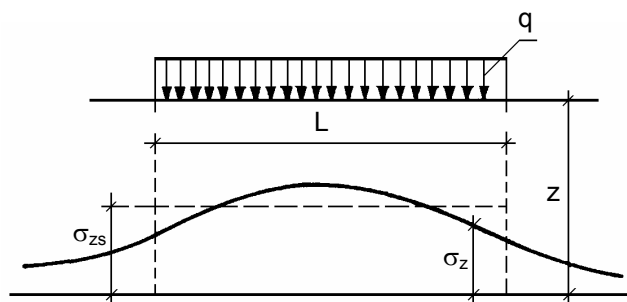
$$\sigma_{zs} = \frac{1}{A} \int_A \sigma_z dA = \frac{q}{BL} \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} \eta_n(x, y) dx dy = q\eta_s \quad (8.30)$$

gdzie:

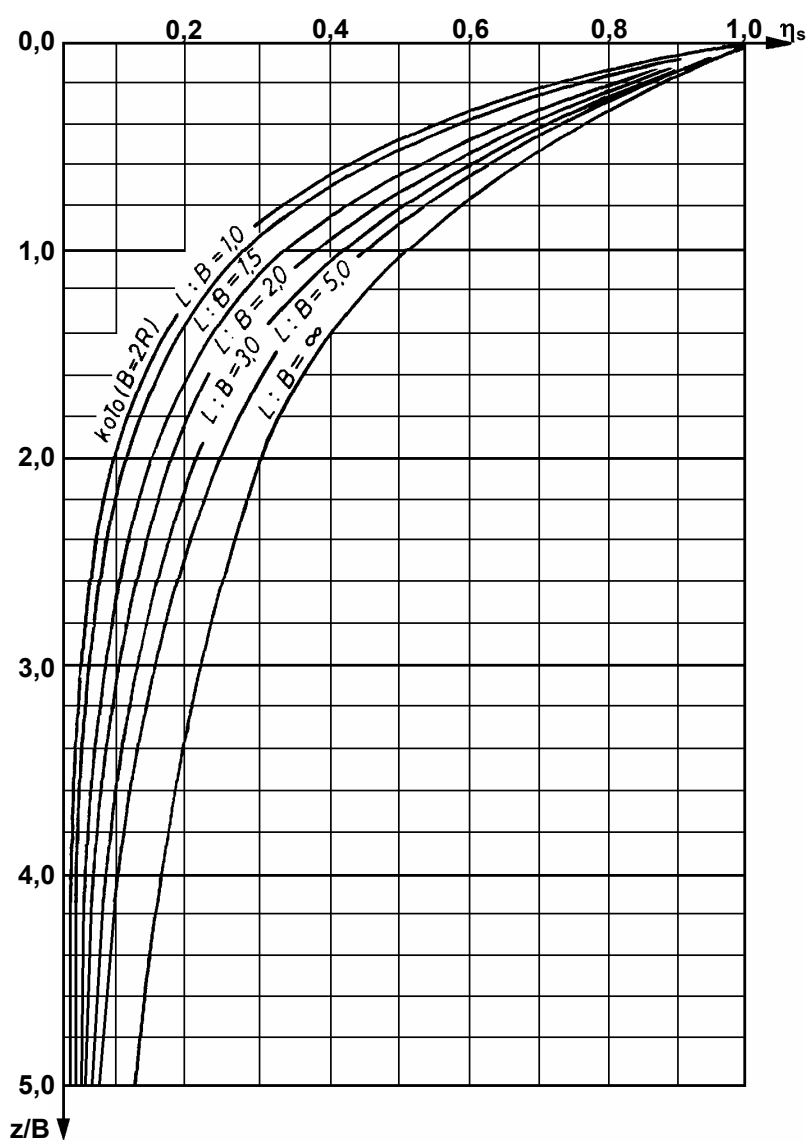
η_s – współczynnik rozkładu naprężenia,

Nomogram do wyznaczania wartości współczynnika η_s podano na rysunku 8.15.

Przyjmując, że wpływ budowli na odkształcenia gruntu kończy się na pewnej głębokości (głębokość aktywna), to obszar pomiędzy podstawą fundamentu a głębokością aktywną można nazwać podłożem budowli.



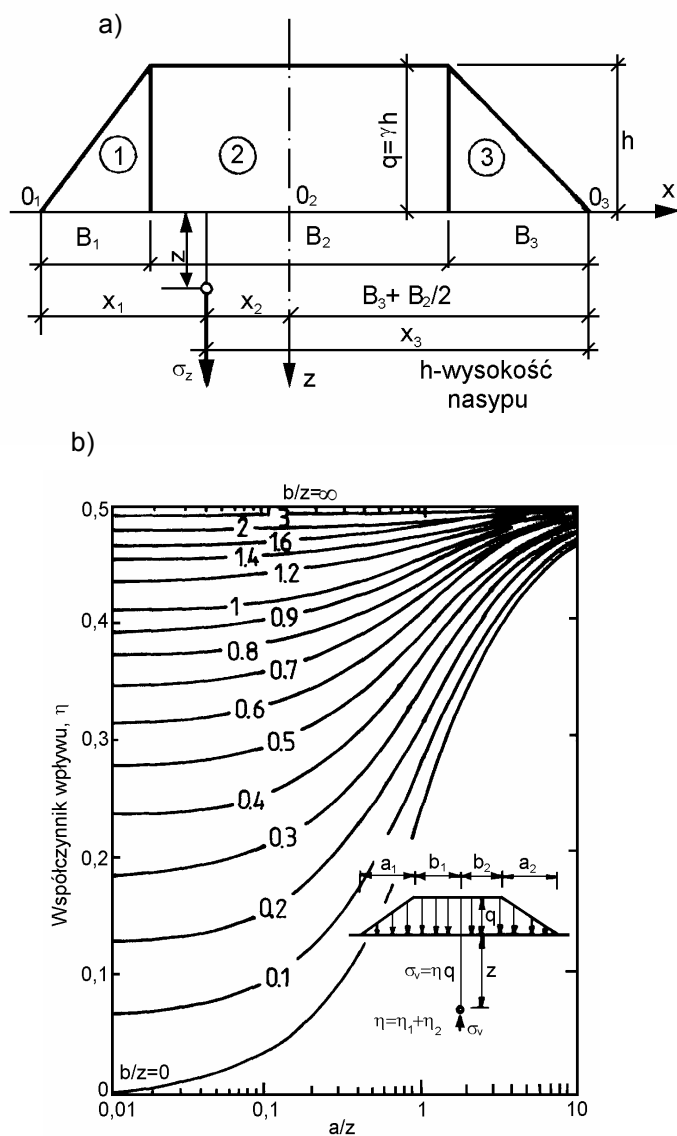
Rysunek 8.14. Rozkład naprężenia σ_z i naprężenie średnie σ_{zs} na głębokości z pod obszarem prostokątnym obciążonym równomiernie (Pisarczyk, 1999)



Rysunek 8.15. Nomogram do wyznaczania współczynnika η_s

8.3.4 Rozkład naprężenia pod nasypami

Obciążenie od nasypu można podzielić na równomierne pasmowe i pasmowe trójkątne.



Rysunek 8.16. Schemat do wyznaczania naprężenia pionowego σ_z w podłożu gruntowym pod nasypem: a) schemat nasypu, b) nomogram do wyznaczania współczynnika η (Osterberg, 1957)

Naprężenie w dowolnym punkcie podłoża jest równe sumie naprężeń od obciążenia równomiernego pasmowego i obciążenia pasmowego w postaci dwóch prostokątnych trójkątów (rys. 8.16), a mianowicie:

$$\sigma_z = \sigma_{z1} + \sigma_{z2} + \sigma_{z3} = (\eta_1 + \eta_2 + \eta_3)q \quad (8.31)$$

gdzie:

- η_2 – współczynnik odpowiadający obciążeniu pasmowemu o rozkładzie prostokątnym,
- η_1 i η_3 – współczynnik odpowiadające obciążeniu pasmowemu o rozkładzie trójkątnym,
- q – obciążenie od nasypu ($q = \gamma h$).

8.4 Graficzna interpretacja naprężenia

8.4.1 Naprężenia główne

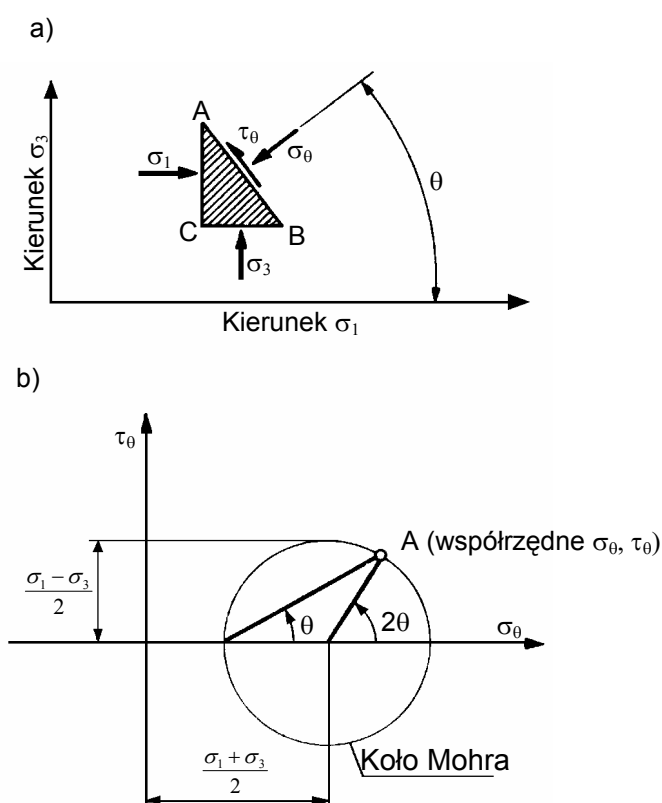
W każdym punkcie ciała istnieją trzy wzajemnie prostopadłe płaszczyzny, w których wartość naprężeń stycznych równa się zero (Lambe i Whitman, 1978).

Płaszczyzny te nazywamy płaszczyznami głównymi. Naprężenia normalne występujące w tych trzech płaszczyznach nazywamy **naprężeniami głównymi**. Największe z tych trzech naprężeń nazywamy **największym naprężeniem głównym σ_1** , najmniejsze – **najmniejszym naprężeniem głównym σ_3** , a trzecie – **pośrednim naprężeniem głównym σ_2** . W przypadku naprężeń geostatycznych płaszczyzna pozioma przeprowadzona przez dany punkt jest płaszczyzną główną, również wszystkie płaszczyzny pionowe przeprowadzane przez ten punkt są płaszczyznami głównymi. Gdy $K < 1$, $\sigma_v = \sigma_1$, $\sigma_h = \sigma_3$ i $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_h$. Gdy $K > 1$, zależności będą odwrotne $\sigma_h = \sigma_1$, $\sigma_v = \sigma_3$ i $\sigma_2 = \sigma_1 = \sigma_h$. Gdy $K = 1$, $\sigma_v = \sigma_h = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ występuje izotopowy stan naprężenia.

Należy również zaznaczyć, że naprężenia styczne w każdych dwóch wzajemnie prostopadłych płaszczyznach są liczbowo sobie równe $\tau_h = \tau_v$.

8.4.2 Koło Mohra

W większości przypadków inżynierskich rozpatrywany jest dwuwymiarowy stan naprężenia, w którym występują największe i najmniejsze naprężenia główne σ_1 i σ_3 . Naprężenia ściskające przyjęto jako dodatnie, pozostałe oznaczenia konwencjonalne przyjęto umownie wg rysunku 8.17. Wielkość $(\sigma_1 - \sigma_3)$ nazywana jest dewiatorem naprężenia lub różnicą składowych naprężenia.



Rysunek 8.17. Graficzne przedstawienie stanu naprężenia za pomocą koła Mohra: a) naprężenie działające na element gruntu, b) wykres Mohra dla stanu naprężenia w danym punkcie A (Lambe i Whitman, 1978)

Znając wartość i kierunek składowych naprężenia σ_1 i σ_3 , można wyznaczyć naprężenia normalne i styczne w dowolnym kierunku, stosując następujące związki:

$$\sigma_\theta = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad (8.32)$$

$$\tau_\theta = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad (8.33)$$

Równania te, dające całkowity obraz płaskiego stanu naprężenia, wyznaczają koło. Każdy punkt znajdujący się na okręgu koła, jak np. punkt A, wyraża stan naprężenia na płaszczyźnie, której normalna jest skierowana od kątem θ do kierunku największego naprężenia głównego. Takie graficzne przedstawianie stanu naprężenia znane jest jako koło *Mohra* i ma duże znaczenie w mechanice gruntów. Znając wartości i kierunki σ_1 i σ_3 , można graficznie zdefiniować stan naprężenia w dowolnym kierunku za pomocą koła *Mohra*. Podobnie, mając σ_θ i τ_θ działające w dwu dowolnych płaszczyznach, można wyznaczyć wartości i kierunki naprężeń głównych.

Największe naprężenie styczne w danym punkcie τ_{max} zawsze równa się $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, tzn. że największe naprężenie styczne jest równe promieniowi koła *Mohra*. To największe naprężenie styczne występuje na płaszczyznach nachylonych pod kątem $\pm 45^\circ$ do kierunku większego naprężenia głównego. W przypadku występowania w gruncie naprężenia geostatycznego, to największe naprężenie styczne będzie występowało na płaszczyznach nachylonych pod kątem 45° do poziomu.

8.4.3 Odwzorowanie stanu naprężenia w układzie p – q

W wielu zagadnieniach jest wskazane przedstawienie na jednym wykresie wielu stanów naprężenia. W takich przypadkach staje się niewygodne wykreślanie kół *Mohra*, a sporządzony tak wykres ma małą przejrzystość. Innym sposobem obrazowania stanu naprężenia jest nanoszenie na wykres punktu, którego współrzędne są równe:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (8.34)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (8.35)$$

W większości przypadków naprężenia główne występują na pionowych bądź na poziomych płaszczyznach, a zatem równania (8.34) i (8.35) można napisać w postaci:

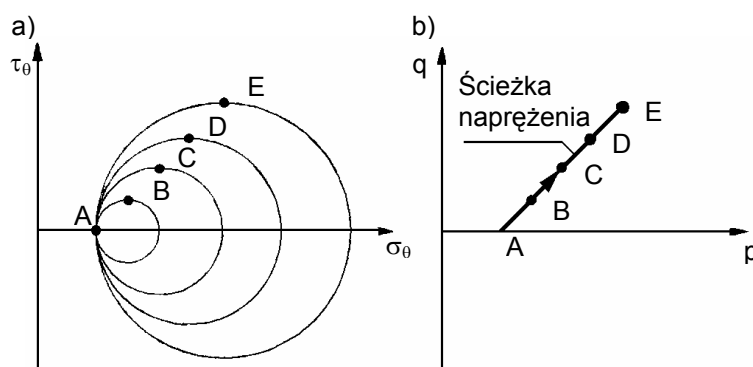
$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \quad (8.36)$$

$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (8.37)$$

Ten sposób przedstawienia stanu naprężenia w gruncie sprowadza się do naniesienia jednego najwyżej leżącego punktu dla q dodatniego lub najniżej leżącego punktu dla q ujemnego na kole *Mohra*.

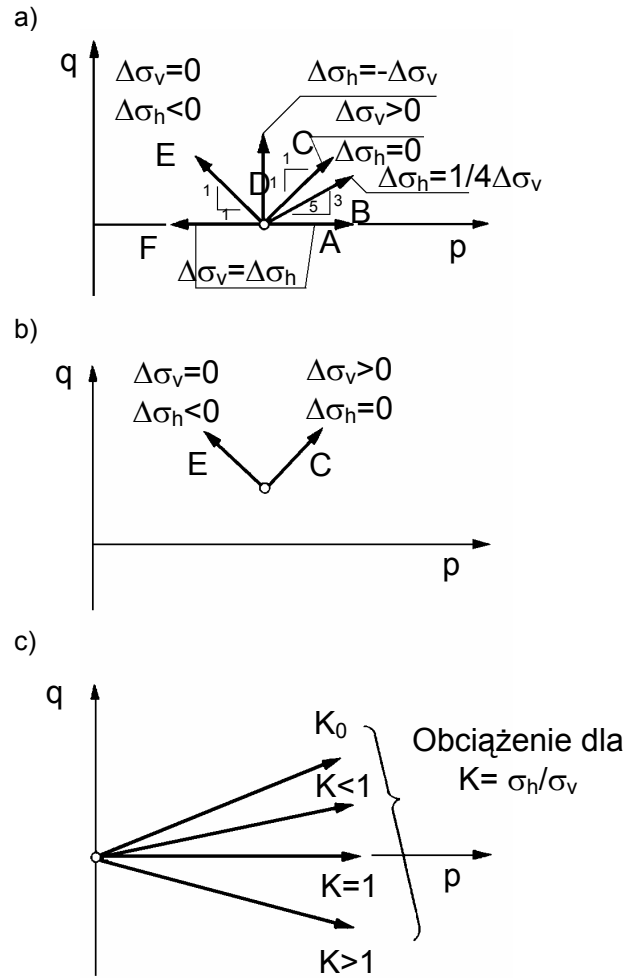
8.4.4 Ścieżki naprężenia

Określenie kolejnych stanów naprężenia występujących w gruncie podczas jego obciążania, wykonuje się poprzez wykreślenie szeregu kół *Mohra* przedstawionych na rys. 8.18a. Celem uproszczenia rysunku punkty obrazujące stan naprężenia przy q_{max} nanoszone są na wykres $p - q$, a następnie łączone linią prostą (rys. 8.18b). Taką prostą nazywamy **ścieżką naprężenia**. Tak jak koło *Mohra* lub punkt naprężeń przedstawiają stan naprężenia, tak ścieżka naprężenia przedstawia ciągłość kolejnych stanów naprężenia. Na rysunku 8.19. przedstawiono kilka różnych ścieżek naprężenia przedstawiających różne obciążenia gruntu (Lambe i Whitman, 1978).



Rysunek 8.18. Przedstawienie kolejnych stanów naprężenia przy zwiększeniu pionowej składowej naprężenia σ_1 i stałej wartości składowej σ_3 , a) koło *Mohra*, b) wykres $p - q$ (Lambe i Whitman, 1978)

Na rysunku 8.19a pokazano ścieżki naprężenia przy założeniu, że $\sigma_v = \sigma_h$. Jest to częsty warunek początkowy w wielu rodzajach badań laboratoryjnych. Następnie, zazwyczaj zmieniane jest naprężenie: albo σ_v i σ_h o tę samą wartość ($\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_h$), albo jedno z naprężeń głównych, podczas gdy drugie pozostaje stałe ($\Delta\sigma_v$ dodatnia lub ujemna przy $\Delta\sigma_h = 0$ lub $\Delta\sigma_h$ dodatnia lub ujemna przy $\Delta\sigma_v = 0$). Można utworzyć wiele innych ścieżek naprężenia, np. można powiększyć wartości $\Delta\sigma_1$ i $\Delta\sigma_3$ w taki sposób, że $\Delta\sigma_3 = \frac{\Delta\sigma_1}{4}$. Bardzo często stosowanym warunkiem początkowym jest założenie, że σ_v i σ_h są większe od 0, lecz $\sigma_v \neq \sigma_h$. Na rysunku 8.19b pokazano kilka ścieżek naprężenia zbudowanych właśnie przy zastosowaniu takiego warunku początkowego. Również występują obciążenia rozpoczynające się od $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$, gdy następnie wartości σ_1 i σ_3 wzrastają w stosunku stałym (rys. 8.19c).



Rysunek 8.19. Przykład ścieżek naprężeń: a) początek w punkcie $\sigma_v = \sigma_h$, b) początek w punkcie $\sigma_v > \sigma_h > 0$, c) początek w punkcie $\sigma_v = \sigma_h = 0$ (Lambe i Whitman, 1978)

Dla takiego przypadku:

$$\frac{q}{p} = \frac{1-K}{1+K} \quad (8.38)$$

gdzie K jest współczynnikiem parcia bocznego.

Ścieżka naprężenia $K = 1$ odpowiada ściskaniu izotropowemu bez naprężeń stycznych.

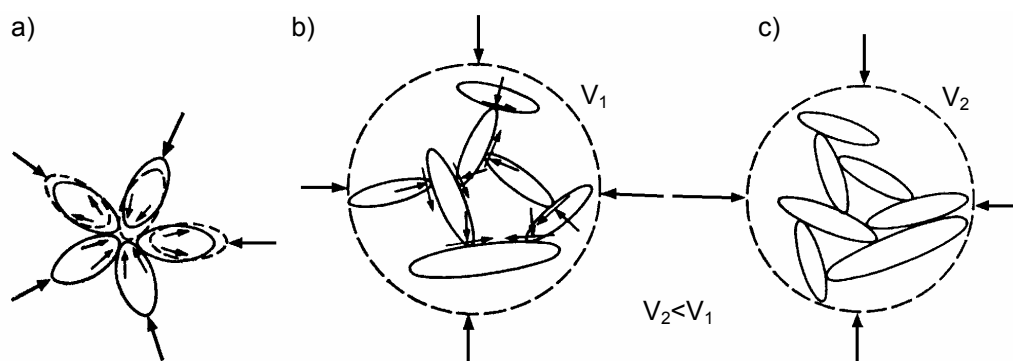
Ścieżka naprężenia K_0 wyraża sposób, w jaki naprężenia w normalnie skonsolidowanym gruncie powiększają się w czasie procesu sedimentacji.

9 ODKSZTAŁCALNOŚĆ GRUNTÓW

9.1 Opis stanu odkształcania

Każdy ośrodek odkształca się po zmianie układu i wartości działających na niego sił. Ośrodki o budowie ciągłej, do których można zaliczyć skały lite, odkształcają się stosunkowo niewiele, ale szybko (z prędkością dźwięku). Odkształcenia te są, praktycznie całkowicie odwracalne; ośrodki takie można uważać za sprężyste. Ośrodki rozdrobnione, do których zalicza się skały spękane i grunty, odkształcają się dość dużo i stosunkowo wolno, zależnie od spękania, porowatości i spoistości utworów oraz wartości działających na nie sił; a odkształcenia są tylko częściowo odwracalne (Wiłun, 1987).

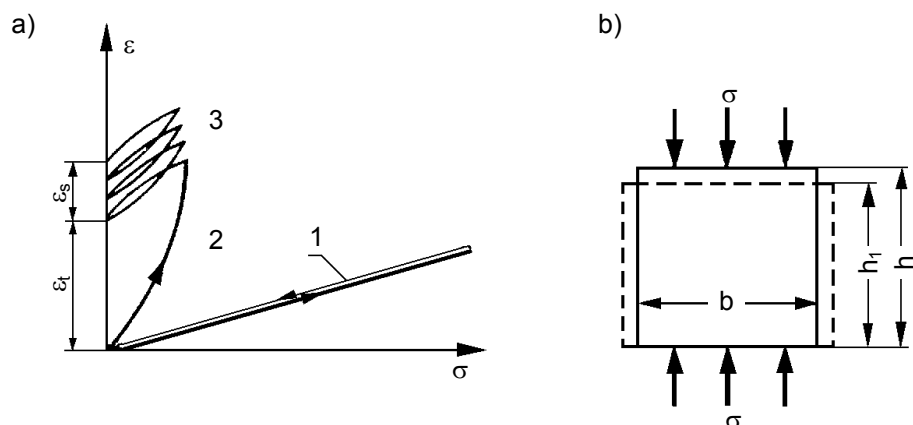
Zasadniczą cechą ośrodka ciągłego (skał litych) jest bardzo ściśle ułożenie się molekuł (brak porów) i istnienie bardzo dużych sił wewnętrznych, co powoduje, że może on być poddany działaniu zewnętrznych sił bez zakłócenia układu elementów; stąd wynika liniowość i sprężystość odkształceń.



Rysunek 9.1. Zmiany układu ziaren i cząstek pod wpływem „czystego” ściskania; a) w gruncie niespoistym, b) w gruncie spoistym, c) po obciążeniu i odkształceniu (Wiłun, 1987)

Ośrodek rozdrobniony (gruntowy) charakteryzuje się istnieniem dużych porów między ziarnami i małych sił wewnętrznych. Przypadkowy nieregularny układ ziaren i cząstek oraz istnienie między nimi dość dużych porów o nieregularnym kształcie powodują, że i przy „czystym” ściskaniu (równomiernym ze wszystkich stron) niektóre elementy są bardziej obciążone (rys. 9.1), co prowadzi do wzajemnego trwałego przemieszczenia ziaren i cząstek, a więc do nieliniowych i najczęściej nieodwracalnych odkształceń ośrodka rozdrobnionego.

Należy również wziąć pod uwagę, że w punktach kontaktu ziaren lub cząstek występują znacznie większe naprężenia niż naprężenia obliczeniowe, odniesione do całego przekroju gruntu. Różnice odkształcalności ośrodka ciągłego i rozdrobnionego ilustruje rysunek 9.2.



Rysunek 9.2. Krzywe odkształcalności przy ściskaniu „prostym”; a) zależność naprężenie σ – odkształcenie ε , b) schemat obciążenia i odkształcenia; 1 – ośrodek ciągły, 2 – ośrodek rozdrobniony, 3 – wielokrotnie obciążany ośrodek rozdrobniony; ε_s – odkształcenie jednostkowe sprężyste, ε_t – odkształcenie trwałe (Wiłun, 1987)

W przypadku jednoosiowego stanu naprężenia (rys. 9.2.), występującego przy tzw. ściskaniu prostym, między naprężeniem σ i odkształceniem jednostkowym ε w ciałach sprężystych, zgodnie z prawem *Hook’a* istnieje zależność:

$$\sigma = \varepsilon E \quad (9.1)$$

gdzie:

ε – odkształcenie jednostkowe wg wzoru: $\varepsilon = \Delta h / h = (h - h_1) / h$,

E – moduł sprężystości liniowej.

Jednocześnie ze skracaniem ściskanego elementu następuje jego rozszerzenie się o Δb ; jednostkowe rozszerzenie wynosi $\varepsilon_x = \Delta b / b$.

Stosunek ε_x do ε nazywa się **współczynnikiem bocznej rozszerzalności** i wynosi:

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon} \quad (9.2)$$

W mechanice rozpatruje się również przypadki wszechstronnego równomiernego ściskania, tzw. czyste ściskanie. Mówi się wtedy o **jednostkowym odkształceniu objętościowym ε_0** :

$$\varepsilon_0 = \frac{\Delta V}{V} = \frac{V - V_0}{V_0} \quad (9.3)$$

Wartość ε_0 z dokładnością do nieskończenie małych wyrazów wyższego rzędu można przyjąć jako równą sumie trzech jednostkowych odkształceń jednoosiowych:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_z + \varepsilon_x + \varepsilon_y \quad (9.4)$$

W ośrodkach gruntowych między naprężeniami i odkształceniami nie ma zależności liniowej. W związku z tym dla odróżnienia parametrów odkształcalności gruntów od ciał sprężystych wprowadzony został **moduł odkształcenia E** – w warunkach jednoosiowego ściskania i swobodnej bocznej rozszerzalności gruntu – oraz **moduł ściśliwości M** – w warunkach jednoosiowego ściskania, lecz przy niemożliwej bocznej rozszerzalności próbki gruntu (np. w pierścieniu metalowym).

9.2 Ściśliwość gruntu

9.2.1 Opis zjawiska

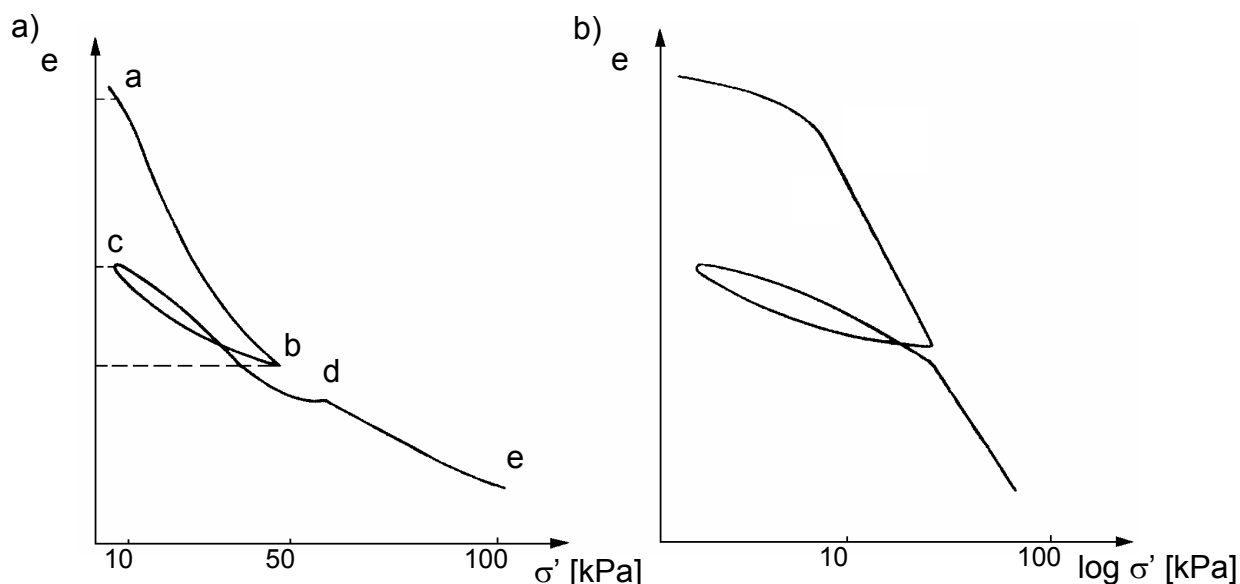
Pod działaniem obciążenia grunt odkształca się. Odkształcenie zależy od rodzaju i wartości obciążenia oraz od właściwości gruntu. Zdolność gruntu do zmniejszania objętości pod wpływem przyłożonego obciążenia nazywa się **ściśliwością**.

Obciążany grunt zmniejsza swoją objętość częściowo w sposób trwały, częściowo w sposób nietrwały. Odkształcenia trwałe powstają wskutek przemieszczania się lub kruszenia cząstek gruntu. Następuje przy tym zmniejszenie się porów w gruncie, co jest z kolei uwarunkowane usunięciem z nich wody i powietrza. Odkształcenia nietrwałe (sprężyste) gruntów polegają na zmniejszeniu ich objętości wskutek sprężystych właściwości cząstek stałych gruntu i błonek wody związanej, jak również wskutek zmniejszenia objętości powietrza zamkniętego w porach gruntu (Biernatowski i in., 1987).

Zmniejszenie obciążenia powoduje odwrotne zjawisko – zwiększenie objętości gruntu, czyli **odprężenie**, będące wynikiem zanikania odkształceń sprężystych.

Zmniejszenie się objętości gruntu pod wpływem obciążenia w gruntach o dużej przepuszczalności (np. piaskach) występuje prawie równocześnie z przyłożeniem obciążenia. W gruntach spoistych odkształcanie się gruntu uzależnione jest od możliwości odpływu wody z porów; tj. od **zjawiska konsolidacji**, przebiegające często bardzo powoli. Jeżeli pory są całkowicie wypełnione wodą, lecz jej odpływ jest niemożliwy, to przyłożone obciążenie powoduje zwiększenie ciśnienia wody w porach, nie powodując wzrostu naprężenia efektywnego σ' . Cząstki gruntu nie ulegają przesunięciu i konsolidacja nie występuje.

Ścisłość gruntu opisuje się zależnością wskaźnika porowatości od obciążenia. Najczęściej zależność tę przedstawia się wykreślnie (rys. 9.3).



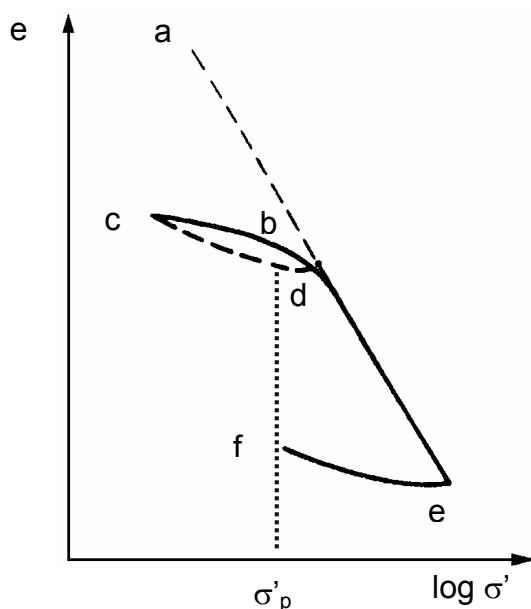
Rysunek 9.3. Krzywa ścisłości: a) w podziałce liniowej, b) w podziałce półlogarytmicznej

Jeśli w układzie współrzędnych prostokątnych na osi odciętych odłożone zostanie naprężenie efektywne σ' , a na osi rzędnych wskaźnik porowatości e , to odkształcenie gruntu będzie postępować według linii ab , tzw. **krzywej ścisłości**. Po usunięciu obciążenia następuje zjawisko odprężenia, które charakteryzuje krzywa bc . Najczęściej linie ab i bc nie pokrywają się. Dowodzi to, że grunt nie powrócił do swojej pierwotnej objętości, a zatem odkształcenia powstające w gruncie są częściowo nietrwałe (odcinek bc), a częściowo trwałe (odcinek ca). Ponowne obciążenie gruntu spowoduje odkształcenie początkowo przebiegające według linii cd , a następnie zgodnie z przedłużeniem krzywej pierwotnego obciążenia ab (odcinek de).

Krzywa ścisłości ma kształt zbliżony do krzywej logarytmicznej. Dlatego najczęściej przedstawia się ją w podziałce półlogarytmicznej (rys. 9.4b). Kształt krzywej ścisłości gruntów spoistych zależy od historii naprężenia. Jeśli obecnie występujące w gruncie naprężenie efektywne jest największe ze wszystkich, jakie dotychczas w danym gruncie wystąpiły, to grunt taki nazywany jest **normalnie skonsolidowanym**. Kształt krzywej ścisłości będzie prostoliniowy (lub zbliżony); krzywa ścisłości nosi wtedy nazwę **pierwotnej**. Jeżeli grunt przenosił już w swej historii większe naprężenia, np. teren obciążony był lodowcem albo warstwami gruntu, następnie wyerodowanymi przez wodę, to mówi się, że był **prekonsolidowany**. Wtedy krzywa ścisłości w podziałce półlogarytmicznej będzie

miała kształt zakrzywiony. Podobny wykres będzie charakteryzował próbkę pobraną spod dna wykopu.

Jeśli zatem przewidywane jest posadowienie budowli w głębokim wykopie, to grunt w podłożu będzie zachowywał się jak prekonsolidowany. Do wartości naprężenia, które już w historii gruntu wystąpiło, krzywa ścisłości będzie miała przebieg odpowiadający obciążeniu powtórnemu; dalsze obciążenie będzie przebiegało zgodnie z krzywą pierwotną. Z wykresu wynika, że grunt prekonsolidowany jest znacznie mniej ścisliwy od gruntu normalnie skonsolidowanego. Na rysunku 9.4 przedstawiono krzywą ścisłości gruntu prekonsolidowanego. Odcinki ab oraz bc domniemane; w trakcie badań ścisłości otrzymano odcinki cd, de, a przy odprężeniu odcinek ef.



Rysunek 9.4. Krzywa ścisłości gruntu prekonsolidowanego (Biernatowski i in., 1987)

Na wykresie obserwuje się zmianę przebiegu linii w punkcie d. Należy więc sądzić, że grunt był już w swojej historii skonsolidowany obciążeniem odpowiadającym temu punktowi, definiowanemu jako naprężenie prekonsolidacji σ_p' .

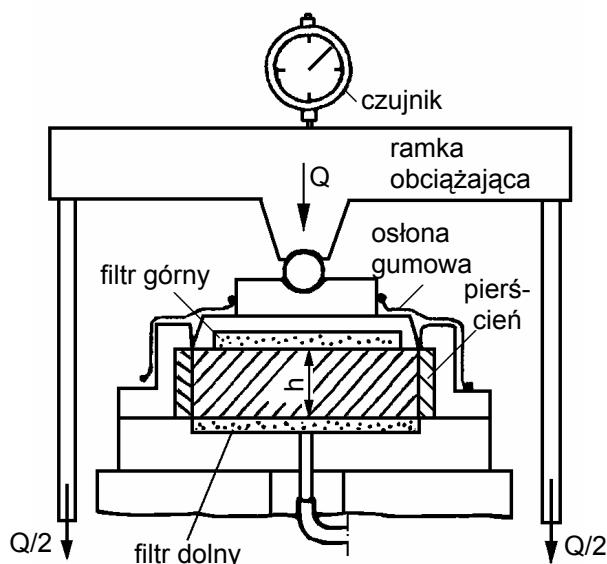
Stosunek największej wartości naprężenia efektywnego σ_p' , które wystąpiło w gruncie w przeszłości, do wartości naprężenia od ciężaru własnego występującego obecnie σ_0' nazywa się **współczynnikiem prekonsolidacji**

$$OCR = \frac{\sigma_p'}{\sigma_0'} \quad (9.5)$$

Przyjęte w literaturze oznaczenie OCR pochodzi ze skrótu angielskich słów „overconsolidation ratio”. Grunty normalnie skonsolidowane mają zatem współczynnik prekonsolidacji $OCR = 1$, a grunty prekonsolidowane $OCR > 1$.

9.2.2 Parametry charakteryzujące ścisłość gruntu

Zachowanie się gruntu pod obciążeniem lub po odciążeniu bada się w laboratorium **edometrem** lub **konsolidometrem**. Schemat edometru przedstawiono na rysunku 9.5.



Rysunek 9.5. Schemat edometru

Próbka gruntu umieszczona w pierścieniu metalowym ujęta od góry i od dołu między dwie płytki porowate jest ściskana obciążeniem pionowym. Pierścień uniemożliwia rozszerzenie się próbki. Zmiany jej wysokości pod obciążeniem mierzy się za pomocą czujnika. Próbka powinna być obciążana powoli, aby przyłożone obciążenie jednostkowe q było całkowicie przyjęte przez szkielet gruntowy, czyli $q = \sigma'$.

Wyniki badań nanoszone są na wykresy $e = f(\sigma')$ lub $h = f(\sigma')$. Z krzywej można określić podstawowe parametry badanego gruntu.

Wskaźnik ścisłości gruntu normalnie skonsolidowanego C_c określa się na podstawie nachylenia pierwotnej krzywej ścisłości, narysowanej w skali półlogarytmicznej

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma_2'}{\sigma_1'}} \quad (9.6)$$

Do wstępnej oceny wskaźnika ścisłości ilów i glin o małej wrażliwości można stosować empiryczny wzór w postaci:

$$C_c = 0,009(w_L - 10) \quad (9.7)$$

gdzie w_L jest granicą płynności gruntu.

Wartość C_c dla normalnie skonsolidowanych glin i łuów o małej wrażliwości wynosi $0,2 \div 1$; grunty organiczne charakteryzuje $C_c > 4$; np. w przypadku torfów $C_c = 10 \div 15$.

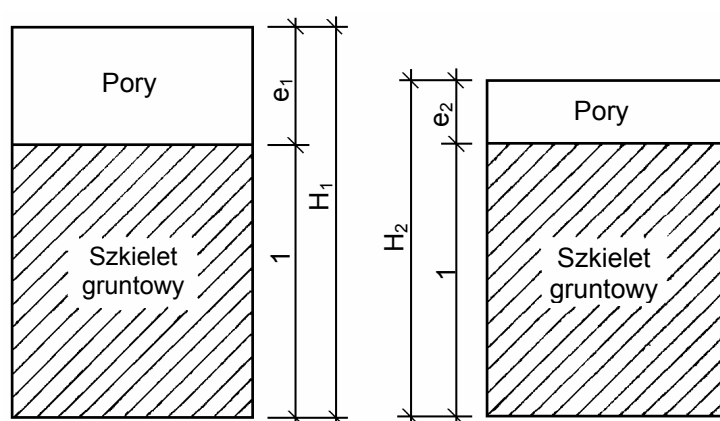
Wskaźnik ścisłości gruntu prekonsolidowanego C_r określa się w zależności naprężenia mniejszego od naprężenia σ'_p prekonsolidacji ze wzoru:

$$C_r = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_1}} \quad (9.8)$$

Współczynnik zmiany objętości m_v określany jako zmiana objętości gruntu przypadająca na jednostkę objętości, spowodowana jednostkowym przyrostem naprężenia efektywnego. Współczynnik m_v może być wyrażony albo w zależności od wskaźnika porowatości e , albo od miąższości próbki H . Jeżeli zatem przy zwiększeniu naprężenia efektywnego od σ'_1 do σ'_2 wskaźnik porowatości maleje od e_1 do e_2 lub wysokość próbki ulega zmniejszeniu od H_1 do H_2 , to współczynnik zmiany objętości określa się z zależności w postaci (rys. 9.6):

$$m_v = \frac{1}{1 + e_1} \left(\frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1} \right) \quad (9.9)$$

$$m_v = \frac{1}{H_1} \left(\frac{H_1 - H_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1} \right) \quad (9.10)$$



Rysunek 9.6. Schemat próbki gruntu przed i po obciążeniu, z zaznaczonym podziałem na fazy (Biernatowski i in., 1987)

Przy wyprowadzaniu zależności określających C_c oraz m_v założono, że grunt obciążony odkształca się tylko w kierunku działania siły, tzn. osiada bez możliwości rozszerzania się na boki. Założenie takie jest zgodne z występującymi na ogół w rzeczywistości warunkami, w jakich znajduje się grunt w podłożu pod środkową częścią obciążenia. Wartość tego współczynnika nie jest wartością stałą dla danego gruntu, lecz zależy od zakresu naprężenia, przy których został on wyznaczony.

Do obliczania osiadań przyjmowane jest również **edometryczny moduł ściśliwości**. Przyjmując jednoosiowy stan odkształcenia oraz uwzględniając, że przy pewnym niewielkim zakresie obciążenia zależność pomiędzy przyrostem naprężenia efektywnego i odkształceniem jednostkowym jest prosta, można napisać:

$$\frac{H_2 - H_1}{H_1} M = \sigma'_2 - \sigma'_1 \quad (9.11)$$

Moduł ściśliwości będzie więc wyrażała zależność w postaci:

$$M = \frac{H_1}{H_2 - H_1} (\sigma'_2 - \sigma'_1) \quad (9.12)$$

Zatem M jest odwrotnością współczynnika zmiany objętości m_v .

Moduł edometryczny M , pomimo pewnej analogii, nie może być identyfikowany z modułem odkształcenia. W jednoosiowym stanie obciążenia można bowiem odkształcenie jednostkowe wyrazić wzorem:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{1}{E} \frac{(1 + \nu)(1 - \nu)}{1 - \nu} \Delta \sigma_z \quad (9.13)$$

w którym:

E – moduł odkształcenia,

ν – współczynnik *Poissona*.

Z porównania ze wzorem 9.12 wynika że:

$$M = E \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (9.14)$$

Zależność ta wyjaśnia różnicę pomiędzy modułem odkształcenia i modułem edometrycznym. Zastosowanie modułu E jest korzystne, jeżeli odkształcenia pod budową rozpatrywane są jako zadania przestrzenne lub płaskie (nie jednoosiowe). Można wówczas w myśl prawa Hooke'a korzystać z równań:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (9.15)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (9.16)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (9.17)$$

Moduł E może być wyznaczony w badaniach w aparacie trójosiowym. Na wykresie zależności różnicy naprężeń głównych i odkształceń osiowych wartość tego modułu wyznacza sieczna poprowadzona z początku układu współrzędnych w zakresie przewidywanych naprężeń.

Współczynnik Poissona ν wynosi od 0,1 do 0,5, w zależności od rodzaju gruntu, stopnia nasycenia, warunków odpływu wody. Współczynnik *Poissona* może być $\nu > 0,5$, jeżeli grunt, wskutek zmian struktury, wykazuje zwiększenie objętości. Pomiar współczynnika ν jest w laboratoriach przeprowadzany rzadko; temu też należy prawdopodobnie przypisać brak standardowej metody jego pomiaru. Jednym ze sposobów jest wyznaczanie ν w aparacie trójosiowym (Barański i Wolski, 1981).

W celu odróżnienia charakterystyki ściśliwości gruntu w zakresie naprężeń mniejszych od naprężenia prekonsolidacji, a więc przy obciążeniu powtórnym, od zachowania się przy obciążeniu po raz pierwszy, wprowadzono **edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej M_0** oraz **edometryczny moduł ściśliwości wtórnej M** , wyznaczane na podstawie badań edometrycznych z zależności:

$$M_0 = \Delta\sigma' \frac{H_1}{\Delta H_1} \quad (9.18)$$

$$M = \Delta\sigma' \frac{H_2}{\Delta H_2} \quad (9.19)$$

w których:

- | | |
|--------------------------|---|
| $\Delta\sigma'$ | – przyrost naprężeń efektywnych, |
| H_1, H_2 | – wysokość próbki przed obciążeniem, odpowiednio przy obciążeniu pierwszym i wtórnym, |
| $\Delta H_1, \Delta H_2$ | – odkształcenie próbki, odpowiednio przy obciążeniu pierwszym i wtórnym. |

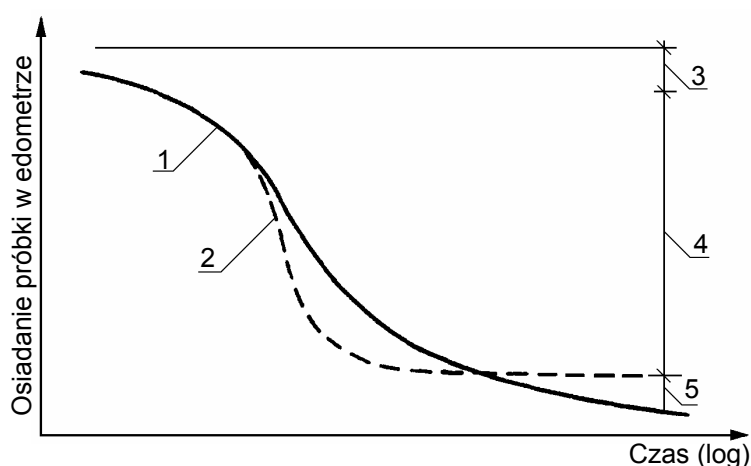
9.3 Konsolidacja gruntu

9.3.1 Opis zjawiska

Odształcenie gruntu spoistego powstające wskutek przyłożonego obciążenia następujące równocześnie z rozpraszaniem się nadwyżki ciśnienia wody w porach Δu zwany jest **konsolidacją**. Konsolidacja związana jest z odpływem wody z gruntu (zmniejsza się jej objętość w porach), a zatem zależy od filtracyjnych właściwości gruntu (Biernatowski i in., 1987).

Proces konsolidacji gruntów przedstawiony jest graficznie za pomocą krzywej konsolidacji (rys. 9.9). Krzywa ta odbiega nieco od krzywej teoretycznej wyznaczonej według *Terzagiego*. Krzywa teoretyczna wyznacza przebieg etapowy odształcania gruntu pod obciążeniem obejmujący:

- ściśliwość natychmiastową lub początkową; odształcenie to występuje w chwili przyłożenia obciążenia,
- konsolidację tzw. pierwotną odpowiadającą procesowi konsolidacji wg teorii *Terzagiego*; proces odształcenia jest w tym etapie uwarunkowany odpływem wody z porów gruntowych,
- ściśliwość wtórną, występującą po rozproszeniu nadwyżki ciśnienia wody w porach spowodowanej obciążeniem; proces ten postępuje przy stałym naprężeniu efektywnym.



Rysunek 9.7. Krzywa konsolidacji: 1 – wg danych z edometru, 2 – wg *Terzagiego*, 3 – ściśliwość natychmiastowa (początkowa), 4 – konsolidacja pierwotna, 5 – ściśliwość wtórna (Biernatowski i in., 1987)

Matematyczny opis konsolidacji pierwotnej podali m.in. Terzaghi, Fłorin, Biot, Szefer (Szymański, 1991). W praktyce najczęściej stosowana jest teoria *Terzaghiego*, pomimo znacznej rozbieżności pomiędzy przyjętym modelem a gruntem rzeczywistym. Wynika to z tego, że stosowane w rozwiązaniu *Terzaghiego* parametry gruntowe można łatwo wyznaczyć.

Równanie konsolidacji wprowadzone przez *Terzaghiego*, opisuje zmianę ciśnienia wody w porach u w czasie t , na dowolnej głębokości z w postaci:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial^2 z} \quad (9.20)$$

przy czym $c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$ – **współczynnik konsolidacji**.

W związku z założeniem, że k oraz m_v są podczas konsolidacji stałe, w celu uproszczenia przyjmuje się również, że c_v ma wartość stałą. Jednak w dokładniejszych obliczeniach uwzględnia się zmniejszenie współczynnika konsolidacji wraz ze zwiększeniem naprężenia.

Rozwiązanie równania *Terzaghiego* przy danym przyroście naprężenia $\Delta \sigma' = \sigma'_1 - \sigma'_0$, po rozwinięciu w szereg, można przedstawić w postaci

$$u = (\sigma'_1 - \sigma'_0) \sum_{n=0}^{\infty} f_1(z) f_2(T_v) \quad (9.21)$$

gdzie:

- z – parametr geometryczny wyrażający stosunek zagłębienia rozpatrywanego punktu z do miąższości warstwy konsolidowanej H ,
- T_v – **czynnik czasu**, zależny od współczynnika konsolidacji c_v .

Czynnik czasu oblicza się ze wzoru:

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (9.22)$$

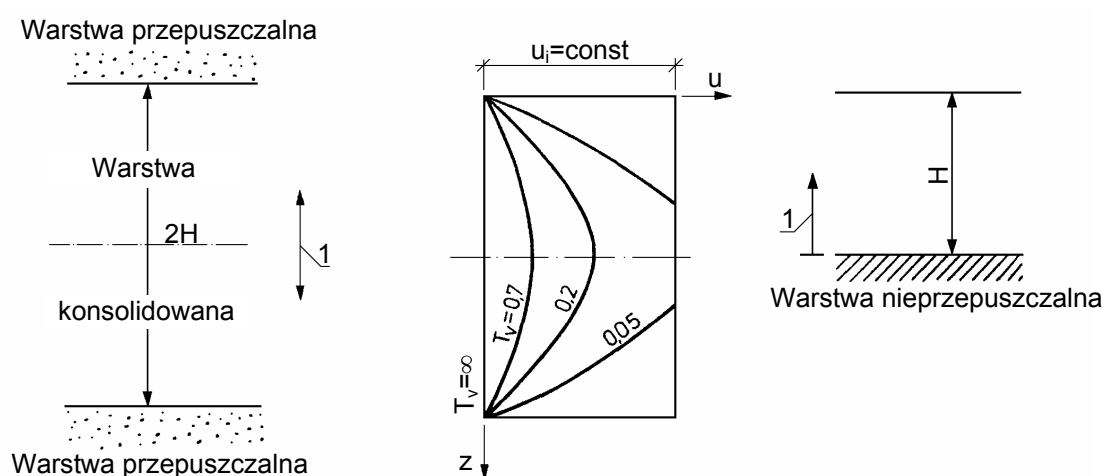
gdzie:

- c_v – współczynnik konsolidacji,
- t – czas trwania procesu konsolidacji,
- H – miąższość warstwy konsolidowanej.

Graficzną interpretację równania 9.21 przedstawiono na rysunku 9.8 na wykresie zależności ciśnienia wody w porach u od zagłębienia z . Rodzinę krzywych $u = f(z)$, przy uwzględnieniu różnych czasów t , nazywanych izochronami, przedstawiono na rysunku 9.8. Kształt izochron

zależy od początkowego rozkładu ciśnienia wody w porach oraz od warunków odsączania (drenażu) na granicach warstwy nieprzepuszczalnej.

Na rysunku 9.8 przedstawiono przypadek, w którym przyrost ciśnienia wody w porach u_i miał na całej miąższości warstwy wartość stałą. Jeżeli konsolidowana warstwa przylega z dwóch stron do warstw przepuszczalnych, tak jak pokazano w lewej części rysunku, to izochrony są symetryczne względem osi warstwy. Jeżeli natomiast z jednej strony, np. od spągu, warstwa konsolidowana styka się z inną warstwą nieprzepuszczalną, a odsączanie wody możliwe jest tylko przez strop, np. przylega tam warstwa piasku, tak jak pokazano w prawej części rysunku 9.8, to izochrony przebiegać będą jak w górnej połowie wykresu.



Rysunek 9.8. Zmiana rozkładu ciśnienia wody w porach w procesie konsolidacji (Craig, 1997)

W praktycznej interpretacji równania *Terzaghi*ego pomocne jest pojęcie **stopnia konsolidacji** U . Dla dowolnego elementu warstwy gruntu spoistego położonego na dowolnej głębokości z postęp procesu konsolidacji, przy danym wzroście naprężenia całkowitego, może być wyrażony w zależności od wskaźnika porowatości jako stopień konsolidacji

$$U = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_1} \quad (9.23)$$

gdzie:

- e_0, e_1 – wskaźniki porowatości, odpowiednio przed rozpoczęciem i po zakończeniu konsolidacji,
- e – wskaźnik porowatości w momencie wyznaczania stopnia konsolidacji.

Stopień konsolidacji można także wyrazić zależnością:

$$U_z = \frac{u_1 - u}{u_1} = 1 - \frac{u}{u_1} \quad (9.24)$$

w której:

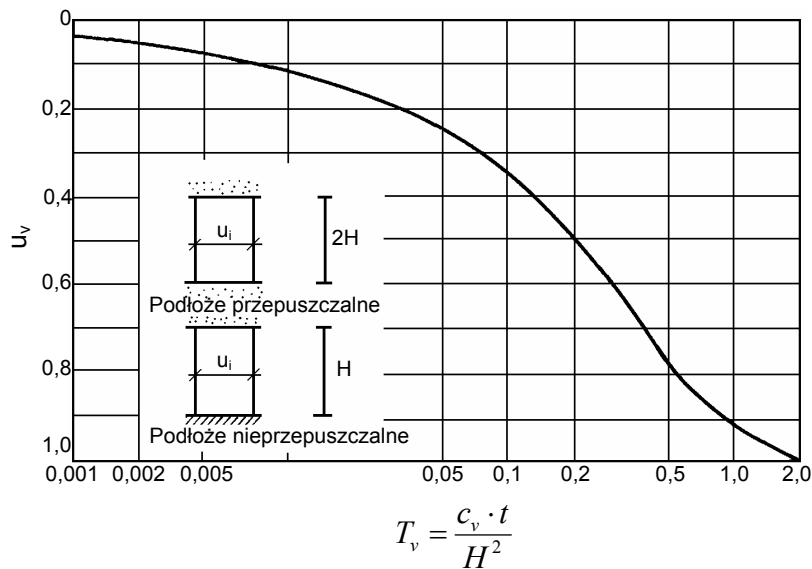
- u_1 – przyrost ciśnienia wody w porach ponad wartość początkową u_0 , natychmiast po zwiększeniu naprężenia całkowitego,
- u – nadwyżka ciśnienia wody w porach ponad wartość początkową u_0 , w rozpatrywanym procesie konsolidacji, w którym naprężenie efektywne wynosi σ' .

Równanie konsolidacji dla stopnia konsolidacji U_z ma postać:

$$U_z = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} f_1(z) f_2(T_v) \quad (9.25)$$

W praktyce najczęściej uwzględniany jest średni stopień konsolidacji U , wyznaczony dla całej rozpatrywanej warstwy, umożliwiający obliczenie przebiegu osiadania; mnożąc bowiem U przez osiadanie całkowite, można wyznaczyć osiadanie w złożonym czasie.

Wykreślne rozwiązanie równania 9.25, przy średnim stopniu konsolidacji U odwadnianej warstwy konsolidowanej, przedstawiono na rysunku 9.9.



Rysunek 9.9. Zależność stopnia konsolidacji U_v od czynnika czasowego T_v przy odpływie tylko w kierunku pionowym (Biernatowski i in., 1987)

Jeżeli warstwa ulegająca konsolidacji jest położona na warstwie przepuszczalnej, możliwy jest odpływ również w kierunku do dołu, to do obliczenia T_v należy przyjmować H równe połowie rzeczywistej miąższości warstwy konsolidowanej.

Ścisłość wtórna jest spowodowana stopniowym dopasowywaniem się cząstek szkieletu gruntowego po jego naruszeniu podczas konsolidacji pierwotnej. Przypuszcza się, że postęp ścisłości wtórnej jest ograniczony przez wodę błonkową otaczającą cząstki iłu.

Postęp ścisłości wtórnej może być określony za pomocą współczynnika wtórnej ścisłości:

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (9.26)$$

przy czym:

Δe – przyrost wskaźnika porowatości na odcinku krzywej $e = f(\log t)$,
w granicach t_1 i t_2 ,

e_0 – wskaźnik porowatości w czasie t_1 , $t = t_2 - t_1$.

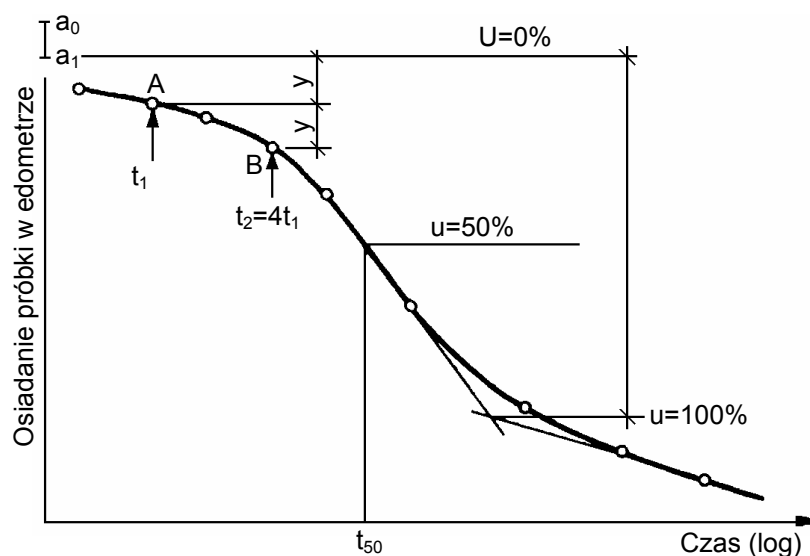
W ilach bardzo plastycznych, a także w gruntach organicznych, postęp ścisłości wtórnej jest na ogół znaczny, a w szczególnych przypadkach krzywa konsolidacji obejmująca ścisłość wtórną może pokrywać się z krzywą obejmującą konsolidację pierwotną, wskazując że konsolidacja pierwotna i ścisłość wtórna przebiega równocześnie (Szymański, 1991).

9.3.2 Parametry charakteryzujące konsolidację

Proces konsolidacji gruntów opisany jest równaniami, w których występują stałe materiałowe definiowane jako parametry konsolidacji.

Współczynnik konsolidacji c_v wyznacza się na podstawie edometrycznej krzywej konsolidacji, skorygowanej odpowiednio w nawiązaniu do krzywej teoretycznej. Korektę krzywej edometrycznej przedstawiono na rysunku 9.10. Na krzywej uzyskanej z danych edometrycznych punkt odpowiadający $U = 0$ wyznacza się w założeniu, że początkowa część krzywej jest parabolą. W związku z tym na krzywej wybiera się dwa punkty (A i B na rys. 9.10), dla których wartości t zachowują stosunek 4:1; odcinek y równy odległości w pionie pomiędzy przyjętymi punktami A i B odkłada się w górę od punktu A, wyznaczając w ten sposób punkt a_1 na osi rzędnych, odpowiadający stopniowi konsolidacji $U = 0$. Punkt odpowiadający $U = 0$ nie zawsze pokrywa się z punktem a_0 odpowiadającym początkowemu odczytowi na czujniku edometru; powodem tego jest ścisłość natychmiastowa. Ponieważ końcowa część krzywej wyznaczonej na podstawie danych z edometru ma przebieg liniowy,

ale nie poziomy, więc punkt odpowiadający $U = 1,0$ wyznacza się w miejscu przecięcia dwóch liniowych części krzywej (rys. 9.10).



Rysunek 9.10. Wyznaczanie współczynnika konsolidacji c_v wg Casagrandego

Współczynnik konsolidacji wyznacza się ze wzoru 9.27, przy czym uwzględnia się $T_v = 0,196$ dla stopnia konsolidacji $U = 0,5$ odczytanego z teoretycznej krzywej konsolidacji na rysunku 9.10. Współczynnik konsolidacji oblicza się zatem ze wzoru:

$$c_v = \frac{0,196H^2}{t_{50}} \quad (9.27)$$

w którym:

H - połowa wysokości próbki w edometrze,

t_{50} - wartość odczytana ze skorygowanej krzywej konsolidacji dla $U = 0,5$.

Należy podkreślić, że współczynnik c_v nie ma wartości stałej dla danego gruntu, lecz zmienia się w czasie obciążenia, szczególnie gdy obciążenie przekroczy napężenie prekonsolidacji.

Badania edometryczne wykazują, że odkształcenie próbki przebiega także po rozproszeniu się nadwyżki ciśnienia wody w porach (co spowodowane jest obciążeniem). Odkształcenie zachodzi bardzo powoli, przy stałym napężeniu efektywnym. Zjawisko to, nazywane jest ściśliwością wtórną a parametrem opisującym to zjawisko jest **współczynnik ściśliwości wtórnej** C_α zdefiniowany wzorem 9.26.

9.4 Osiadanie gruntów

Pionowe przemieszczenie powierzchni obciążonej warstwy gruntu nazywa się **osiadaniem**. Po zdjęciu obciążenia np. po wykonaniu wykopu, powierzchnia warstwy ulega pionowemu przemieszczaniu ku górze, tj. **odprężeniu**.

Całkowite osiadanie podłoża s jest sumą osiadania:

- początkowego S_i ,
- konsolidacyjnego S_c ,
- wtórnego S_s .

Osiadanie początkowe (S_i), wynikające z postaciowych odkształceń nasyconego ośrodka gruntowego przebiega najczęściej w warunkach przyrostu nadwyżki ciśnienia porowego. Występuje ono głównie podczas obciążania podłoża i w krótkim czasie po przyłożeniu obciążenia.

Osiadanie konsolidacyjne (S_c), wynikające z rozpraszania, powstałej po przyłożeniu obciążenia, nadwyżki ciśnienia wody w porach. Prędkość konsolidacji pierwotnej zależy od zmian objętościowych i charakterystyk przepuszczalności gruntu, jak również od usytuowania warstw drenujących.

Ścisłość wtórna (pełzanie) szkieletu gruntowego (S_s), wynikająca z plastycznych odkształceń szkieletu gruntowego pod wpływem naprężenia efektywnego. Zależy ona od właściwości reologicznych gruntu i jest rozłożona w długim czasie. Model odkształcenia łączący trzy przyjęte składowe osiadania można przedstawić według kolejności początku ich występowania w podłożu. Należy podkreślić, że wszystkie te fazy mogą występować równocześnie, jednak z różną intensywnością w określonym etapie procesu odkształcenia.

Osiadanie całkowite podłoża gruntowego pod obciążeniem można zapisać w postaci:

$$S = S_i + S_c + S_s \quad (9.28)$$

gdzie:

- S – osiadanie całkowite,
- S_i – osiadanie początkowe,
- S_c – osiadanie konsolidacyjne (konsolidacja pierwotna),
- S_s – osiadanie wtórne (ściśliwość wtórna).

Wszystkie te składowe mają wpływ na całkowite osiadania podłoża, które w efekcie zależy od: rodzaju i właściwości gruntu, historii naprężenia, wielkości obciążenia, prędkości obciążania oraz geometrii obciążenia w stosunku do miąższości podłoża ściśliwego.

Zasadniczą część osiadań podłoża stanowią odkształcenia konsolidacyjne. Zatem przebieg procesu odkształcenia gruntu zależy głównie od przyrostu naprężenia efektywnego w podłożu, czyli od prędkości rozpraszania nadwyżki ciśnienia porowego.

9.4.1 Obliczanie osiadań początkowych

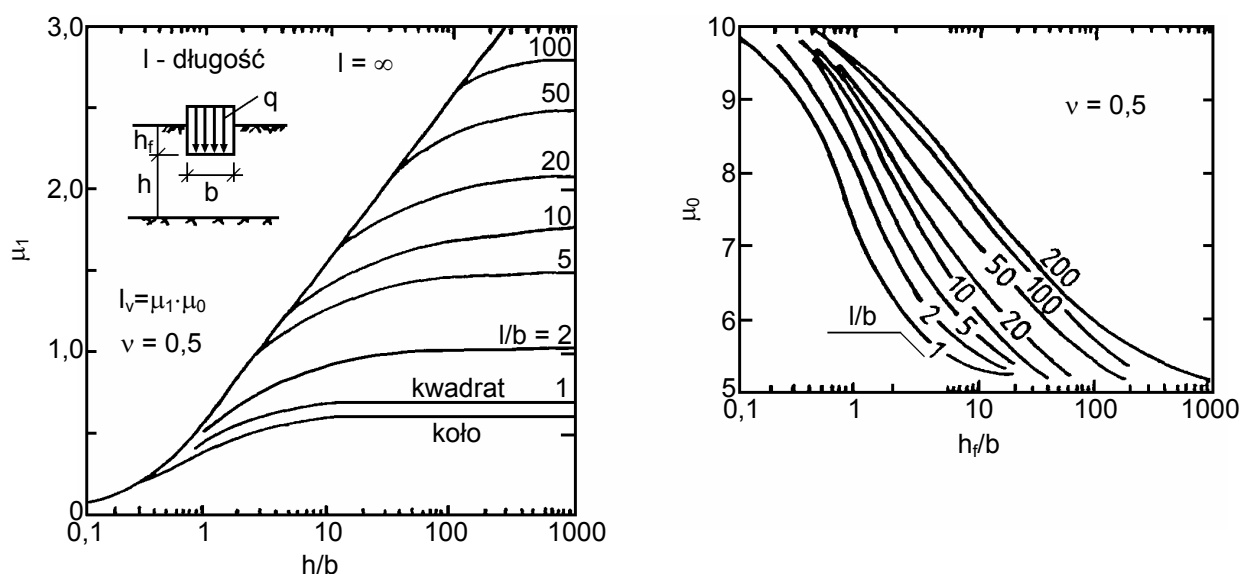
Obliczenia początkowych osiadań S_i prowadzić można przy wykorzystaniu równań teorii sprężystości, w których przyjmuje się współczynnik *Poissona* $\nu = 0,5$ i moduł sprężystości bez odpływu E_u . Teoria sprężystości pozwala na sformułowanie wzoru w postaci:

$$S_i = \frac{I_v \cdot q \cdot b}{E_u} \quad (9.29)$$

gdzie:

- q – obciążenie podłoża,
- b – szerokość obciążonej strefy,
- I_v – współczynnik wpływu odkształceń, zależny od geometrii budowli,
- E_u – moduł odkształcenia bez odpływu,
- H – miąższość warstwy ściśliwej.

Wartość współczynnika wpływu I_v można wyznaczyć z wykresu podanego na rysunku 9.11.



Rysunek 9.11. Współczynnik I_v dla przemieszczeń pionowych pod jednorodnym obciążeniem pasmowym (Janbu i inni, 1964)

Stosowanie wykresu *Janbu* do określenia wartości I_v z wymaganą dokładnością dla małych wartości stosunku h/b jest dość trudne. W takim przypadku współczynnik I_v można określić bezpośrednio z klasycznego rozwiązania teorii sprężystości (*Steinbrenner*, 1934). Wartość osiadania podłoża w narożu jednorodnie obciążonego pasma wyrażona jest wzorem:

$$S_{ic} = \left(\frac{qb}{E_u} \right) [(1 - \nu^2)f_1 + (1 - \nu - 2\nu^2)f_2] \quad (9.30)$$

gdzie:

$$f_1 = \frac{1}{\pi} \left[\frac{1}{b} \ln \frac{(1 + \sqrt{c_1})\sqrt{c_1 + c_h - 2}}{\frac{1}{b}(1 + \sqrt{c_1 + c_h - 1})} + \ln \frac{\left(\frac{1}{b} + \sqrt{c_1}\right)\sqrt{c_h}}{\frac{1}{b} + \sqrt{c_1 + c_h - 1}} \right] \quad (9.31)$$

$$f_2 = \frac{1}{\pi} \frac{h}{b} \operatorname{arctg} \frac{\frac{1}{b}}{\frac{h}{b} \sqrt{c_1 + c_h - 1}} \quad (9.32)$$

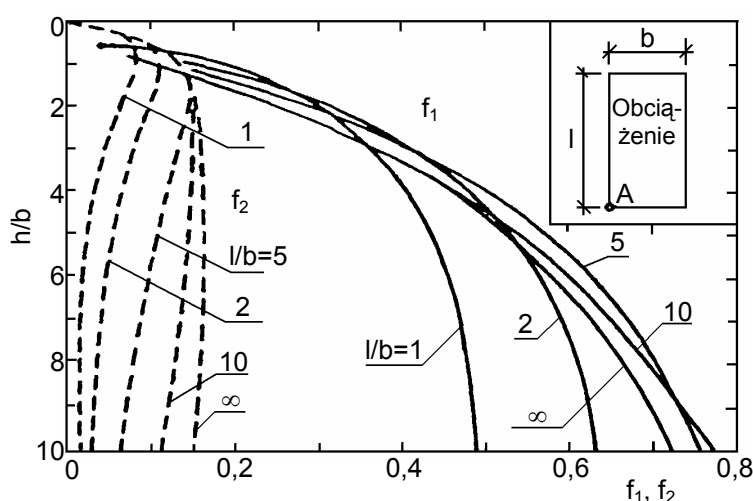
$$c_1 = 1 + (l/b)^2 \quad (9.33)$$

$$c_2 = 1 + (h/b)^2 \quad (9.34)$$

l – długość obciążonej strefy

b – szerokość obciążonej strefy.

Współczynniki f_1 i f_2 można określić za pomocą wykresu przedstawionego na rysunku 9.12.



Rysunek 9.12. Współczynniki f_1 i f_2 określone wzorem Steinbrennera

Celem określenia osiadań początkowych w dowolnym punkcie podłoża za pomocą równania (9.29), należy obciążoną strefę podzielić na cztery części. Osiadanie wybranego punktu jest równe sumie osiadań poszczególnych naroży.

9.4.2 Obliczanie osiadań konsolidacyjnych

Najprostszy sposób obliczania osiadania konsolidacyjnego przeprowadza się wykorzystując równanie:

$$S_c = \Delta\sigma_v H / M \quad (9.35)$$

lub:

$$S_c = \varepsilon_c H \quad (9.36)$$

gdzie:

- M – edometryczny moduł ścisłości,
- ε_c – odkształcenia konsolidacyjne,
- $\Delta\sigma_v$ – przyrost pionowej składowej naprężenia,
- H – miąższość konsolidowanej warstwy podłoża.

Równanie 9.35 stosuje się dla podłoży jednorodnych o małej zmienności modułów wraz ze wzrostem naprężenia. W innych przypadkach, szczególnie dla bardzo ściśliwych gruntów prekonsolidowanych, odkształcenie konsolidacyjne ε_c określa się zgodnie z następującym wzorem:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{C_r}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \quad (9.37)$$

gdzie:

- e_0 – początkowy wskaźnik porowatości,
- Δe – zmiana wskaźnika porowatości,
- σ'_{v0} – początkowe efektywne naprężenie pionowe,
- σ'_p – naprężenie prekonsolidacji,
- σ'_{vf} – końcowe efektywne naprężenie pionowe,
- C_r – wskaźnik ścisłości powtórnej dla $\sigma'_v \leq \sigma'_p$,
- C_c – wskaźnik ścisłości pierwotnej dla $\sigma'_v > \sigma'_p$.

9.4.3 Obliczanie osiadań wtórnych

Odształcenia wtórne są wynikiem długotrwałych odształceń strukturalnych gruntu (pełzania). Prędkość tych odształceń zależy od właściwości reologicznych gruntu (lepkość); im większa jest lepkość strukturalna gruntu, tym proces pełzania szkieletu jest dłuższy.

Osiadania wtórne podłoża budowli oblicza się za pomocą wzorów empirycznych oraz metod opartych na wynikach badań ściśliwości lub parametrów pochodzących z obserwacji zebranych w czasie badań terenowych.

Współczynnik wtórnej ściśliwości C_α można wyznaczyć na podstawie długotrwałych edometrycznych badań typu IL , wykonywanych dla każdego przyrostu obciążenia, aż do zakończenia znaczącej części wtórnej ściśliwości. Parametr konsolidacyjny C_α określa się z nachylenia krzywej konsolidacji po zakończeniu pierwotnej konsolidacji, jako:

$$C_\alpha = \frac{de}{d \log t} \quad (9.38)$$

kiedy krzywa konsolidacji przedstawia zależność $e - \log t$, lub jako:

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{d \log t} \quad (9.39)$$

kiedy krzywa konsolidacji przedstawia zależność $\varepsilon - \log t$. Zależność pomiędzy C_α i $C_{\alpha\varepsilon}$ jest następująca: $C_\alpha = C_{\alpha\varepsilon}(1 + e_o)$.

Osiadania wywołane wtórną ściśliwością S_s w sposób klasyczny wyznacza się z następującej zależności:

$$S_s = C_\alpha \log(t_f / t_p) H / (1 + e_o) \quad (9.40)$$

lub

$$S_s = C_{\alpha\varepsilon} \log(t_f / t_p) H \quad (9.41)$$

gdzie:

- t_f – czas; koniec okresu prognozy,
- t_p – czas; koniec pierwotnej konsolidacji.

10 WYTRZYMAŁOŚĆ GRUNTU NA ŚCINANIE

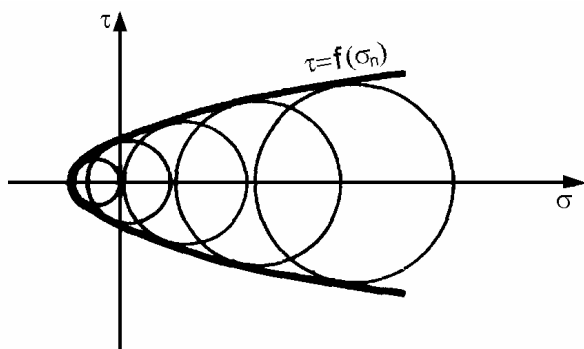
10.1 Warunek zniszczenia Coulomba – Mohra

Wytrzymałością na ścinanie gruntu nazywany jest graniczny opór, jaki dany ośrodek gruntowy stawia siłom przesuwającym, odniesiony do jednostki powierzchni. Jeżeli więc w dowolnym elemencie masy gruntowej naprężenie ścinające osiągnie wartość wytrzymałości na ścinanie, to w miejscu tym nastąpi utrata stateczności – przesuw.

W mechanice gruntów najszersze zastosowanie definiujące wytrzymałość gruntu znajduje warunek granicznej wartości największego naprężenia stycznego (Glazer, 1985). Dla tego przypadku przekroczenie wytrzymałości uzależnione jest od naprężeń stycznych, występujących w najbardziej niebezpiecznych przekrojach. Warunek ten można zapisać w ten sposób, że różnica między bezwzględną wartością naprężenia stycznego τ a określoną funkcją naprężenia normalnego σ_n dla naprężeń działających w tym samym przekroju jest równa zero:

$$|\tau| - f(\sigma_n) = 0 \quad (10.1)$$

warunek ten można przedstawić wykreślnie jako obwiednię do kół *Mohra* podających stan naprężenia dla różnych wartości naprężeń głównych σ_1, σ_3 (Rys. 10.1).



Rysunek 10.1. Obwiednie Coulomba – Mohra (Glazer, 1985)

We wzorze (10.1) postać funkcji $f(\sigma_n)$ charakteryzuje mechaniczne własności analizowanego gruntu. Najczęściej przyjmuje się zależność liniową między naprężeniem normalnym i stycznym zgodnie z warunkiem *Coulomba*.

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (10.2)$$

w której:

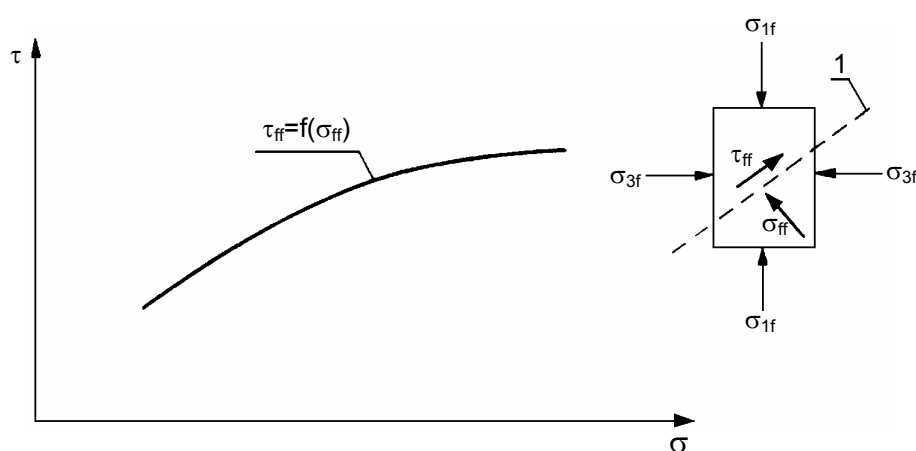
- τ_f – wytrzymałość gruntu na ścinanie,
- σ – naprężenie normalne, prostopadłe do powierzchni ścinania,

c, φ – parametry wytrzymałości na ścinanie, które nazywane są odpowiednio **spójnością** oraz **kątem tarcia wewnętrznego**.

Ogólnym warunkiem zniszczenia dowolnego materiału, podanym przez *Mohra*, jest wystąpienie na powierzchni naprężeń normalnych działających na tę powierzchnię. Warunek *Mohra* można zapisać w postaci:

$$\tau_{ff} = f(\sigma_{ff}) \quad (10.3)$$

przy czym τ jest naprężeniem ścinającym, σ naprężeniem normalnym; a indeksy f odnoszą się odpowiednio – pierwszy do powierzchni zniszczenia, drugi do momentu zniszczenia. Zależność powyższą przedstawiono na rysunku 10.1.



Rysunek 10.2. Warunek zniszczenia Mohra (Biernatowski i in., 1987)

Warunek *Mohra* można odnieść do gruntów definiując go jako warunek zniszczenia *Coulomba – Mohra*:

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff} \operatorname{tg} \Phi + c \quad (10.4)$$

Geometryczną interpretację warunku zniszczenia *Coulomba – Mohra* przedstawia **koło Mohra** i styczna do niego (rys. 10.3).

Warunek zniszczenia można zatem zapisać w funkcji naprężeń głównych:

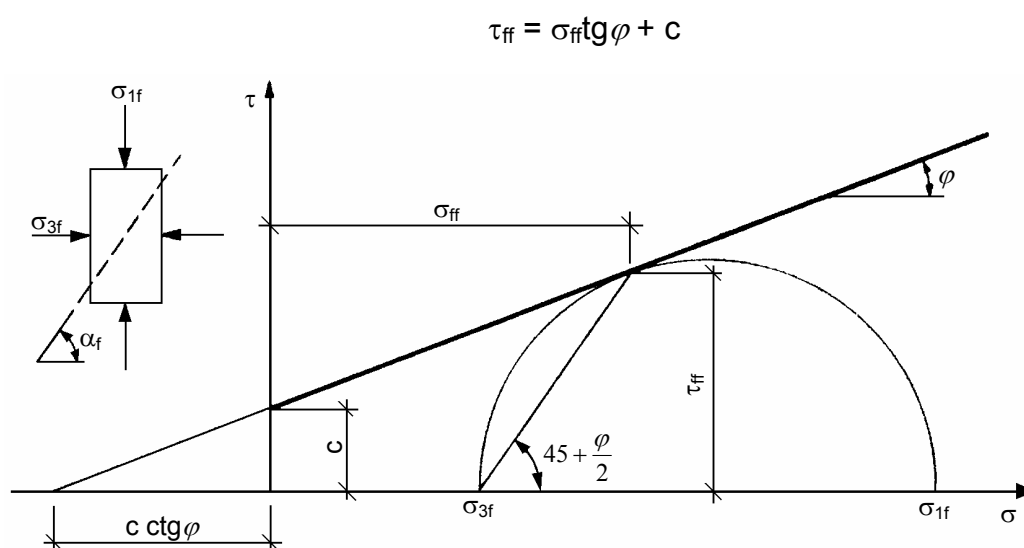
$$\sin \varphi = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_{1f} - \sigma_{3f})}{c \cot \varphi + \frac{1}{2}(\sigma_{1f} + \sigma_{3f})} \quad (10.5)$$

lub

$$\sigma_{1f} - \sigma_{3f} = 2c \cos \varphi + (\sigma_{1f} + \sigma_{3f}) \sin \varphi \quad (10.6)$$

gdzie:

σ_1, σ_3 – naprężenia główne.



Rysunek 10.3. Wykres Coulomba – Mohra dla gruntu spoistego (Craig, 1997)

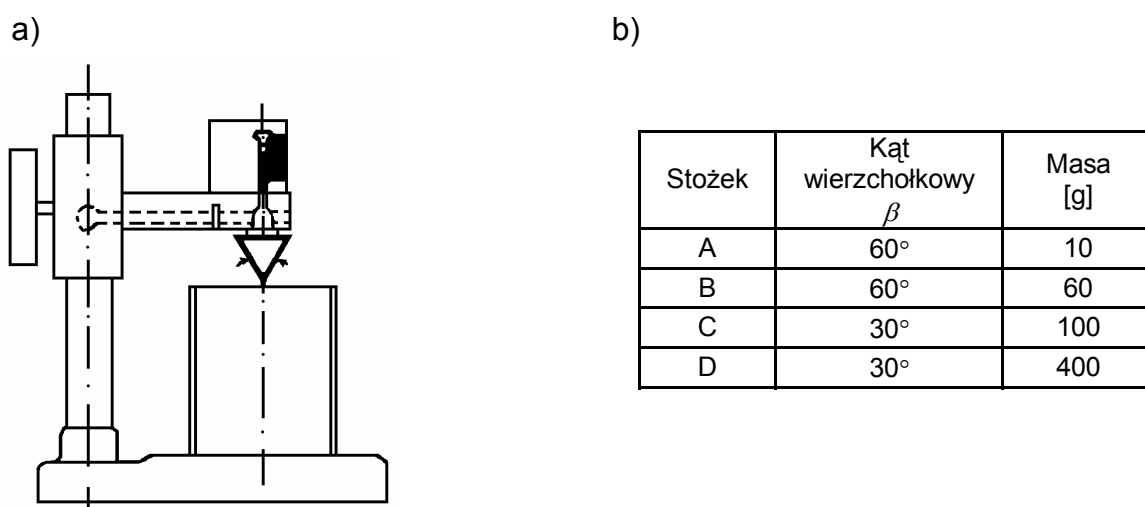
Stwierdzone niedostatki kryterium *Coulomba – Mohra* skłoniły do poszukiwania innych kryteriów i stosowania ich do gruntów. Spośród kryteriów naprężeniowych zastosowanie znalazły: warunek intensywności naprężeń stycznych sformułowany przez M. T. Huberta w 1904 r. i niezależnie przez R. von Misesa w 1913 r. oraz warunek maksymalnych naprężeń stycznych oparty na doświadczeniach nad płynięciem metali, których wyniki opublikował w 1868 r. H. Treska (Glazer, 1977).

Pomimo, że inne kryteria zniszczenia gruntu, lepiej opisują proces zniszczenia to, kryterium *Coulomba – Mohra* jest nadal powszechnie stosowane. Wynika to nie tylko z jego prostoty, lecz przede wszystkim z możliwości bezpośredniego zastosowania w interpretacji badań wytrzymałości na ścinanie.

10.2 Badania wytrzymałości gruntu na ścinanie

10.2.1 Badania laboratoryjne

Badania laboratoryjną sondą stożkową są jedną z najprostszych metod określania wytrzymałości gruntu na ścinanie bez odpływu. Często połączone jest ono z wyznaczaniem cech fizycznych gruntu (Wood, 1982). Sonda stożkowa jest zwykle wyposażona w cztery różne stożki (rys. 10.4). Stożek o masie 60 g i kącie wierzchołkowym 60° wybrany został jako wzorcowy do określania granicy płynności w_L .



Rysunek 10.4. Laboratoryjna sonda stożkowa: a) schemat aparatu, b) dane dotyczące stosowanych stożków

Badanie laboratoryjną sondą stożkową wykorzystywane jest również do określenia wrażliwości gruntu S_t , zdefiniowanej jako stosunek wytrzymałości na ścinanie gruntu o strukturze nienaruszonej do wytrzymałości na ścinanie gruntu o strukturze zniszczonej.

Na podstawie porównania wyników badań laboratoryjną sondą stożkową z wynikami badań sondą krzyżakową Hansbo (1957) podał zależność na określenie wytrzymałości na ścinanie τ_{fc} :

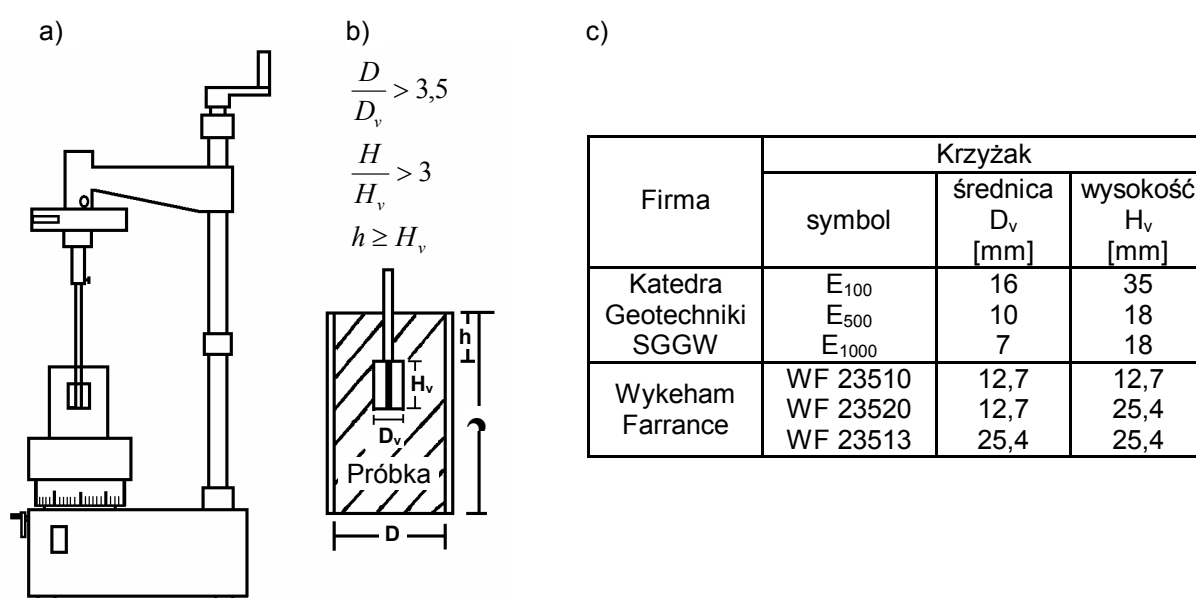
$$\tau_{fc} = K_c \cdot m_c \cdot g / d_c^2 \quad (10.7)$$

gdzie:

- τ_{fc} – wytrzymałość na ścinanie określona laboratoryjną sondą stożkową,
- K_c – stała zależna od kąta wierzchołkowego stożka i rodzaju gruntu,
- m_c – masa stożka,

- g – przyspieszenie ziemskie,
 d_c – głębokość penetracji stożka.

Badania laboratoryjną sonda krzyżakową stanowią inną prostą metodę wyznaczania wytrzymałości na ścinanie bez odpływu. Schemat laboratoryjnej sondy krzyżakowej przedstawiono na rysunku 10.5. Sonda ta jest wyposażona w wymienne końcówki krzyżakowe, których wymiary w przypadku aparatu wykonanego w Katedrze SGGW oraz aparatu firmy Wykeham Farrance podano przykładowo na rysunku 10.5 (Gołębiewska, 1976).



Rysunek 10.5. Laboratoryjna sonda krzyżowa: a) schemat aparatu, b) wymagania dotyczące minimalnych wymiarów badanej próbki, c) dane dotyczące stosowanych krzyżaków

Wartość wytrzymałości na ścinanie τ_{fv} obliczana jest, przy założeniu powierzchni ścicia o kształcie walca wyznaczanego wymiarami krzyżaka sondy ze wzoru:

$$\tau_{fv} = \frac{2 \cdot M_{\max}}{\left(\pi \cdot D_v^2 \left(H_v + \frac{D_v}{3} \right) \right)} \quad (10.8)$$

gdzie:

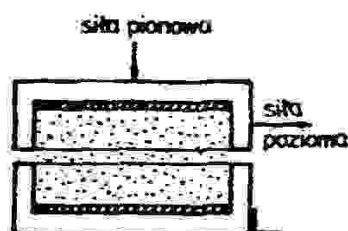
- τ_{fv} – wytrzymałość na ścinanie określona sondą krzyżową,
 $M_{\max}$ – maksymalny moment obrotowy w momencie ścicia,
 D_v, H_v – średnica i wysokość krzyżaka sondy.

W powyższym równaniu założono izotropię właściwości wytrzymałościowych badanego gruntu oraz jednorodność rozkładu naprężenia ścinającego wokół ścinanego walca gruntu.

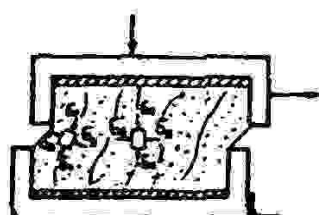
Badania bezpośredniego ścinania ze względu na dużą prostotę aparatury, a tym samym prostotę metodyki badań, były dość często wykorzystywane do wyznaczania parametrów wytrzymałościowych gruntu. Zastosowany schemat badania (rys. 10.6a) stwarza jednak wewnątrz próbki i na jej brzegu warunki niejednorodnego stanu naprężenia i odkształcenia (rys. 10.6b).

Ze względu na przybliżoną wartość uzyskiwanych parametrów stosowanie tej metody ma ograniczony zakres. Stosuje się ją jedynie do badania gruntów niespoistych oraz do wyznaczania przybliżonej wartości maksymalnej wytrzymałości resztkowej gruntów spoistych.

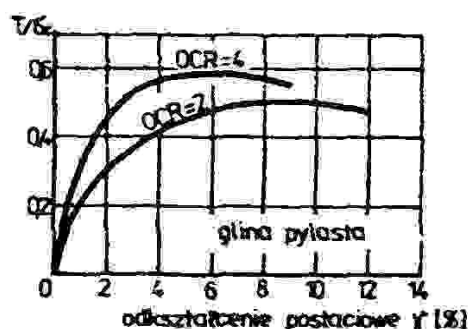
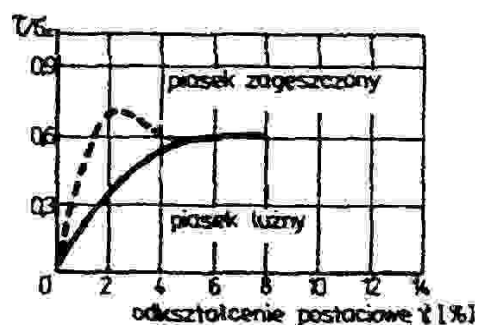
a) schemat badania



b) niejednorodny stan naprężenia



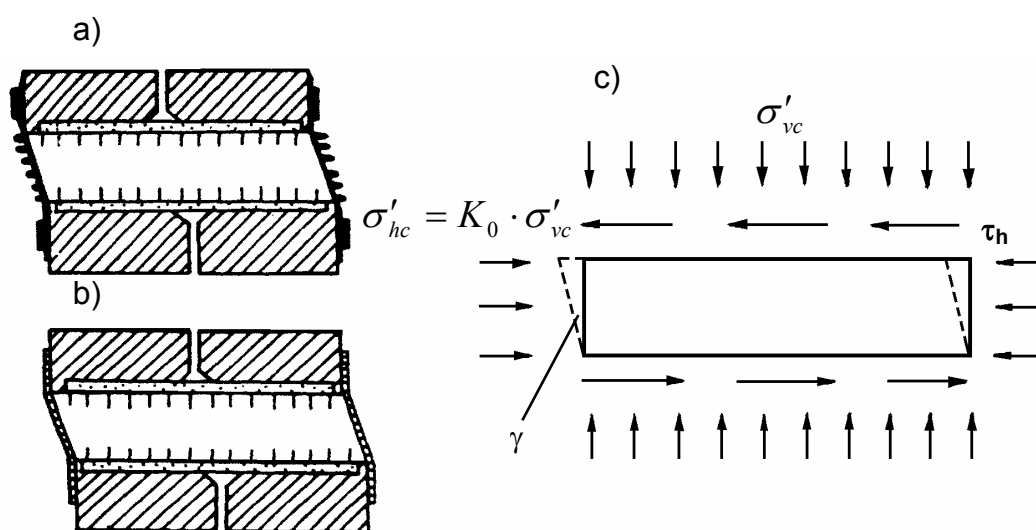
c) wyniki badań



Rysunek 10.6. Badanie w aparacie bezpośredniego ścinania

Badania prostego ścinania umożliwiają wyznaczania wytrzymałości na ścinanie, przy wierniejszym modelowaniu stanów naprężenia w podłożu wywołanych obciążeniem. Warunki modelowe w badaniu prostego ścinania mogą być porównywalne do zachowania się gruntu podczas ścinania w stosunkowo cienkiej, stałej warstwie podłoża (Jardine i Hight,

1987b). W badaniach prostego ścinania najszerze zastosowanie znalazły dwa rozwiązania konstrukcyjne zabezpieczające próbkę przed bocznymi odkształceniami (rys. 10.7). W rozwiązaniu wprowadzonym przez Szwedzki Instytut Geotechniczny próbka gruntu o średnicy 50 mm i wysokości 20 mm jest otoczona gumową membraną i zestawem cienkich, równomiernie rozmieszczonych pierścieni (Kjellman 1951, Larsson 1977). W aparacie Norweskiego Instytutu Geotechnicznego (średnicy 80 mm i wysokości 16 mm) dla zapewnienia stałej średnicy próbki wykorzystano gumową membranę wzmocnioną wtopionym drutem. Celem wyeliminowania poślizgu próbki podczas ścinania górną i dolną część obudowy wyposażono w krótkie igły penetrujące w próbkę.



Rysunek 10.7. Aparat prostego ścinania: a) próbka otoczona gumową membraną i zestawem równomiernie rozmieszczonych pierścieni, b) gumową membraną wzmocnioną drutem, c) warunki naprężenia i odkształcenia podczas ścinania (Lechowicz, 1992)

Zgodnie z powszechnie stosowaną metodyką próbka w jednowymiarowym stanie odkształcenia konsolidowana jest przez 24 godziny. Ścinanie próbki odbywa się poprzez przemieszczanie górnej obudowy poziomo ze stałą prędkością, podczas gdy dolna obudowa aparatu jest zamocowana. Ścinanie próbki gruntu może być przeprowadzone w warunkach bez odpływu lub z odpływem. Prędkość ścinania w badaniach bez odpływu wynosi najczęściej o 6 % wysokości próbki na godzinę.

Badania trójosiowe ze względu na dodatkowe możliwości modelowania przebiegu zmian obciążenia w warunkach naturalnych, zyskały znaczną przewagę nad innymi rodzajami laboratoryjnych badań wytrzymałościowych. Fakt ten wynika przede wszystkim z wprowadzenia w konstrukcji aparatu wielu udoskonaleń, jak również z zastosowania

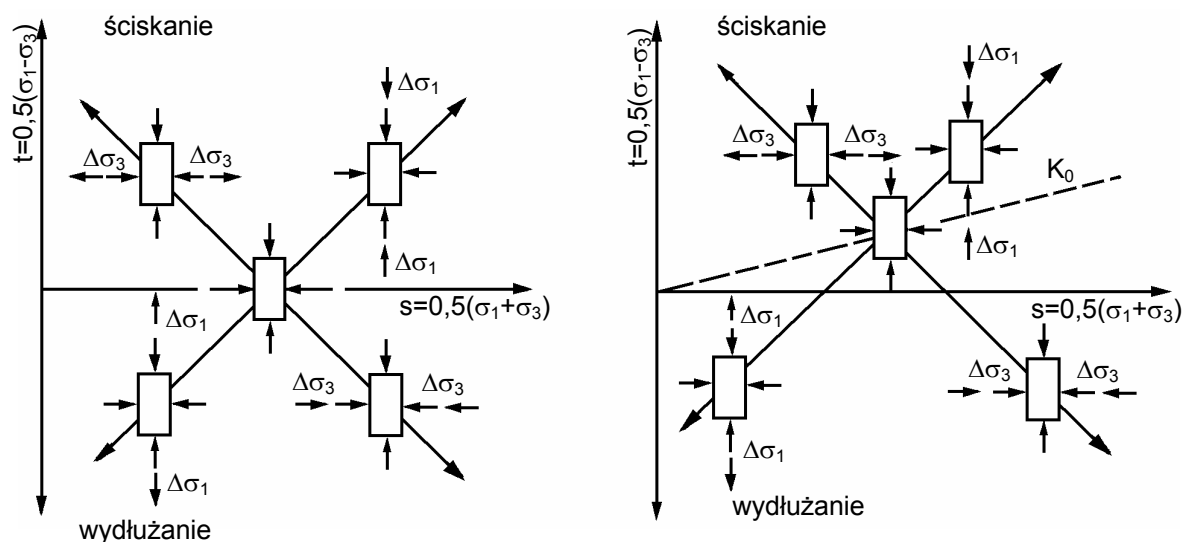
dodatkowego wyposażenia, umożliwiającego rozszerzenie zakresu dotychczas wykonywanych badań. Najważniejsze z wprowadzonych udoskonaleń to możliwość pomiaru naprężenia pionowego wewnątrz komory oraz bardziej niezawodne rozwiązania konstrukcyjne połączeń i zaworów. Dodatkowe wyposażenie aparatu trójosiowego stanowią układy: do pomiaru odkształceń objętościowych i bocznych próbki oraz automatycznej regulacji stosunku naprężenia osiowego i bocznego. Zastosowanie czujników elektronicznych do pomiaru ciśnienia wody w porach i wartości poszczególnych obciążeń pozwoliło na znaczną poprawę dokładności pomiarów. Wyposażenie aparatu trójosiowego w układ do wywoływania w próbce przeciwcisnienia (tzw. back pressure), umożliwiającego utrzymanie stanu nasycenia próbki podczas badania, daje możliwość wierniejszego odwzorowania stanu gruntu w warunkach terenowych (Lechowicz, 1992).

W badaniu trójosiowym konsolidacja próbki może być przeprowadzona przy wybranym stosunku naprężenia osiowego i bocznego. Celem odwzorowania wywoływanego w podłożu stanu naprężenia zazwyczaj konsolidacja próbki prowadzona jest przy anizotropowym stanie naprężenia efektywnego. Ze względów praktycznych, w przypadku gdy współczynnik parcia gruntu w spoczynku K_0 jest większy od 0,8 konsolidację próbki można przeprowadzić przy izotropowym stanie naprężenia (Jamiołkowski i in. 1981, Sivakugan i in. 1988).

Ścinanie próbki w badaniu trójosiowym można prowadzić przy wybranym stosunku składowych głównych naprężenia lub przy stałym naprężeniu średnim. Ścieżki naprężenia, stosowane najczęściej w modelowaniu warunków obciążenia podczas ścinania w badaniach trójosiowych przy ścinaniu i przy wydłużaniu przedstawiono na rysunku 10.8.

W celu wyznaczenia parametrów φ i c ścina się kilka próbek przy różnych stanach naprężenia, a warunki ścięcia przedstawia się za pomocą kół *Mohra* lub ścieżek naprężenia.

Przyjęta interpretacja stanu naprężenia w próbce badanej w aparacie trójosiowym nie jest ścisła. W próbce bowiem występują składowe osiowe (pionowe), radialne i obwodowe naprężenia, a stan ich jest statycznie niewyznaczalny. Z tego względu w badaniach do celów naukowych stosuje się niekiedy aparaty trójosiowe zmodyfikowane lub inne bardziej złożone, jak np. aparat płaskich odkształceń. Jednak różnice wyników, uzyskiwane w ten sposób, nie mają znaczenia dla celów praktycznych (Biernatowski i in., 1987).



Rysunek 10.8. Ścieżki naprężenia stosowane w modelowaniu warunków obciążenia podczas ścinania w badaniach trójosiowych przy ścinaniu i przy wydłużaniu. Próbkę przed ścinaniem konsolidowaną: a) izotropowo, b) anizotropowo

Badania w aparacie trójosiowym przeprowadza się według jednego z trzech niżej podanych sposobów, różniących się warunkami obciążania i odpływu wody z próbki.

1. Badania bez konsolidacji i odwadniania (UU) – zawartość wody w próbce utrzymywana jest przez cały czas doświadczenia bez zmian.

2. Badania z konsolidacją, bez odwadniania (CU) – próbka konsolidowana jest dla celów praktycznych często przy obciążeniu izotropowym; w czasie obciążania, któremu odpowiada różnica naprężeń $\sigma_1 - \sigma_3$, dążącego do zniszczenia próbki, odpływ wody jest uniemożliwiony.

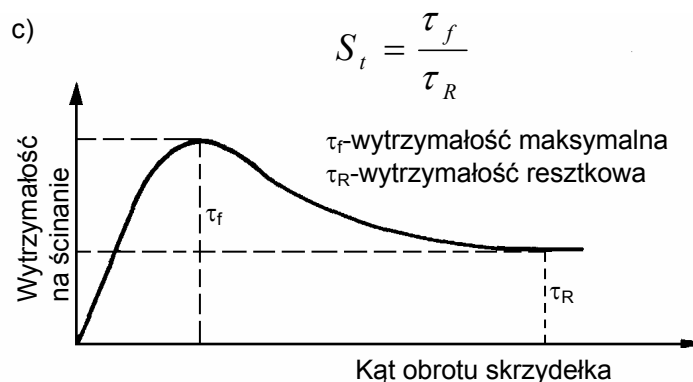
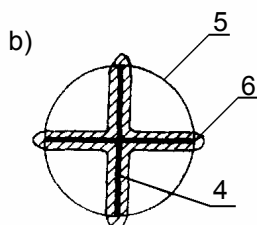
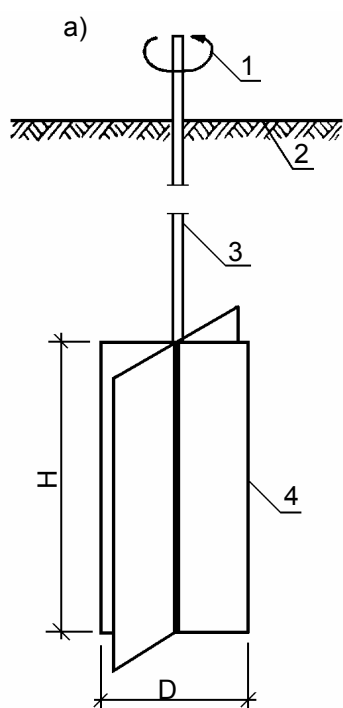
3. Badania z odwadnianiem (CD) – próbkę konsoliduje się jak w badaniach typu *CU*, jednak po przyłożeniu obciążenia odpowiadającego różnicy naprężeń $\sigma_1 - \sigma_3$; odpływ wody jest umożliwiony; wzrost naprężeń powinien być na tyle powolny, aby nie występowała nadwyżka ciśnienia wody w porach.

Metoda badań dobierana jest w zależności od warunków, w jakich przeprowadzone będą obliczenia statyczne. Uwzględnia się przy tym zasadę, aby warunki ścinania próbki były jak najbardziej zbliżone do przewidywanych warunków pracy gruntu. Badania *UU* stosowane są wtedy, gdy przewiduje się obciążenie podłoża o małej przepuszczalności w okresie krótkotrwałym, w którym nie wystąpi znacząca konsolidacja podłoża. Badania *CU* przeprowadza się w tych przypadkach, w których okres budowy i wstępna eksploatacja umożliwiają skonsolidowanie się podłoża przed wystąpieniem dodatkowego nagłego obciążenia. Badanie *CD* stosuje się wówczas, gdy podłoże nie jest obciążane w sposób nagły.

10.2.2 Badania terenowe

Badania sondą skrzydełkową pozwalają na wyznaczanie *in situ* wytrzymałości na ścinanie gruntów spoistych w warunkach bez możliwości odwodnienia (*UU*). Tego rodzaju badanie szczególnie skuteczne jest w gruntach słabych, z których trudno jest pobrać próbkę. W gruntach spoistych zawierających przewarstwienia piasków lub pyłów wyniki badań mogą być obarczone błędem.

Schemat działania sondy skrzydełkowej przedstawiono na rysunku 10.9. Badanie może być wykonane w dnie otworu wiertniczego lub – w gruntach słabych – sonda może być bezpośrednio wciśnięta w grunt. Prędkość obrotu sondy powinna wynosić $6 \div 12^\circ/\text{min}$. Wytrzymałość na ścinanie τ_f , odpowiadają spójności c w warunkach bez odwodnienia, oblicza się ze wzoru:



TYPOWE WYMIARY
wg PN-74/B-04452
lab. 34 x 17 mm
pol. 80 x 40 mm
120 x 60 mm
180 x 80 mm

Rysunek 10.9. Schemat ścinania gruntu sondą skrzydełkową: a) zasada działania, b) przekrój skrzydełka z zaznaczeniem strefy naruszonej, c) wynik badania; 1 - , 2 - , 3 - , 4 - , 5 - , 6 - (Biernatowski i in., 1987)

$$\tau_f = \frac{M_T}{\pi \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D_3}{6} \right)} \quad (10.9)$$

gdzie:

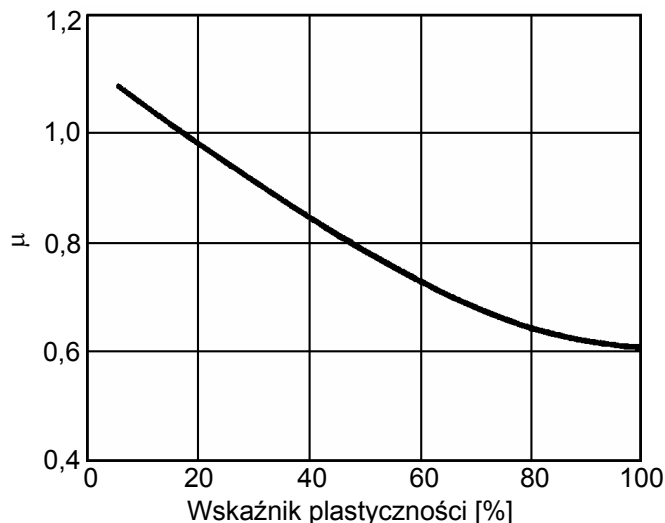
- M_T – moment skręcający, występujący przy ścięciu,
- D – średnica sondy (szerokość obrotu skrzydeł łącznie),
- H – wysokość skrzydełek.

Oprócz wartości τ_f , odpowiadającej największemu oporowi na ścinanie, z badań można otrzymać wartość **wytrzymałości resztkowej**, po naruszeniu struktury. Stosunek wytrzymałości największej do resztkowej jest **wrażliwością** s_t .

Najczęściej skrzydełka sondy mają wysokość $H = 100$ mm i średnicę $D = 50$ mm.

Dokładniejszą interpretację wyników badania sondą skrzydełkową można uzyskać stosując współczynniki poprawkowe, zależne od wskaźnika plastyczności (rys. 10.10).

Sonda skrzydełkowa może być stosowana do wyznaczania wytrzymałości na ścinanie gruntów słabych. W gruntach organicznych, ze względu na ich strukturę włóknistą zaburzającą przebieg ścinania, otrzymane wyniki są znacznie zawyżone; np. współczynnik poprawkowy dla torfu słabo rozłożonego $\mu = 0,55$, a dla gytii $\mu = 0,8$ (Lechowicz, 1992).



Rysunek 10.10. Współczynniki poprawkowe dla ilów w zależności od wskaźnika plastyczności (Bjerrum, 1972)

Badania sondą statyczną CPT są powszechnie stosowane w badaniach gruntów nie zawierających żwirów lub innych przeszkód, powodujących uszkodzenie sprzętu. Badanie CPT polega na wciskaniu końcówki stożka ze stałą prędkością (0,02 m/s) i wykonywaniu odczytów oporu stożka q_c i tarcie na tulei f_s . Badanie piezostożkiem CPTU (rys. 10.11) umożliwia również pomiar ciśnienia wody w porach. Ciśnienie wody w porach (u_1 , u_2 i u_3)

może być mierzone na dowolnej wysokości stożka podczas penetracji tj. na ostrzu stożka u_1 , za stożkiem u_2 oraz powyżej tulei u_3 . Nowoczesne stożki mają możliwość zarejestrowania ciśnienia wody w porach na różnych poziomach jednocześnie (rys. 10.12). Pomiar ciśnienia wody w porach sondą statyczną *CPTU* na wybranej głębokości składa się z dwóch części:

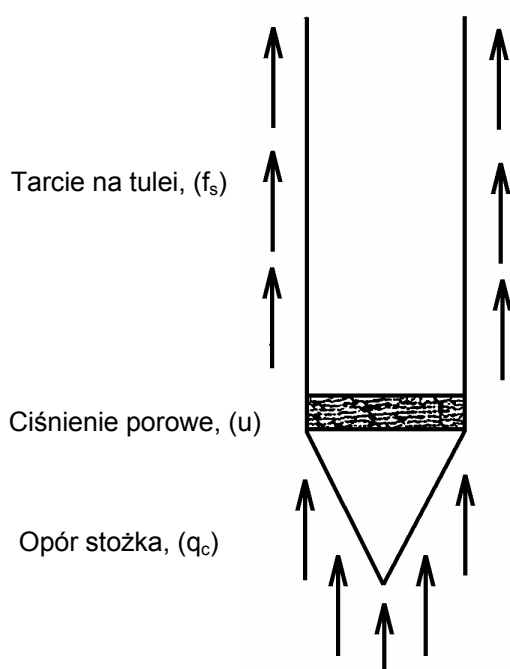
- pomiar wartości *in situ* u_0 , które równe jest ciśnieniu hydrostatycznemu,
- nadwyżki ciśnienia wody w porach Δu wywołane przez penetrację stożka, uzależnionej od zachowania gruntu i geometrii stożka: ciśnienie $u = u_0 + \Delta u$.

Wzbudzone ciśnienie wody w trakcie penetracji wpływa na wartość oporu stożka q_c i tarcie na tulei f_s . Opór stożka korygowany jest z uwzględnieniem następującej zależności:

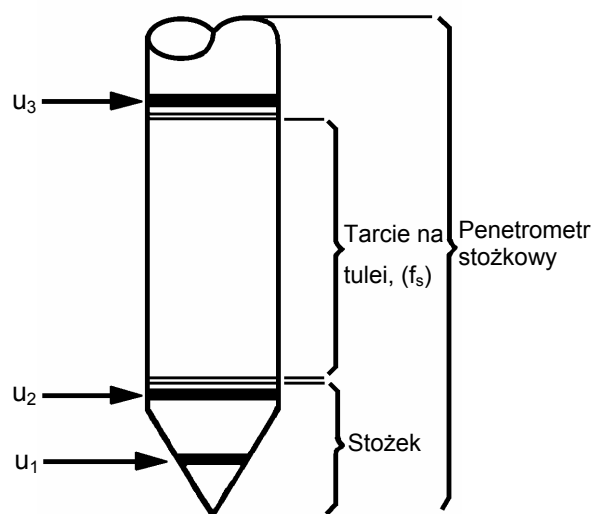
$$q_t = q_c + u(1 - a) \quad (10.10)$$

gdzie:

- q_t – całkowity opór stożka,
 u – ciśnienie wody w porach wokół stożka podczas penetracji,
 a – współczynnik powierzchni, stały dla określonego stożka $\left(= \frac{A_n}{A_g} \right)$.

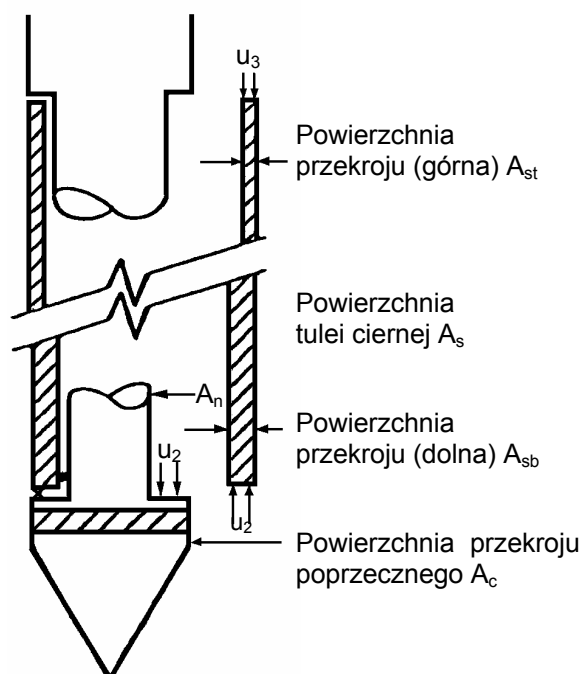


Rysunek 10.11. Schemat piezostożka



Rysunek 10.12. Lokalizacja filtrów do pomiaru ciśnienia porowego

Podobną korektę należy przeprowadzić przy ocenie tarcia na tulei f_s . Poprawki te są znaczące, przy sondowaniu przeprowadzonym w gruntach spoistych normalnie konsolidowanych, w których obserwuje się znaczący przyrost ciśnienia porowego podczas penetracji stożkiem. Oznaczenia niezbędne do korekty oporu sondowania pokazane na rysunku 10.13.



Rysunek 10.13. Schemat korekty oporu stożka i tarcia na tulei

Badania sondą statyczną (*CPT*), a ostatnio także badania sondą statyczną z pomiarem ciśnienia wody w porach (*CPTU*), wykorzystywane są do interpretacji parametrów wytrzymałościowych gruntów. Wykorzystując wyniki badań sondą statyczną można obliczyć wartość wytrzymałości na ścinanie bez odpływu z równania:

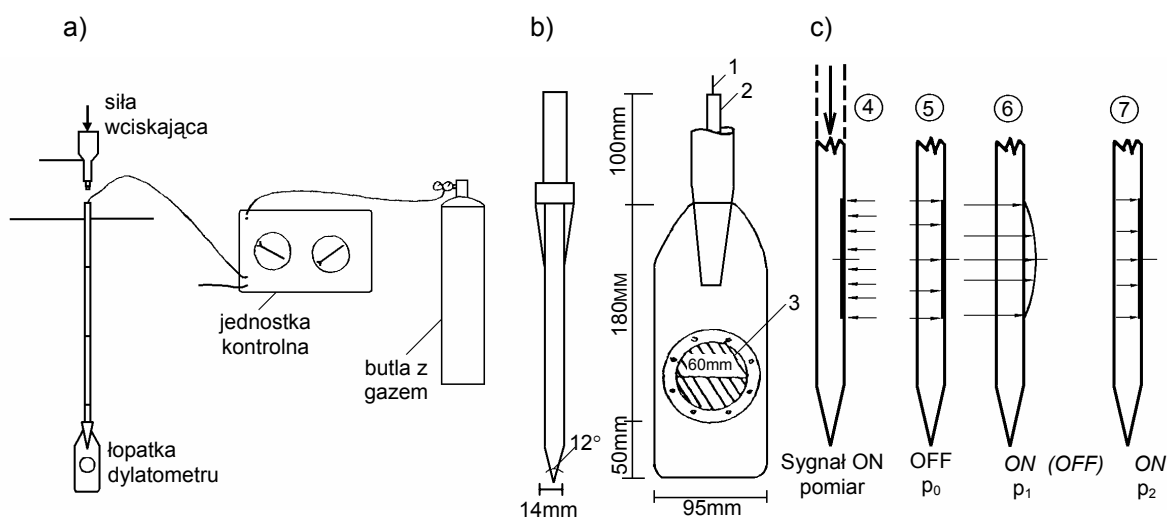
$$\tau_{fu} = (q_T - \sigma_{vo}) / N_{KT} \quad (10.11)$$

gdzie:

- $q_T = q_c + u_c(1 - a_c)$ – całkowity opór na ostrzu stożka,
- q_c – pomierzony opór stożka,
- u_c – ciśnienie wody w porach wokół stożka podczas penetracji.
- a_c – współczynnik powierzchni, stały dla określonego rodzaju stożka,
- σ_{vo} – całkowite pionowe naprężenia od nadkładu *in situ*
- N_{KT} – empiryczny współczynnik stożka, w odniesieniu do q_t .

Badanie dylatometryczne DMT polega na pomiarach ciśnienia gazu działającego na membranę wykonywanych na wybranych głębokościach podczas pogrążania łopatkę dylatometru w podłoże gruntowe (rys. 10.14). podczas badań możliwe jest wykonanie trzech pomiarów p_0 , p_1 i p_2 . Ciśnienie p_0 , p_1 i p_2 razem z obliczoną wartością składowej pionowej naprężenia efektywnego σ'_{vo} i wartością ciśnienia wody w porach u_o oszacowanego w warunkach *in situ* służą do wyznaczenia następujących wskaźników dylatometrycznych:

- wskaźnik materiałowy $I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$,
- wskaźnik bocznego naprężenia $K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{vo}}$,
- moduł dylatometryczny $E_D = 34,7(p_1 - p_0)$,
- wskaźnik ciśnienia wody $U_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0}$.



Rysunek 10.14. Schemat dylatometru: a) zestaw pomiarowy, b) łopatkę dylatometru, c) wykonywanie pomiaru, 1 - , 2 - , 3 - , 4 - , 5 - , 6 - , 7 -

Na podstawie porównania wyników badań przeprowadzonych na gruntach spoistych Marchetti (1980) zaproponował dla tych gruntów zależność empiryczną umożliwiającą określenie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} w postaci:

$$\frac{\tau_{fu}}{\sigma'_v} = 0,22(0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (10.12)$$

podana przez Marchettiego zależność opisuje zmianę wytrzymałości na ścinanie τ_{fu} głównie dla gruntów prekonsolidowanych.

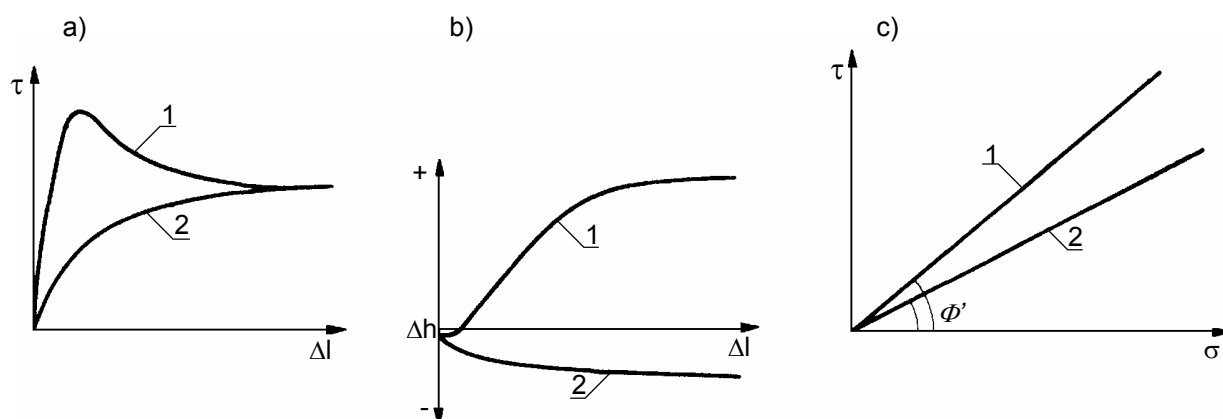
10.3 Wyniki badań wytrzymałości gruntu na ścinanie

10.3.1 Wyniki badań wytrzymałości gruntów niespoistych

Wytrzymałość na ścinanie gruntów niespoistych zależy (Biernatowski i in., 1987):

- dla danego gruntu – od wskaźnika porowatości (zagęszczenia),
- dla różnych gruntów – od różnic w ich uziarnieniu (wymiarów, kształtu, obtoczenia ziaren).

Na rysunku 10.15 przedstawiono typową zależność pomiędzy wytrzymałością na ścinanie τ i odkształceniem (przesuwem) przy ścięciu Δl w aparacie bezpośredniego ścinania, dotyczącą próbek piasku luźnego i zagęszczonego. Podobną zależność można otrzymać w badaniach trójosiowych w odniesieniu do różnicy głównych składowych naprężeń.



Rysunek 10.15. Wyniki badań piasku w aparacie bezpośredniego ścinania: a) zależność naprężeń ścinania od odkształceń przy ścinaniu, b) zależność zmian wysokości Δh (objętości) próbki od odkształceń przy ścinaniu Δl , c) obwiednie zniszczenia; 1 – piasek zagęszczony, 2 – piasek luźny (Craig, 1997)

Obserwacja uzyskiwanych wyników wskazuje, że ścięcie gruntów zagęszczonych wymaga pokonania nie tylko tarcia występującego na kontaktach cząstek, lecz także rozluźnienia wzajemnie zaklinowanych cząstek; po osiągnięciu szczytowej wartości naprężenia, przy małej wartości przesuwu, zaczyna postępować rozluźnienie, a naprężenie ścinające potrzebne do utrzymania przesuwu maleje; rozluźnienie gruntu powoduje zwiększenie objętości próbki (zwiększa się jej wysokość h); gdy próbka osiągnie dostatecznie luźny stan, tak aby cząstki mogły się wzajemnie pomieszać nie powodując przyrostu objętości, naprężenie ścinające przyjmuje wartość resztkową; w praktyce do obliczeń

przyjmuje się wartość szczytową, największą, ponieważ nie jest na ogół możliwe dopuszczenie zbyt dużych przemieszczeń w gruncie.

Przy ścinaniu gruntów luźnych nie występują początkowe opory związane z pokonaniem wzajemnego zaklinowania się cząstek; naprężenia ścinające zwiększają się stopniowo, aż do wartości końcowej; zwiększeniu naprężenia ścinającego towarzyszy zmniejszenie się objętości (wysokości) próbki; ostatecznie wartość naprężeń ścinających (reszkowe wytrzymałości na ścinanie) oraz wskaźniki porowatości tego samego gruntu w stanie zagęszczonym i luźnym, badanego przy jednakowych składowych pionowych naprężeniach, są w przybliżeniu sobie równe.

Jeżeli próbka gruntu niespoistego w czasie ścinania zachowuje stałą objętość, pomimo że warunki umożliwiają jej zmianę, to grunt ma tzw. **porowatość krytyczną**.

Wpływ wymiarów, kształtu i obtoczenia ziaren na wytrzymałość na ścinanie gruntów niespoistych podano w tabeli 10.1.

Tabela 10.1. Zakresy kąta ϕ' dla gruntów niespoistych (Craig, 1997)

Rodzaj piasku	Luźny	Zagęszczony
Piasek równoziarnisty, ziarna obtoczone	27°	35°
Piasek dobrze uziarniony, ziarna nieobtroczone	33°	45°
Pospółka	35°	50°
Piasek pylisty	27 ÷ 30°	30 ÷ 34°

Wytrzymałość na ścinanie gruntów niespoistych jest na ogół określana albo na podstawie wyników badania w aparacie bezpośrednim, albo na podstawie badań trójosiowych z odpływem (*CD*). Do wyznaczenia wytrzymałości na ścinanie gruntów niespoistych *in situ* stosowana jest metoda sondowania. Wobec trudności występujących przy dobieraniu próbek o nienaruszonej strukturze z gruntów niespoistych, ten ostatni sposób jest coraz częściej stosowany.

Parametry otrzymane z badań gruntów suchych i nasyconych są takie same, pod warunkiem, że wyniki rozpatrywane są w zależności od naprężeń efektywnych oraz nie występuje nadwyżka ciśnienia wody w porach.

Obwiednie *Mohra* otrzymane z badań trójosiowych gruntów niespoistych są na ogół proste tylko w zakresie naprężeń 700 do kPa. Przy większych naprężeniach obwiednie mają krzywiznę, co może być spowodowane kruszeniem się cząstek.

10.3.2 Wyniki badań wytrzymałości gruntów spoistych

Wytrzymałość na ścinanie gruntów spoistych zależy w istotny sposób od warunków odpływu wody oraz od historii naprężenia występującego w gruncie. Wytrzymałość na ścinanie gruntów spoistych określana jest w odniesieniu do warunków odpływu wody, modelowanych w trzech podstawowych rodzajach badań: *UU*, *CU*, oraz *CD*. W każdym z wymienionych rodzajów badań rozpatrywane będą grunty normalnie skonsolidowane i prekonsolidowane (Biernatowski i in., 1987).

Wytrzymałość na ścinanie *UU* występuje, gdy woda w porach gruntu spoistego ma uniemożliwiony lub bardzo ograniczony odpływ. W praktyce warunki takie zdarzają się, gdy grunt spoisty zostanie obciążony tak szybko, że jego konsolidacja nastąpi jedynie w nieznacznym zakresie. W badaniu trójosiowym warunki *UU* modeluje zamknięcie odpływu wody przez cały okres badania.

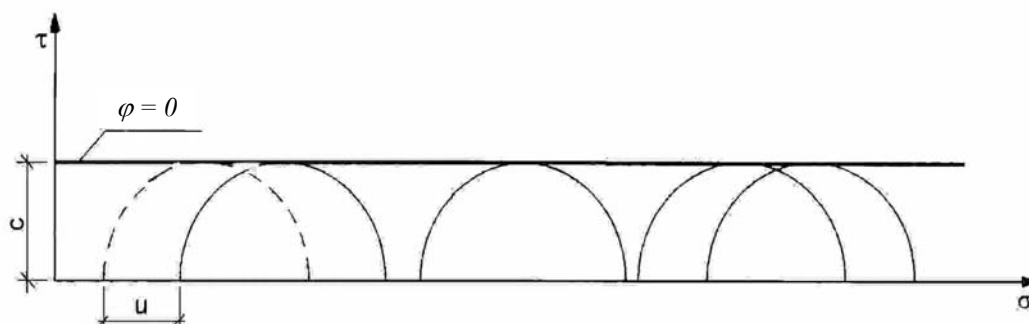
W praktyce przyjmuje się często, że współczynnik porowatości próbki w chwili badania nie ulega zmianie w stosunku do warunków *in situ*. Jednak proces pobrania próbki oraz jej przygotowania do badania często powoduje istotne zwiększenie porowatości. W celu uzyskania miarodajnych wyników w przypadkach budowli bardziej odpowiedzialnych, konieczne jest przed rozpoczęciem ścinania przeprowadzenie rekonsolidacji próbki. Wskazane jest, aby rekonsolidacja była wykonana z zachowaniem warunków występujących *in situ*, skąd pobrano próbkę, tzn. z zastosowaniem współczynnika parcia spoczynkowego

$K_0 = \frac{\sigma_{h0}}{\sigma_{v0}}$, gdzie σ_{v0} , σ_{h0} - składowe pionowe i poziome naprężenia od ciężaru własnego

gruntu na głębokości, z której pobrano próbkę. Należy pamiętać, że wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu *in situ* może być anizotropowa; w takim przypadku próbka podczas badania powinna być odpowiednio zorientowana.

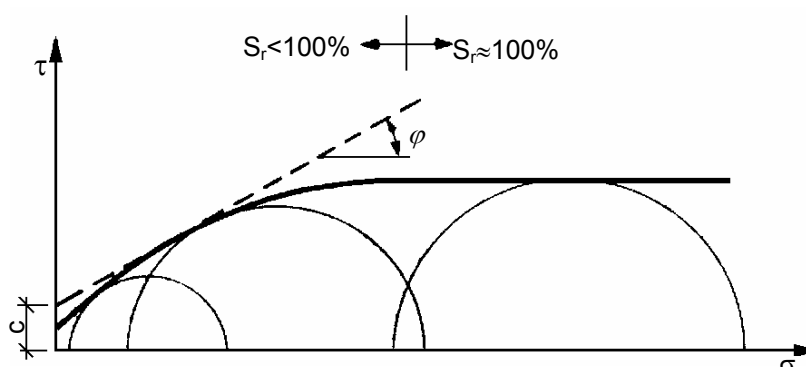
W próbce gliny całkowicie nasyconej, po jej obciążeniu ciśnieniem hydrostatycznym, naprężenie efektywne pozostaje niezmiennione, niezależnie od wartości ciśnienia (rys. 10.16). W próbce bowiem pozbawionej możliwości odpływu ciśnienie wody w porach zwiększa się w takim samym stopniu, w jakim następuje zwiększenie ciśnienia otaczającego próbkę. Przy założeniu, że wszystkie próbki w danym badaniu są jednakowe, pomimo różnych ciśnień

hydrostatycznych, otrzymuje się jedno koło *Mohra* dla naprężeń efektywnych. Koła *Mohra* dla naprężeń całkowitych będą miały jednakową średnicę, czyli jednakową różnicę naprężeń niszczących.



Rysunek 10.16. Obwiednie zniszczenia z badań UU gruntów spoistych całkowicie nasyconych (Craig, 1997)

Wytrzymałość na ścinanie gruntów spoistych, częściowo nasyconych, w warunkach bez odpływu, przedstawiono na rysunku 10.17.



Rysunek 10.17. Obwiednia zniszczenia z badań UU gruntów spoistych o niepełnym nasyceniu (Biernatowski i in., 1987)

Obwiednia zniszczenia, zakrzywiona w części początkowej, zbliża się do poziomu, gdy nasycenie gruntu osiąga 100%. Nasycenie gruntu zwiększa się wskutek rozpuszczania się powietrza w wodzie pod zwiększającym się obciążeniem. Zakrzywiony odcinek obwiedni może być aproksymowany prostą w zakresie naprężeń występujących w analizowanym zagadnieniu stateczności. Prosta wyznacza parametry całkowite ϕ i c miarodajne dla przyjętego przedziału naprężenia.

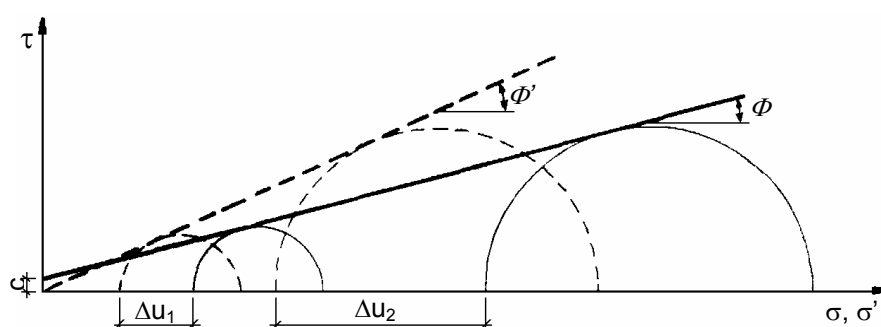
Wytrzymałość na ścinanie CU występuje, gdy po wcześniejszym skonsolidowaniu gruntu, w czasie ścinania uniemożliwiony jest odpływ wody. W praktyce warunki takie zdarzają się, gdy np. po powolnym wznoszeniu budowli wprowadza się obciążenie zmienne

w stosunkowo krótkim czasie. W badaniach trójosiowych warunki *CU* są modelowane przez konsolidację próbki, a następnie przez ścinanie jej bez możliwości odpływu.

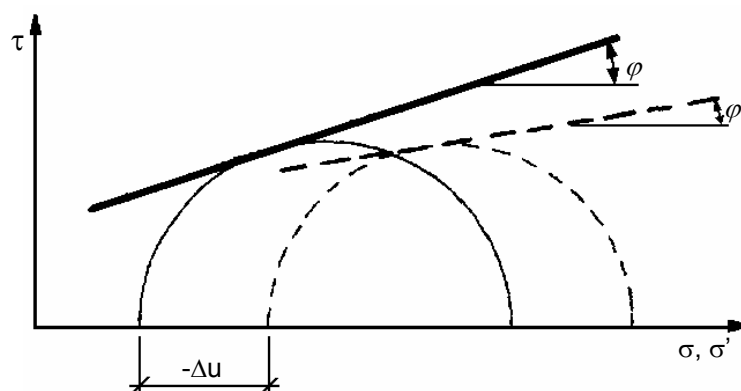
W badaniach typu *CU* próbka ścinana ma porowatość mniejszą niż grunt *in situ* przed wybudowaniem budowli. Wytrzymałość *CU* jest zatem funkcją porowatości, a pośrednio ciśnienia w komorze, przy którym próbka była konsolidowana. Wartość ciśnienia, które panuje w komorze podczas ścinania, nie ma wpływu na wytrzymałość gruntu, gdy próbka w tym okresie nie jest drenowana.

W badaniach *CU* próbka jest często, dla uproszczenia, konsolidowana pod działaniem ciśnienia izotropowego. Jednak grunt w podłożu ulega konsolidacji w warunkach określonych przez współczynnik $K = \sigma_h / \sigma_v$, a zatem bardziej miarodajne wyniki będzie można otrzymać zachowując w czasie konsolidacji w komorze aparatu trójosiowego stosunek składowych głównych naprężenia równy $K = \sigma_3 / \sigma_1$.

Wyniki badań *CU* gliny normalnie skonsolidowanej przedstawiono na rysunku 10.18, a gliny prekonsolidowanej na rysunku 10.19.



Rysunek 10.18. Obwiednie zniszczenia z badań *CU* gliny normalnie skonsolidowanej (Biernatowski i in., 1987)

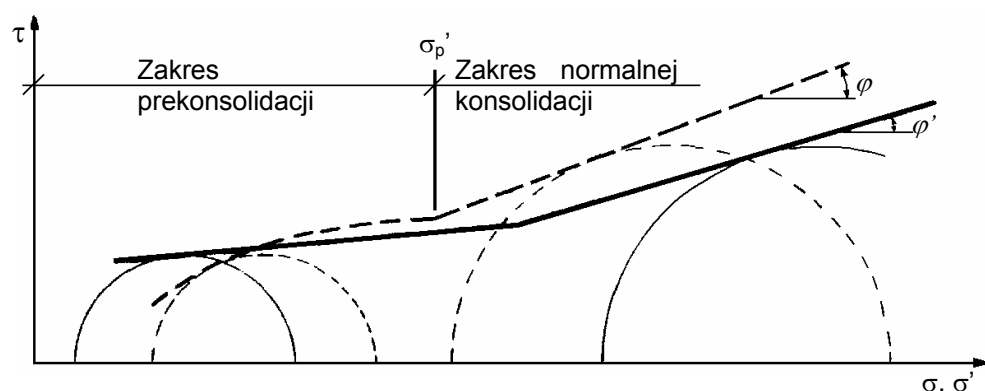


Rysunek 10.19. Obwiednie zniszczenia z badań *CU* gliny prekonsolidowanej (Biernatowski i inni, 1987)

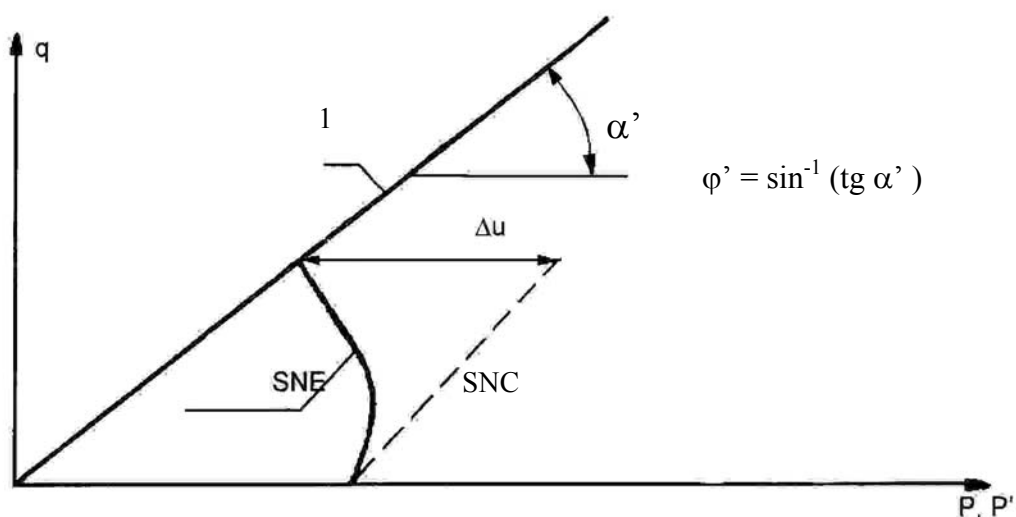
Próbka gruntu prekonsolidowanego wykazuje przy ścinaniu tendencję do zwiększania objętości, ciśnienie wody w porach maleje, a nawet może przyjąć wartość ujemną; taki przypadek przedstawiono na rysunku 10.19.

Jeżeli badania obejmują zakresem naprężeń stan prekonsolidowany i normalnie skonsolidowany, to wyniki badań będą odpowiadały przedstawionym na rysunku 10.20.

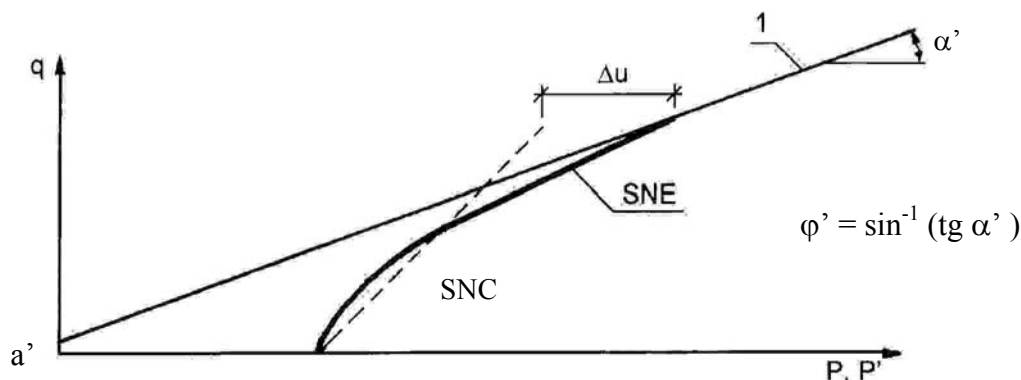
Ścieżki naprężenia badania *CU* gliny normalnie skonsolidowanej przedstawiono na rysunku 10.21, a gliny prekonsolidowanej na rysunku 10.22.



Rysunek 10.20. Obwiednie zniszczenia przy naprężeniach mniejszych i większych od naprężenia prekonsolidacji (Biernatowski i in., 1987)



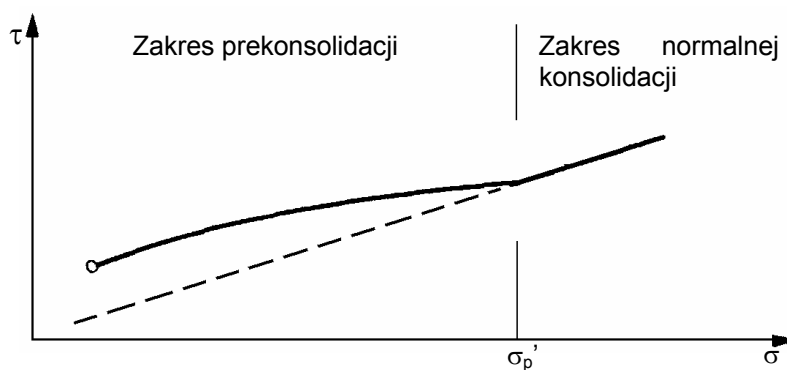
Rysunek 10.21. Ścieżki naprężenia badań *CU* gliny normalnie skonsolidowanej; *SNC* – ścieżka naprężeń całkowitych, *SNE* – ścieżka naprężeń efektywnych (Craig, 1997)



Rysunek 10.22. Ścieżki naprężenia badań CU gliny prekonsolidowanej; SNC – ścieżka naprężeń całkowitych, SNE – ścieżka naprężeń efektywnych (Craig, 1997)

Wytrzymałość na ścinanie CD występuje gdy po wcześniejszym skonsolidowaniu gruntu, również w czasie ścinania odpływ wody jest możliwy w takim stopniu, że nie powstaje nadwyżka ciśnienia wody w porach. Warunki takie występują w okresie eksploatacji budowli, gdy nie ma dodatkowych obciążeń. W badaniach trójosiowych warunki CD modelowane są przez bardzo powolne zwiększanie naprężeń tak, aby nie spowodował przyrostu ciśnienia wody w porach. Wyniki badania CD gruntu normalnie skonsolidowanego wykazują spójność $c' = 0$ (rys. 10.23).

W przypadku gruntów prekonsolidowanych spójność c' jest większa od zera, co jest widoczne na rysunku 10.23. Część obwiedni zniszczenia w zakresie naprężeń mniejszych od naprężenia prekonsolidacji leży nad przedłużeniem obwiedni otrzymanej w zakresie naprężeń powyżej naprężenia prekonsolidacji.



Rysunek 10.23. Obwiednie zniszczenia w badaniach CD gliny prekonsolidowanej (Craig, 1997)

Wartości φ' w warunkach *CD* ilów i glin normalnie skonsolidowanych wynoszą $20 \div 30^\circ$, a dla glin piaszczystych i pylastych są nawet większe. Gliny mechanicznie zagęszczone, np. w nasypie, wykazują $\varphi' = 25 \div 30^\circ$.

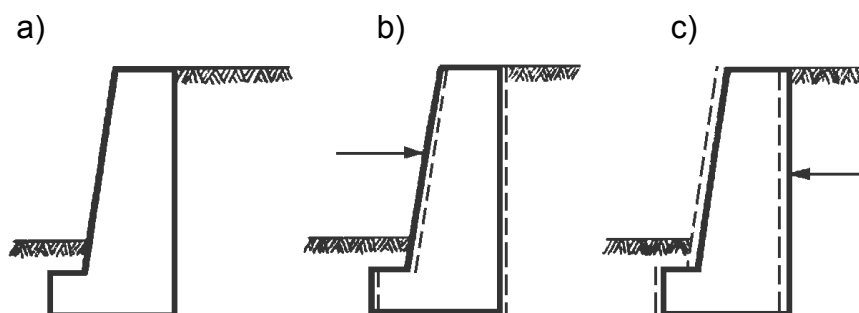
Wrażliwość ilów i glin. Niektóre grunty spoiste tracą w znacznym stopniu swoją wytrzymałość po naruszeniu struktury; są wrażliwe. **Wrażliwością** nazywany jest stosunek wytrzymałości *UU* w stanie nienaruszonym do wartości wytrzymałości *UU* otrzymanej na próbce przerobionej lub w badaniach sondą skrzydełkową, po parokrotnym obrocie skrzydełka. Wrażliwość większości gruntów spoistych zawiera się w granicach $1 \div 8$; grunty o wrażliwości $4 \div 8$ uważane są jako wrażliwe, o wrażliwości zaś > 8 – jako bardzo wrażliwe.

11 PARCIE I NOŚNOŚĆ GRUNTU

11.1 Stany oddziaływania gruntu

Problematyka parcia i odporu gruntu wiąże się bezpośrednio z pojęciem stanów granicznych. Przy obliczaniu wartości parcia lub odporu gruntu konieczne jest uwzględnienie zależności między naprężeniem a odkształceniem. Ponieważ jednak w praktyce nasuwa to wiele trudności, przyjmuje się założenia upraszczające, które wykorzystują metody obliczeniowe oparte się na teorii stanów granicznych (Glazer, 1985).

Powstanie stanów granicznych jest związane z odkształceniami. Zatem dla konstrukcji znajdującej się w gruncie należy dokonać analizy możliwych jej przemieszczeń aby obrać właściwą metodę obliczeniową.



Rysunek 11.1. Przemieszczanie ściany

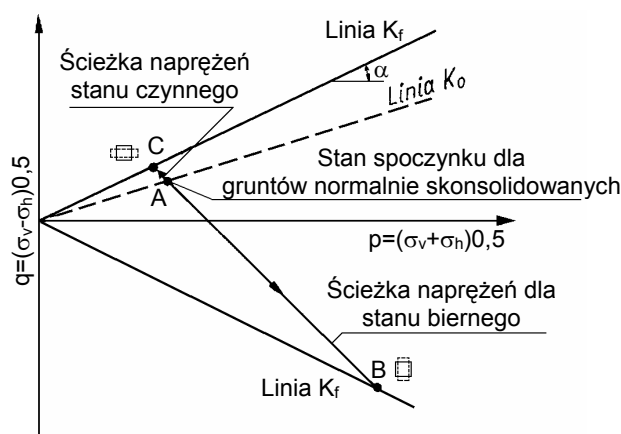
Analiza pracy konstrukcji inżynierskiej umieszczonej w gruncie np. ściany (rys. 11.1a) wskazuje, że w płaszczyźnie między gruntem a ścianą istnieje ciśnienie, którego wartość i kierunek działania należy wyznaczyć. Jest to w ogólnym przypadku zadanie statycznie niewyznaczalne i należy do bardzo trudnych problemów mechaniki gruntów. Wartość ciśnienia w bardzo znacznym stopniu zależy od zachowania się konstrukcji inżynierskiej pod wpływem obciążenia.

Zakładając, że istniejąca ściana jest idealnie sztywna i nie ulega odkształceniom pod wpływem obciążenia gruntem, a jednocześnie, że ściana ta jako całość nie wykazuje żadnego przesunięcia, to można stwierdzić, że na ścianę tę działa **parcie gruntu w spoczynku**.

Jeśli na taką ścianę działa jakaś siła zewnętrzna powodująca przesunięcie ściany w kierunku do gruntu (rys. 11.1b), wtedy ciśnienie między ścianą a gruntem ulega zmianie

i mamy do czynienia z **parciem biernym** określanym jako **odpór gruntu**. Jeśli przeciwnie, ściana ulegnie przesunięciu w kierunku od gruntu (rys. 11.1c), to mamy do czynienia z **parciem czynnym gruntu**. W każdym z tych trzech przypadków ciśnienie panujące między gruntem a powierzchnią ściany jest inne.

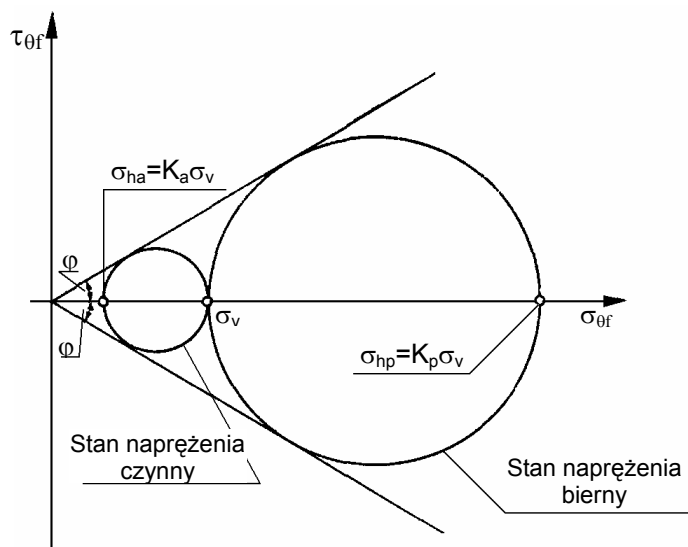
Przy wyznaczaniu parcia należy określić warunki równowagi granicznej dla geostatycznego stanu naprężenia, który występuje w gruncie o poziomym naziomiu i kiedy nie występują naprężenia ścinające w płaszczyznach poziomych i w pionowych. Zakładając, że taka warstwa gruntu odkształca się w kierunku poziomym, dowolny element gruntu warstwy będzie się zachowywać tak, jak próbka podczas badania trójosiowego, w którym zmniejsza się naprężenie boczne przy stałej wartości naprężenia pionowego, jak to wskazuje ścieżka naprężenia na rysunku 11.2 (Lambe i Whitman, 1978).



Rysunek 11.2. Ścieżki naprężenia stanu czynnego i biernego Rankine'a (Lambe i Whitman, 1978)

Kiedy naprężenie poziome zmaleje do wartości, przy której rozwinię się całkowita wytrzymałość gruntu na ścinanie, to powstanie przypadek, w którym nie ma możliwości dalszego zmniejszania naprężenia poziomego. Naprężenie poziome dla takiego stanu nazywamy **czynnym parciem jednostkowym**, a stosunek naprężenia poziomego do pionowego nazywamy **współczynnikiem parcia czynnego** i oznaczamy go symbolem K_a . Na rysunku 11.3 pokazano koło Mohra dla czynnego stanu naprężenia. W stanie zniszczenia struktury gruntu stosunek naprężenia poziomego i pionowego opisuje się wzorem:

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_{3f}}{\sigma_{1f}} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \tan \alpha}{1 + \tan \alpha} \quad (11.1)$$

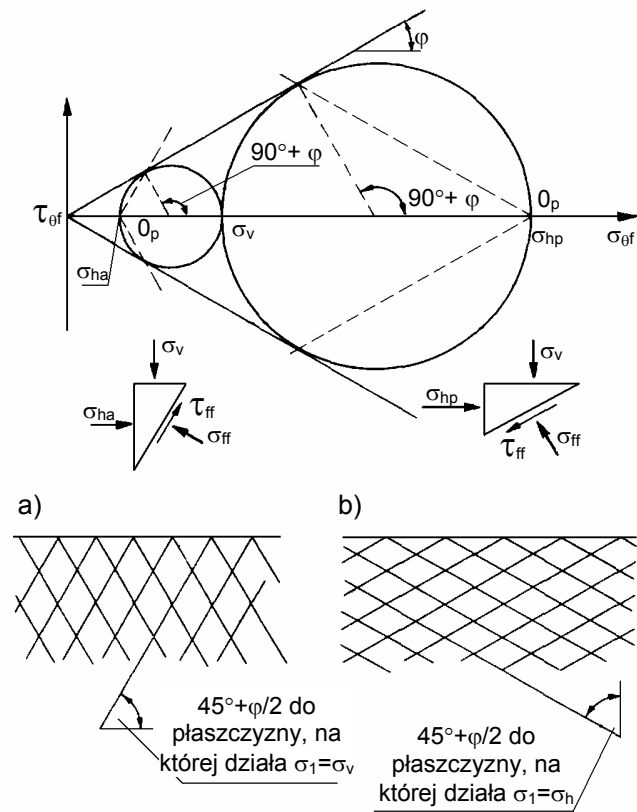


Rysunek 11.3. Stany naprężenia Rankine'a w warunkach geostatycznych (Lambe i Whitman, 1978)

Zakładając, że nastąpiło ściskanie gruntu w kierunku poziomym to dowolny element gruntu znajdzie się w stanie zniszczenia wywołanego zwiększeniem naprężenia poziomego przy stałej wartości naprężenia pionowego. Naprężenia poziomego nie można zwiększyć powyżej pewnej wartości zwanej **jednostkowym parciem biernym** (jednostkowym odporem). Stosunek naprężenia poziomego do pionowego nazywamy **współczynnikiem parcia biernego K_p** . Na rysunku 11.3 pokazano również koło *Mohra* dla takiego stanu naprężenia, dla którego współczynnik K_p przybiera postać:

$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_{1f}}{\sigma_{3f}} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \operatorname{tg} \alpha}{1 - \operatorname{tg} \alpha} \quad (11.2)$$

Pomijając niewielkie różnice kąta tarcia wewnętrznego φ dla dwóch różnych ścieżek naprężenia, uzyskuje się zależność $K_p = 1/K_a$. Zatem dla danej wartości pionowego naprężenia geostatycznego σ_v naprężenie poziome może znajdować się jedynie między wartościami granicznymi $K_a \cdot \sigma_v$ i $K_p \cdot \sigma_v$. Te dwa naprężenia graniczne nazywa się **naprężeniami sprzężonymi**. Stany naprężenia odpowiadające dwóm przypadkom granicznym nazywamy **stanami Rankine'a**.

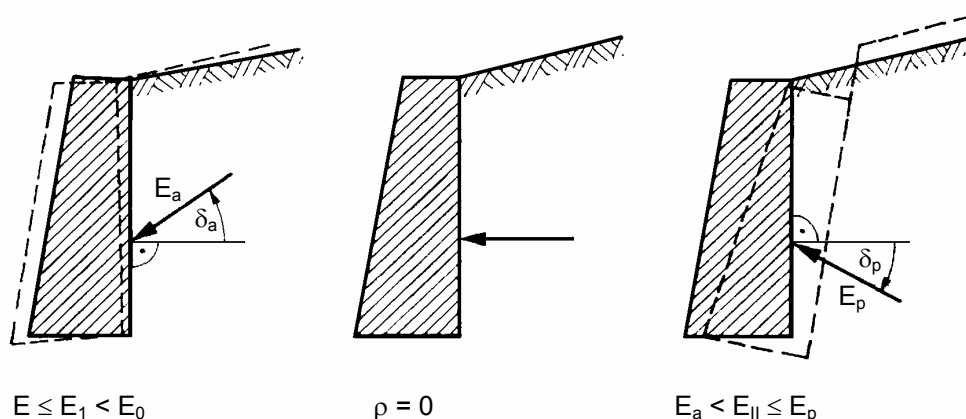
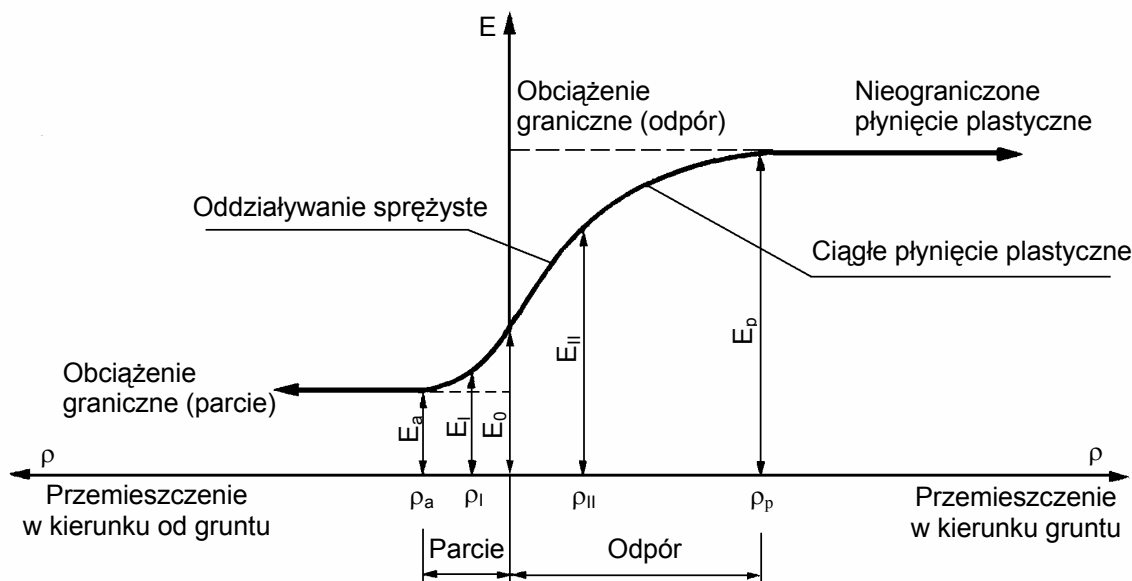


Rysunek 11.4. Położenia linii poślizgu w stanach Rankine'a: a) stan czynny, b) stan bierny (Lambe i Whitman, 1978)

Przy wyznaczaniu parcia gruntu na konstrukcje należy uwzględnić następujące czynniki (Biernatowski i in., 1987):

- kształt i sztywność konstrukcji oporowej,
- rodzaj gruntu: rodzimy lub zasypowy,
- warunki wodne w otoczeniu konstrukcji oporowej,
- przewidywane przemieszczenie konstrukcji w kierunku gruntu i od gruntu,
- sposób wykonania i zagęszczenia zasypu,
- przemarzanie i właściwości gruntu pęczniejącego,
- obciążenia statyczne i dynamiczne działające w obrębie klina odłamu.

W zależności od przemieszczenia konstrukcji względem ośrodka gruntowego, odróżnia się niżej podane stany oddziaływania gruntu (rys. 11.5).



Rysunek 11.5. Oddziaływanie gruntu na konstrukcję oporową w zależności od jej przemieszczania (Biernatowski i in., 1987)

1. Parcie czynne gruntu E_a – jest to wypadkowa siła działająca od strony ośrodka gruntowego, spowodowana przemieszczeniem konstrukcji lub jej elementu w kierunku od gruntu o wartości dostatecznej do uzyskania najmniejszej wartości parcia gruntu. Parcie czynne występuje w przypadku ścian oporowych i ścianek szczelnych, ścian szczelinowych, płyt kotwiących, obudowy wykopów itp.

2. Parcie pośrednie gruntu E_I – jest to wypadkowa sił działających od strony ośrodka gruntowego, spowodowana przemieszczaniem konstrukcji mniejszym od przemieszczania powodującego wystąpienie czynnego parcia granicznego. Parcie pośrednie występuje w przypadku ścian doków suchych, śluz, ścian basenów, kotwionych ścian szczelinowych, przyczółków mostowych, itp.

3. Parcie spoczynkowe gruntu E_0 – jest to wypadkowa siła działająca od strony ośrodka gruntowego, gdy nie istnieje możliwość przesunięcia konstrukcji lub jej elementu. Parcie spoczynkowe występuje przy obudowach tuneli zagłębionych w gruncie, ścianach budynku itp.

4. Odpór pośredni gruntu E_{II} – jest to reakcja podłoża gruntowego w przypadku, gdy konstrukcja lub jej element ulegnie przemieszczeniu w kierunku ośrodka gruntowego, nie przekraczającemu przemieszczenia powodującego wystąpienie odporu granicznego (parcia biernego). Odpór pośredni może wystąpić w przypadku ścian oporowych, podpór mostów łukowych, masywnych nabrzeży łukowych itp.

5. Odpór graniczny (parcie bierne) gruntu E_p – jest to reakcja podłoża gruntowego spowodowana przemieszczaniem konstrukcji lub jej elementu w kierunku gruntu, o wartości wystarczającej do osiągnięcia przez odpór wartości największej. Odpór graniczny może występować w przypadku płyt lub innych elementów kotwiących, nośności podłoża fundamentowego, nabrzeży masywnych itp.

6. Parcie silosowe gruntu E_s – jest to siła działająca od strony gruntu na ścianę oporową w przypadku, gdy strefa klina odłamu jest ograniczona przez blisko zalegającą przeszkodę. Jest to częsty przypadek obciążenia gródz, szybów, bunkrów, nabrzeży płytowych itp.

Parcie pośrednie i spoczynkowe gruntu działające na konstrukcję oporową wyznacza się jedynie wówczas, gdy użytkowanie konstrukcji, względy techniczne i technologiczne narzucają wyraźne ograniczenie jej przemieszczania ($0 \leq \rho_1 \leq \rho_a$; rys. 11.5). Odnosi się to również do parcia w stanie sprężystym (bardzo małe przemieszczenia ściany), którego wartość zbliżona jest do parcia spoczynkowego.

W pozostałych przypadkach wyznacza się parcie graniczne czynne gruntu. W celu wstępnego określenia przemieszczeń konstrukcji dopuszcza się przyjmowanie parcia granicznego czynnego lub parcia spoczynkowego gruntu, w zależności od rodzaju konstrukcji.

W przypadku odporu gruntu przeprowadza się analizę przemieszczeń konstrukcji i przyjmuje się wartości odporu pośredniego gruntu, w zależności od założonego przemieszczenia ($0 < \rho_{II} < \rho_p$; rys. 11.5).

11.2 Parcie spoczynkowe

Ośrodek gruntowy będący w stanie równowagi wywiera na ścianę oporową, przy jej zerowym przemieszczeniu, ciśnienie zwane **parciem spoczynkowym**. Parcie to określa się wzorami definiującymi poziomą składową naprężenia mnożąc współczynnik parcia spoczynkowego K_0 przez pionową składową naprężenia *in situ* σ_{vo}' . Przykładowe wartości współczynnika parcia spoczynkowego K_0 podano w tabeli 11.1.

Tabela 11.1. Wartości pomiarowego współczynnika parcia spoczynkowego (Biernatowski i in., 1987)

Rodzaj i stan gruntu	Współczynnik parcia spoczynkowego K_0	Autor wyników pomiaru
Piasek: - luźny	0,40	<i>Terzaghi</i> <i>Najder</i>
- zagęszczony	0,43 ÷ 0,45	<i>Bishop</i>
- zagęszczony nawodniony	0,40	<i>Terzaghi</i>
- silnie zagęszczony (ubity)	0,50	<i>Bishop</i>
- niezależnie od stopnia zagęszczenia	0,37 0,80 0,50	<i>Terzaghi</i> <i>Tschebatorioff i Welch</i>
Grunty spoiste (iły i gliny)	0,70 ÷ 0,75 0,48 ÷ 0,66 0,40 ÷ 0,65	<i>Terzaghi</i> <i>Bishop</i> <i>De Beer</i>
Nasypy zawierające procent materiałów ilastych, w zależności od sposobu wykonania nasypu, jego zagęszczenia i konsolidacji	0,5 ÷ 1,00	<i>Costet i Sanglerot</i>

W literaturze podawane są różne propozycje analitycznego wyznaczenia współczynnika parcia spoczynkowego K_0 . Niżej podano główne z nich:

- wzór *Jaky'ego* (1944) dla gruntów normalnie skonsolidowanych

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (11.3)$$

gdzie: φ' – kąt tarcia wewnętrznego gruntu,

- wzór *Schmidta* (1966) dla gruntów prekonsolidowanych

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') OCR^{\sin \varphi'} \quad (11.4)$$

gdzie: OCR – współczynnik prekonsolidacji

- wzór rozpatrujący grunt jako materiał sprężysty

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (11.5)$$

gdzie: ν – współczynnik *Poissona* dla gruntu,

- wzór ważny dla piasków i żwirów (Biernatowski i in., 1987):

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \quad (11.6)$$

Według normy PN-83/B-03010 jednostkowe parcie spoczynkowe wyznacza się ze wzoru:

$$e_0 = \sigma_{z\gamma} K_0 = \gamma(z + h_z) K_0 \quad (11.7)$$

a wypadkową parcia spoczynkowego gruntu – ze wzoru:

$$E_0 = \frac{1}{2} h K_0 (\gamma h + 2p) \quad (11.8)$$

gdzie:

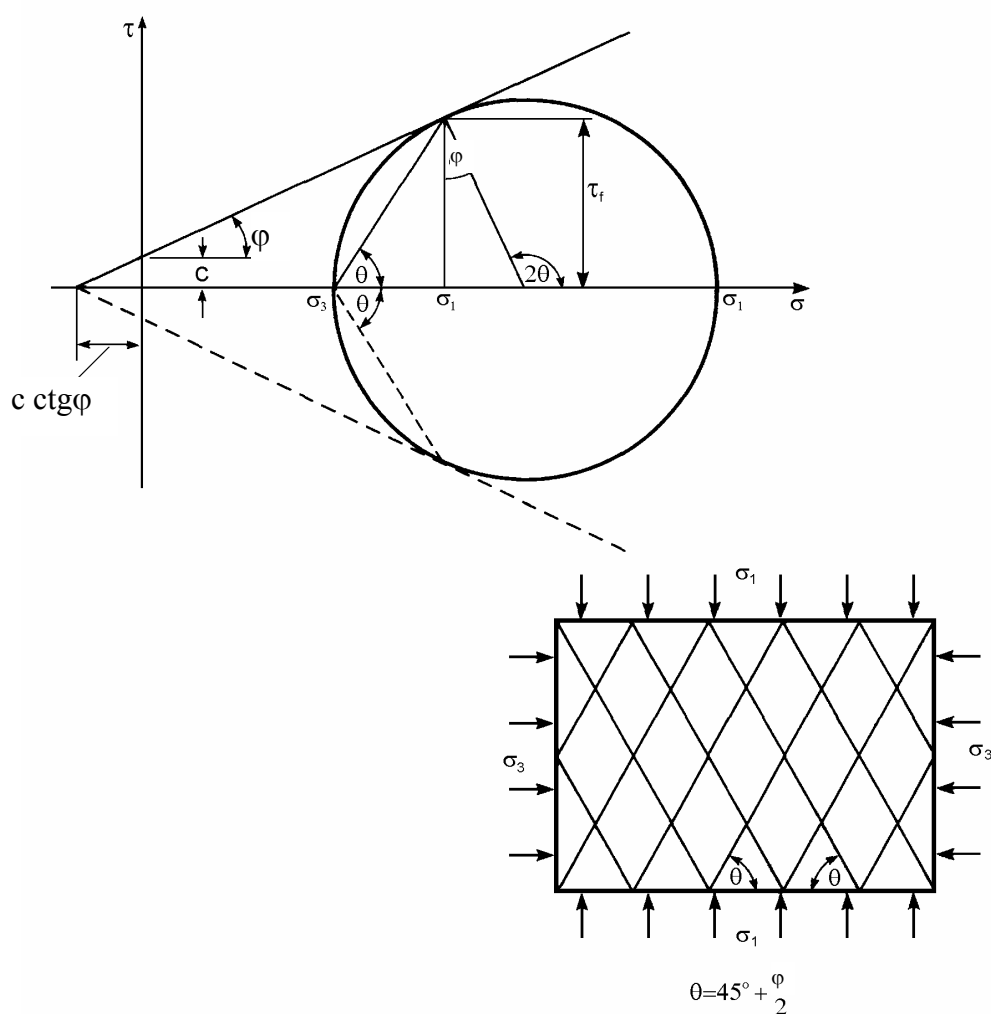
- | | |
|--------------------|--|
| $\sigma_{z\gamma}$ | – składowa pionowa ciężaru własnego gruntu, |
| K_0 | – współczynnik parcia spoczynkowego, |
| $h_z = p / \gamma$ | – wysokość zastępcza naziomu, |
| p | – obciążenie naziomu równomiernie rozłożone, |
| γ | – ciężar objętościowy gruntu. |

11.3 Parcie czynne i bierne

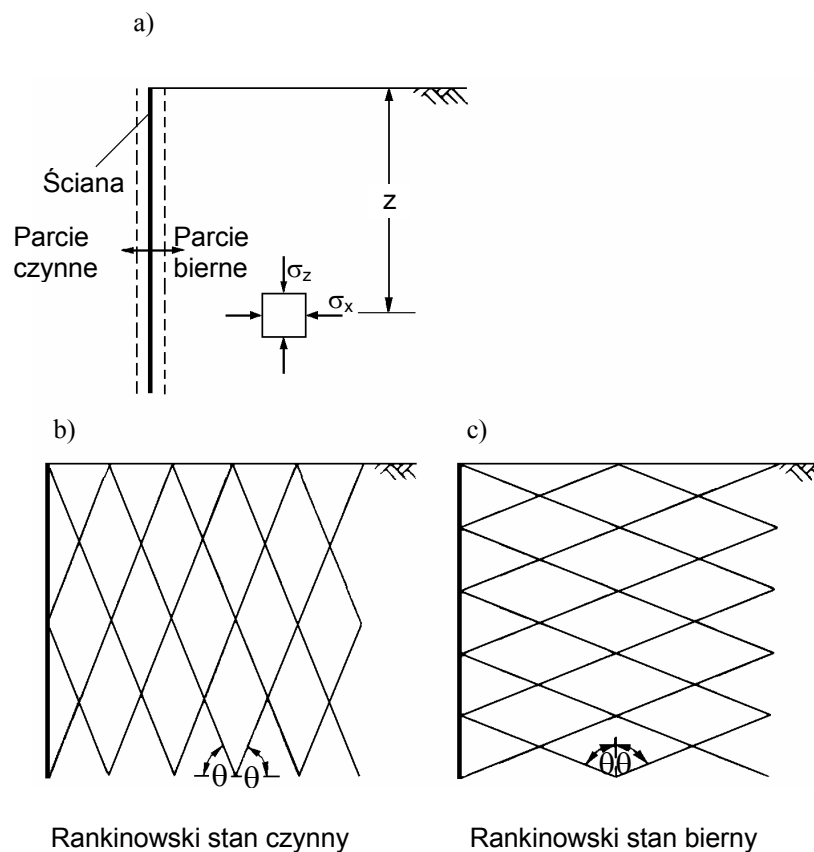
W trakcie wystarczająco dużych odkształceń gruntu powstaje w nim **graniczny stan naprężenia** (Dembicki, 1987). W zależności od możliwości przemieszczeń ściany oporowej i ośrodka gruntowego powstają różne stany graniczne. Najpierw tworzą się linie poślizgu w postaci wąskich szczelin. W przypadku tego stanu do określenia oddziaływania gruntu właściwa jest tzw. metoda kinematyczna. W innym przypadku występują strefowe poślizgi gruntu, a do wyznaczania oddziaływania gruntu właściwe są metody statyczne. Ze względu na brak jednoznacznego zdefiniowania liniowego lub strefowego zniszczenia (poślizgu) gruntu stosuje się obydwie metody. Należy zwrócić szczególną uwagę na to, że metoda kinematyczna stanowi górne oszacowanie wartości oddziaływania gruntu na ścianę oporową, a rozwiązanie statyczne stanów granicznych określa dolne oszacowanie tego oddziaływania. W praktyce najczęściej stosowanymi metodami oceny parcia gruntu na konstrukcje oporowe są metoda *Rankine'a* (1857) i *Coulomba* (1776).

11.3.1 Metoda Rankine'a

Teoria *Rankine'a* opisuje stan naprężenia w gruncie w momencie osiągnięcia w nim stanu plastyczności (rys. 11.6). W opisie poziomej składowej naprężenia określającej parcie, *Rankine* przyjął poziomą powierzchnię gruntu działającego na pionową gładką ścianę (rys. 11.7), założył również, że grunt jest jednorodny i izotropowy. Zatem jednostkowy element gruntu na głębokości z jest poddany działaniu pionowej składowej naprężenia σ_z i poziomej σ_x . Z uwagi na przyjęcie poziomego naziomu działającego na ścianę naprężenia styczne na poziomej i pionowej powierzchni elementu są równe zero. Tak więc naprężenia normalne σ_z i σ_x są **naprężeniami głównymi**.



Rysunek 11.6. Stan graniczny w gruncie (Craig, 1997)



$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

Rysunek 11.7. Bierne i czynne stany w teorii Rankine'a (Craig, 1997)

W przypadku ruchu ściany w kierunku od gruntu następuje zmniejszenie wartości składowej σ_x do wartości minimalnej w chwili osiągnięcia stanu granicznego zwanego **czynnym**. W stanie tym składowa pozioma σ_x jest mniejszą składową naprężenia głównego σ_3 a składowa pionowa σ_z jest większą składową naprężenia głównego σ_1 . Zależność składowych naprężenia σ_1 i σ_3 w stanie granicznym może być opisana kołem *Mohra* przedstawionym na rysunku 11.6 (Craig, 1997).

Zatem można napisać:

$$\sin \varphi = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi)} \quad (11.9)$$

$$\sigma_3(1 + \sin \varphi) = \sigma_1(1 - \sin \varphi) - 2c \cos \varphi \quad (11.10)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) - 2c \frac{\sqrt{(1 - \sin^2 \varphi)}}{1 + \sin \varphi} \quad (11.11)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) - 2c \sqrt{\left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)} \quad (11.12)$$

Odpowiednio $\operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2)$ może być zastąpiony przez $\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$

Przy czym σ_1 jest pionową składową naprężenia na głębokości z , a zatem:

$$\sigma_1 = \rho \cdot g \cdot z \quad (11.13)$$

gdzie:

ρ – gęstość objętościowa gruntu,

g – przyspieszenie ziemskie.

Pozioma składowa naprężenia σ_3 definiowana jako **parcie czynne gruntu** p_a może być określone z zależności w postaci:

$$p_a = K_a \rho \cdot g \cdot z - 2c \sqrt{K_a} \quad (11.14)$$

gdzie:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2),$$

c – spójność gruntu.

Kiedy pozioma składowa naprężenia równa jest parciu czynnemu gruntu osiąga *Rankinowski* stan aktywny, w którym występujące powierzchnie zniszczenia są nachylone do poziomu pod kątem $\theta = 45 + \varphi/2$ (rys. 11.7).

W innym przypadku, kiedy ruch ściany następuje w kierunku do gruntu następuje przyrost wartości poziomej składowej σ_x do wartości maksymalnej w chwili osiągnięcia stanu granicznego zwanego **biernym**. W stanie tym składowa pozioma σ_x jest większą składową naprężenia głównego σ_1 a składowa pionowa σ_2 jest mniejszą składową σ_3 .

Zatem:

$$\sigma_3 = \rho \cdot g \cdot z \quad (11.15)$$

a

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \quad (11.16)$$

W tym przypadku pozioma składowa naprężenia σ_1 definiowana jest jako **parcie bierne gruntu** p_p może być określona z zależności w postaci:

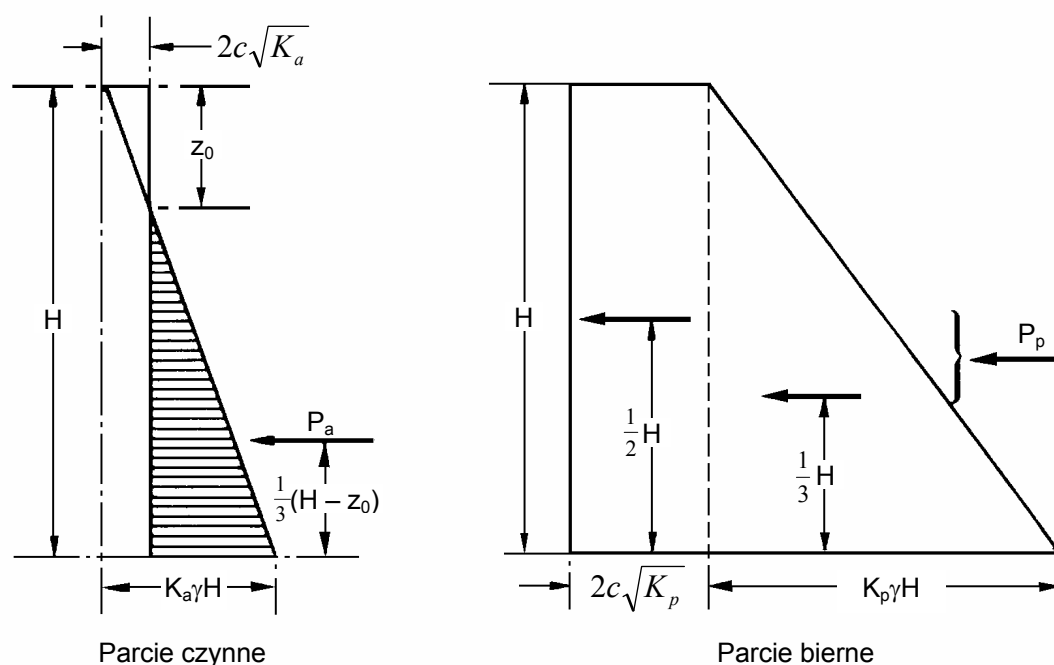
$$p_p = K_p \rho \cdot g \cdot z + 2c\sqrt{K_p} \quad (11.17)$$

gdzie:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ + \varphi / 2 \right) \quad (11.18)$$

Kiedy pozioma składowa naprężenia równa jest parciu biernemu gruntu osiąga bierny Rankinowski stan, w którym występujące powierzchnie zniszczenia są nachylone do poziomu pod kątem $\theta = 45 + \varphi / 2$ (rys. 11.7).

Graficzną prezentacją rozkładu parcia czynnego i biernego na głębokości przedstawiono na rysunku 11.8.



Rysunek 11.8. Rozkład parcia czynnego i biernego (Craig, 1997)

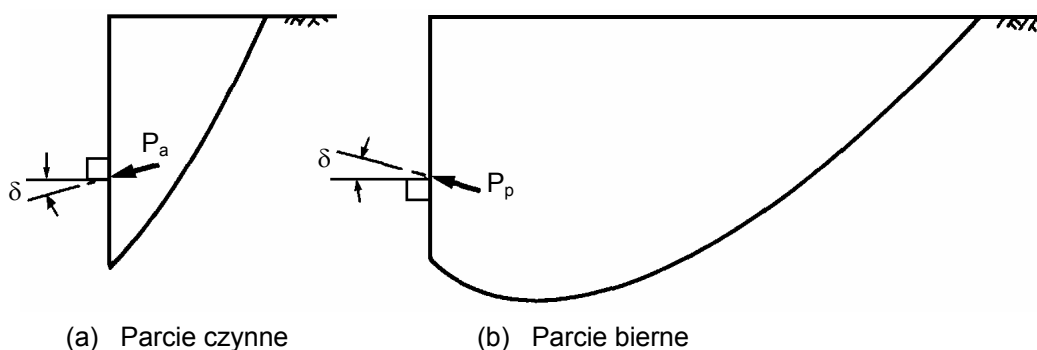
Całkowita siła parcia czynnego gruntu P_a na ścianie może być określona ze wzoru:

$$P_p = \int_0^H p_p dz = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2c \left(\sqrt{K_p} \right) H \quad (11.19)$$

W przypadku występowania wody w podłożu gruntowym oraz warunków pełnego drenażu obliczenia parcia czynnego i biernego gruntu powinny wykorzystywać parametry gruntowe odniesione do naprężenia efektywnego tj.: c' , φ' , a w przypadku braku drenażu parametry gruntu powinny być odniesione do naprężenia całkowitego c_u , φ_u .

11.3.2 Metoda Coulomba

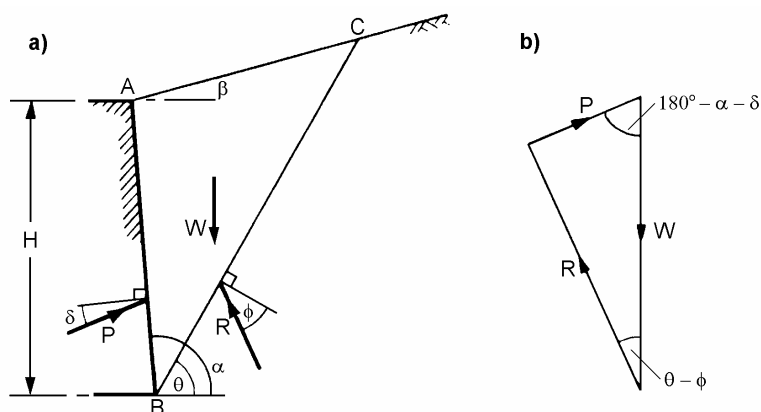
Teoria *Coulomba* opisuje stan naprężenia w gruncie przy założeniu, że stan graniczny występuje na powierzchni zniszczenia klina odłamu powstającego podczas ruchu ściany od gruntu lub w kierunku gruntu (rys. 11.9). W opisie *Culomba* uwzględniono tarcie pomiędzy ścianą a gruntem poprzez kąt δ oraz dowolnie nachylony naziom pod kątem β i dowolnie zorientowaną ścianę do pionu pod kątem α (rys. 11.10).



Rysunek 11.9. Powierzchnie zniszczenia w sąsiedztwie ściany oporowej (Craig, 1997)

W przypadku kąta $\delta = 0$ oraz poziomej powierzchni gruntu ($\beta = 0$) i pionowej ściany ($\alpha = 90^\circ$) metoda *Coulomba* daje te same wyniki, co metoda *Rankine'a*.

Charakterystyką sił działających na klin odłamu w sąsiedztwie ściany przedstawiono na rysunku 11.10.



Rysunek 11.10. Teoria *Coulomba*: przypadek parcia czynnego przy $c = 0$ (Craig, 1997)

W stanie granicznym występuje równowaga pomiędzy ciężarem klina odłamu a siłą P pomiędzy gruntem i ścianą oraz siłą reakcji R na płaszczyźnie zsuwu klina odłamu (Craig, 1997). Zatem parcie czynne i bierne określają następujące zależności:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 - 2K_{ac} \cdot c \cdot H \quad (11.20)$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 + 2K_{pc} \cdot c \cdot H \quad (11.21)$$

gdzie:

- K – współczynniki parcia czynnego i biernego zależne odpowiednio od φ , c , δ i c_w ,
 C – spójność gruntów,
 H – wysokość ściany.

Wartości współczynników parcia K podano w tabeli 11.2.

Tabela 11.2. Współczynniki parcia gruntu (Craig, 1997)

a) dla gruntów o spójności $c = 0$

δ		φ				
		25°	30°	35°	40°	45°
K_a	0°	0·41	0·33	0·27	0·22	0·17
	10°	0·37	0·31	0·25	0·20	0·16
	20°	0·34	0·28	0·23	0·19	0·15
	30°	-	0·26	0·21	0·17	0·14
K_p	0°	2·5	3·0	3·7	4·6	
	10°	3·1	4·0	4·8	6·5	
	20°	3·7	4·9	6·0	8·8	
	30°	-	5·8	7·3	11·4	

b) dla gruntów o spójności $c > 0$

δ		$\frac{c_w}{c}$	φ					
			0°	5°	10°	15°	20°	25°
K_a	0	wszystkie wartości	1·00	0·85	0·70	0·59	0·48	0·40
	Φ		1·00	0·78	0·64	0·50	0·40	0·32
K_{ac}	0	0	2·00	1·85	1·68	1·54	1·40	1·29
	0	1·0	2·83	2·60	2·38	2·16	1·96	1·76
	Φ	0·5	2·45	2·10	1·82	1·55	1·32	1·15
	Φ	1·0	2·83	2·47	2·13	1·85	1·59	1·41
K_p	0	wszystkie wartości	1·0	1·2	1·4	1·7	2·1	2·5
	Φ		1·0	1·3	1·6	2·2	2·9	3·9
K_{pc}	0	0	2·0	2·2	2·4	2·6	2·8	3·1
	0	0·5	2·4	2·2	2·9	2·2	3·5	3·8
	0	1·0	2·6	2·9	2·2	2·6	4·0	4·4
	Φ	0·5	2·4	2·8	2·3	2·8	4·5	5·5
	Φ	1·0	2·6	2·9	2·4	2·9	4·7	5·7

dla parcia czynnego: jeżeli $c < 50 \text{ kN/m}^2$ wtedy $c_w = c$
 jeżeli $c > 50 \text{ kN/m}^2$ wtedy $c_w = 50 \text{ kN/m}^2$
 dla parcia biernego: jeżeli $c < 50 \text{ kN/m}^2$ wtedy $c_w = c/2$
 jeżeli $c > 50 \text{ kN/m}^2$ wtedy $c_w = 25 \text{ kN/m}^2$

Przy obliczaniu parcia zgodnie z teorią *Coulomba* przyjmuje się szereg założeń upraszczających:

1. Grunt za ścianą jest ośrodkiem jednorodnym izotropowym.
2. Część gruntu wywierająca parcie na ścianę jest oddzielona od gruntu pozostałego płaszczyzną nachyloną do poziomu pod pewnym kątem. Płaszczyznę tę nazywa się **płaszczyzną odłamu**.
3. Płaszczyzna odłamu przechodzi przez dolną tylną krawędź ściany.
4. Część gruntu wywierająca parcie na ścianę i ograniczona tylną powierzchnią ściany, płaszczyzną odłamu i linią naziomu nazywa się **klinem odłamu**. Klin odłamu znajduje się w warunkach równowagi granicznej i wobec tego w płaszczyznach oddzielających od ściany od pozostałej części gruntu istnieją siły tarcia.
5. Parcie gruntu na ścianę równe jest parciu tego z przyjętych klinów odłamu (odpowiadających równym kątom nachylenia płaszczyzny odłamu), który wywołuje największe parcie.

11.4 Parcie pośrednie gruntu

W pośrednim stanie przemieszczenia rozróżnia się parcie pośrednie gruntu E_1 zawarte między parciem czynnym a parciem spoczynkowym, spełniające warunki (Biernatowski i inni, 1987):

$$\begin{aligned} E_a < E_1 < E_0 \\ \rho_1 < \rho_{\text{dop}} < \rho_a \end{aligned} \quad (11.22)$$

w którym:

- ρ_1 – przemieszczenie uogólnione, przy którym powstaje parcie pośrednie,
- ρ_a – przemieszczenie uogólnione niezbędne do powstawania parcia granicznego,
- ρ_{dop} – dopuszczalna wartość przemieszczenia uogólnionego.

Uogólnione przemieszczenie ρ jest wypadkową przemieszczeń podstawowych konstrukcji:

- przemieszczenia kątownego ściany oporowej $\vartheta = \Delta s / B$,
- osiadania krawędzi ściany oporowej s ,

- przemieszczenia krawędzi ściany oporowej f .

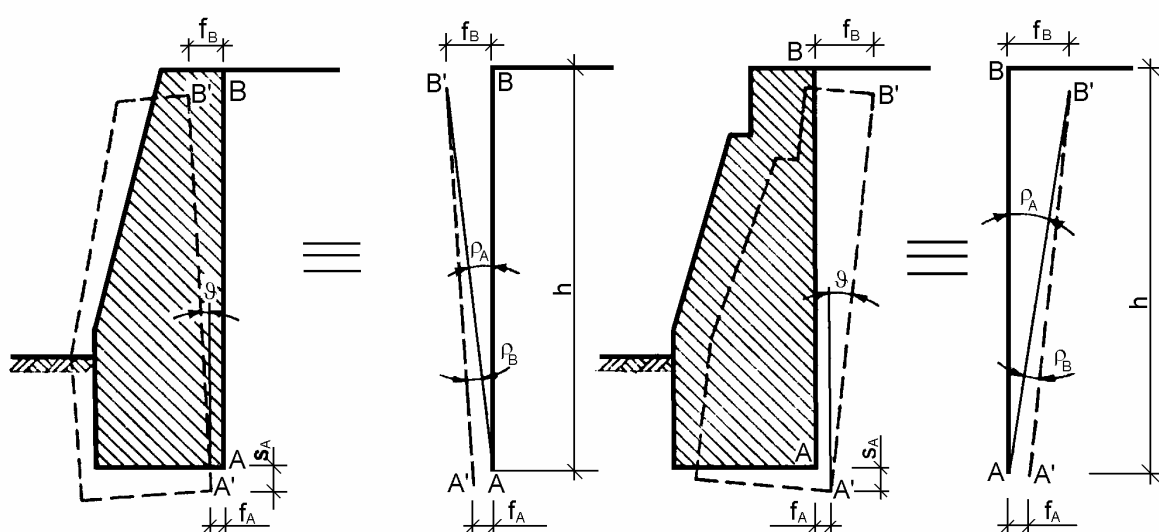
Zakłada się, że przemieszczenie uogólnione ρ jest sumą przemieszczeń kątowych dolnej i górnej krawędzi ściany oporowej oraz że równomierne osiadanie konstrukcji o pionowej ścianie oporowej nie wpływa na zmianę wartości parcia (rys. 11.11)

$$\rho = \rho_A + \rho_B \quad (11.23)$$

gdzie:

$\rho_A = f_B / h$ – przemieszczenie kątowe dolnej krawędzi ściany oporowej,

$\rho_B = f_A / h$ – przemieszczenie kątowe górnej krawędzi.



Rysunek 11.11. Przemieszczenie ściany oporowej (Biernatowski i in., 1987)

Przemieszczenie uogólnione, przy którym powstaje parcie pośrednie gruntu, wyznacza się z zależności:

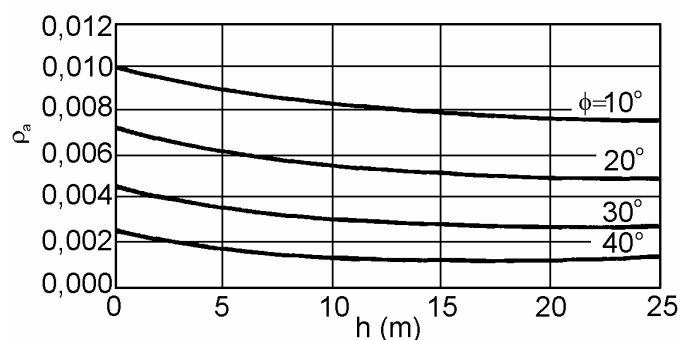
$$\rho_{I,II} = \rho_n + 0,5\rho_b \quad (11.24)$$

gdzie:

- ρ_b – przemieszczenie konstrukcji w fazie układania i zagęszczania zasypki gruntowej; jeżeli za ścianą zalega grunt rodzimy $\rho_b = 0$,
- ρ_n – przemieszczenie konstrukcji po wyprofilowaniu górnej warstwy naziomu lub przemieszczenie w gruncie naturalnym.

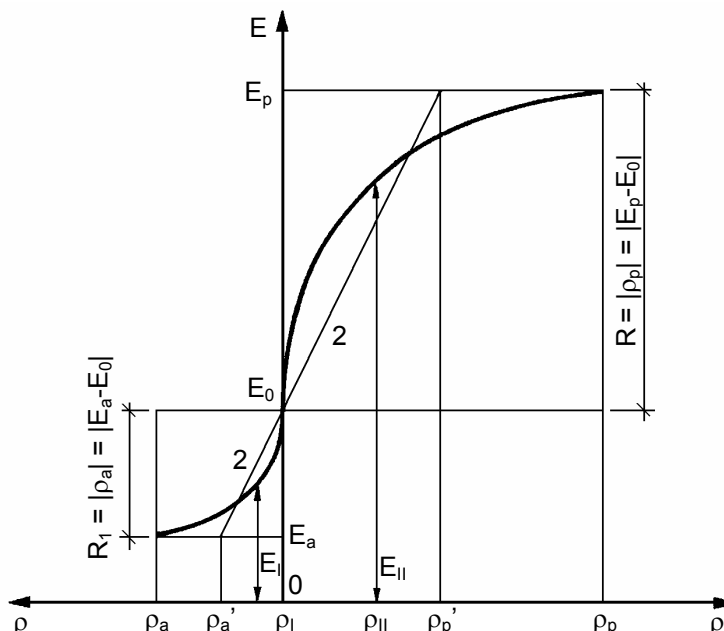
Uogólnione przemieszczenie graniczne ρ_a i ρ_b zależą od rodzaju i stanu gruntu zalegającego za ścianą oporową, a także od wysokości konstrukcji oporowej. Wartości ρ_a podano na

rysunku 11.12 w funkcji kąta tarcia wewnętrznego gruntu φ i wysokości konstrukcji oporowej.



Rysunek 11.12. Wartości uogólnionego przemieszczenia granicznego ρ_a (PN-83/B-03010)

Parcie pośrednie gruntu wyznaczyć można graficznie według schematu podanego na rysunku 11.13. Wykres sporządza się w takiej skali, aby można było uzyskać przyporządkowanie odcinka $|\rho_a| = |E_0 - E_a|$. Określone równaniem 11.24 przemieszczenie uogólnione ρ_I umożliwia bezpośrednie odczytanie wartości parcia pośredniego z wykresu podanego na rysunku 11.13. Potrzebną wartość ρ_a uzyskuje się z monogramu podanego na rysunku 11.13, natomiast wielkości E_a i E_0 według rozwiązania statycznego (E_a).



Rysunek 11.13. Graficzne określenie parcia lub oporu pośredniego (Biernatowski i in., 1987)

W przypadku obliczeń przybliżonych można stosować zastępczy linowy schemat wyznaczania parcia pośredniego gruntu (rys. 11.13) według następujących wzorów:

- przy $0 < \rho_I \leq \rho_a' = \rho_a / 2$

$$E_1 = E_0 - \rho_I \frac{E_0 - E_a}{\rho_a'} \quad (11.25)$$

- przy $\rho_a' < \rho_I \leq \rho_a$

$$E_1 = E_a \quad (11.26)$$

W pośrednim stanie przemieszczenia ściany oporowej do gruntu wystąpi **odpór pośredni E_{II}** , mniejszy od stanu granicznego

$$E_0 < E_{II} < E_p$$

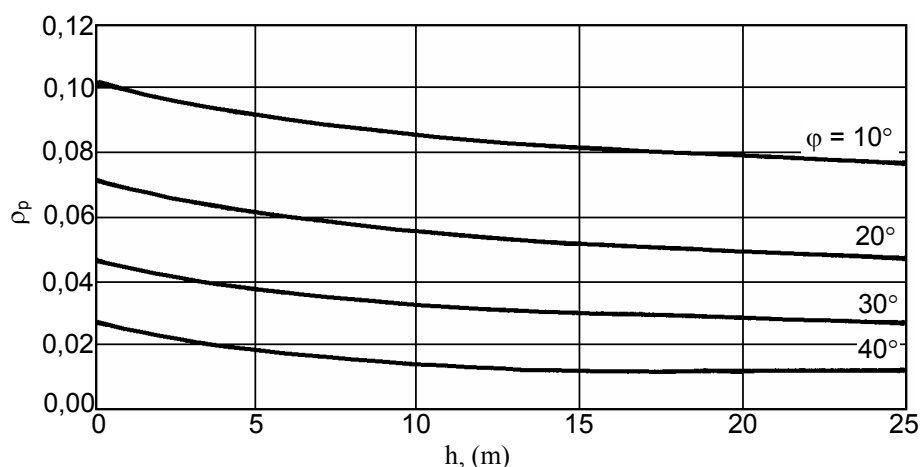
dla (11.27)

$$\rho_{II} < \rho_{dop} < \rho_p$$

przy czym:

- ρ_{II} – przemieszczenie uogólnione, przy którym powstaje odpór pośredni,
- ρ_{dop} – dopuszczalna wartość przemieszczenia uogólnionego,
- ρ_p – przemieszczenie uogólnione niezbędne do powstania oporu granicznego.

Przemieszczenie uogólnione ρ określa się według rysunku 11.14.



Rysunek 11.14. Wartości uogólnionego przemieszczania granicznego ρ_p (PN-83/B-03010)

Odpór pośredni gruntu wyznacza się graficznie według schematu podanego na rysunku 11.13. Wykres sporządza się w takiej skali, aby można było uzyskać przyporządkowanie odcinka $|\rho_p| = |E_p - E_0|$. Określone równaniem 11.24 przemieszczenie

uogólnione ρ_{II} umożliwia bezpośrednie odczytanie z wykresu na rysunku 11.13 wartości oporu pośredniego. W przypadku obliczeń mniej odpowiedzialnych można stosować zastępczy liniowy schemat wyznaczania oporu pośredniego gruntu (rys. 11.13) według następujących wzorów:

- przy $0 \leq \rho_{II} \leq \rho_p' = \rho_p / 2$

$$E_{II} = E_0 - \rho_{II} \frac{E_p - E_0}{\rho_p'} \quad (11.28)$$

- przy $\rho_p' < \rho_{II} < \rho_p$ i przypadkach, dla których $\rho_{dop} > \rho_p'$

$$E_{II} = E_p \quad (11.29)$$

11.5 Parcie silosowe

Badania parcia w silosach wykazały, że sumaryczne parcie na dno silosu jest mniejsze od ciężaru wypełnionego silosu, a po osiągnięciu pewnej głębokości zsypu nie dostrzega się dalszego wzrostu parcia na dno. Istnienie parcia poziomego wyjaśnia nieznaczne odciążenie się parcia pionowego z ciężarem wypełnienia silosu. Przyjmując, że względne przemieszczenia między przestrzenią zbiornika i jego ścianami są dostatecznie duże, aby spowodować całkowity opór tarcia wzdłuż powierzchni bocznej, można określić rozkład składowych parcia wzdłuż tej powierzchni (Dembicki, 1987).

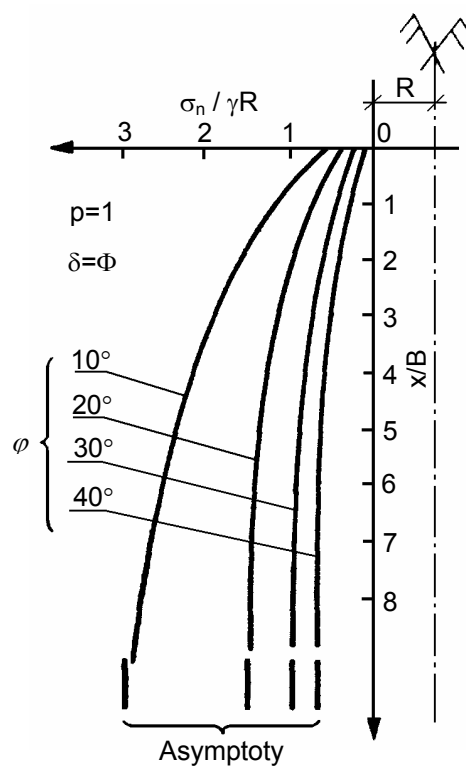
Podane zagadnienie ma praktyczne znaczenie przy wymiarowaniu ścian zbiorników, silosów, gródz, ścianek szczelnych nabrzeży portowych itp. oraz może być pomocne przy określaniu stateczności gródz kolistych. Ponadto wyniki obliczeń można wykorzystać do określenia ciśnienia górotworu na obudowę wyrobisk górniczych.

Rozwiązując statyczne równanie stanu granicznego w układzie obrotowo – symetrycznym, uzyskuje się zależność pozwalającą na wyznaczenie wartości składowej normalnej parcia silosowego w postaci:

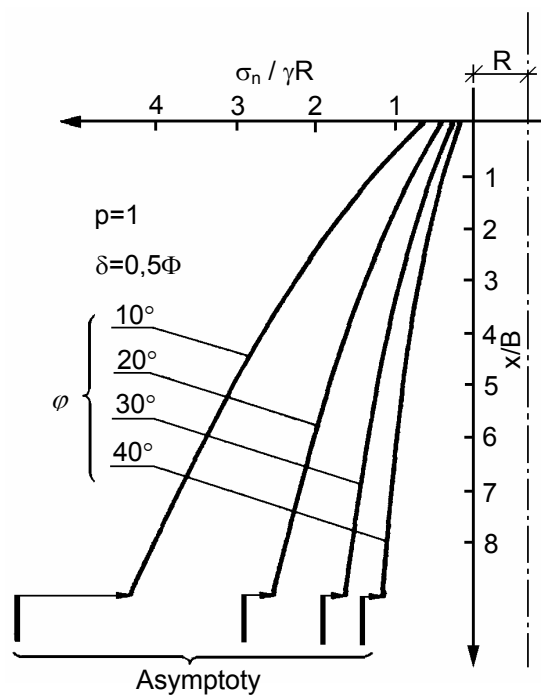
$$\sigma_n = K_s \gamma R \quad (11.30)$$

w którym:

- R - promień silosu,
- γ - ciężar objętościowy materiału wypełniającego silos,
- K_s - współczynnik parcia silosowego odczytany z nomogramów podanych na rysunku 11.15 i 11.16 dla układu obrotowo – symetrycznego.



Rysunek 11.15. Wartość współczynnika parcia silosowego przy jednostkowym obciążeniu naziomu $p = 1$ i $\delta_{2a} = \phi$ (Dembicki, 1987)



Rysunek 11.16. Wartość współczynnika parcia silosowego przy jednostkowym obciążeniu naziomu $p = 1$ i $\delta_{2a} = \phi/2$ (Dembicki, 1987)

W przypadku stopniowego wypełnienia silosu składowe parcia silosowego można określić ze wzorów (rys. 11.17):

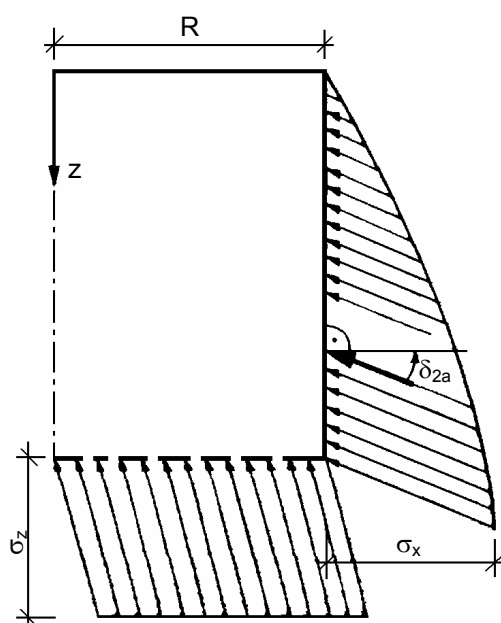
$$\sigma_z = \gamma R \frac{1}{2K_s \operatorname{tg} \delta_{2a}} \left(1 - e^{-\frac{2K_s \operatorname{tg} \delta_{2a}}{R}} \right), \quad \sigma_r = K_s \sigma_z \quad (11.31)$$

w którym:

δ_{2a} – kąt tarcia materiału wypełniającego silos o jego ścianki,

K_s – współczynnik tarcia silosowego można określić zależnością,

$$K_s = \frac{1 - \sin^2 \delta_{2a} - \sqrt{\sin^4 \delta_{2a} + \cos^2 \delta_{2a} \sin^2 \varphi - \sin^2 \delta_{2a}}}{1 + \sin^2 \delta_{2a} + \sqrt{\sin^4 \delta_{2a} + \cos^2 \delta_{2a} \sin^2 \varphi - \sin^2 \delta_{2a}}} \quad (11.32)$$



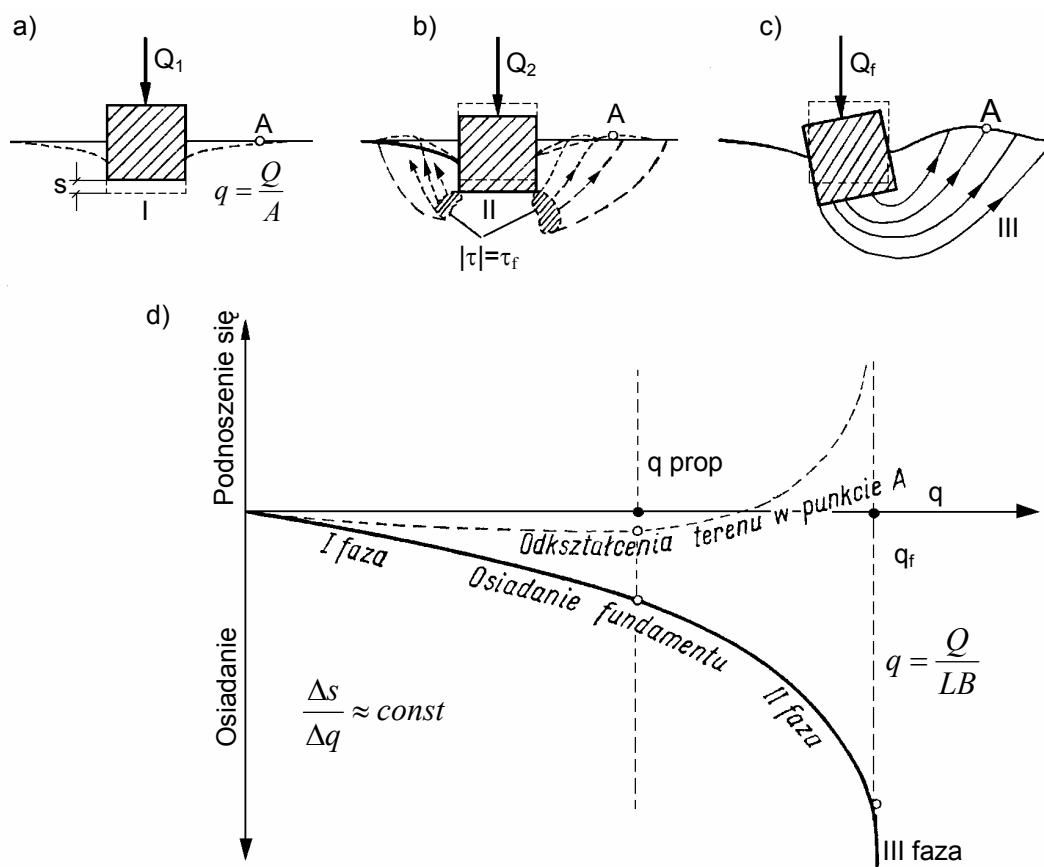
Rysunek 11.17. Parcia silosowe według Janssen (Kisiel i inni, 1969)

11.6 Nośność podłoża gruntowego

11.6.1 Przebieg odkształceń obciążonego podłoża

Przy projektowaniu budowli istotnym zagadnieniem jest prognoza odkształcenia gruntu. Małe odkształcenia podłoża nie powodują nawet minimalnych rys w konstrukcji, natomiast duże, zazwyczaj nierównomierne, kończą się zwykle poważnymi uszkodzeniami

budowli (Wiłun, 1987). Odształcalność ośrodka gruntowego można zilustrować na najprostszym przypadku obciążenia gruntu pojedynczym fundamentem (rys. 11.18).



Rysunek 11.18. Osiadanie fundamentu i odkształcenia podłoża w miarę wzrostu obciążenia; a) faza I (osiadanie proporcjonalne do nacisku), b) faza II (częściowe uplastycznienie się gruntu pod krawędziami fundamentu $|\tau| = \tau_f$), c) faza III (wypieranie gruntu spod fundamentu w miarę zwiększania nacisku), d) wykres przyrostu osiadania fundamentu (Wiłun, 1987)

Blok fundamentowy, zagłębiony poniżej powierzchni terenu, jest stopniowo obciążony. Jednocześnie z obciążeniem prowadzony pomiar osiadań fundamentu i odkształceń terenu obok niego w punkcie A, (rys. 11.18a), wskazuje, że przyrost osiadań fundamentu i terenu w punkcie A jest w fazie I ($q \leq q_{prop}$) prawie wprost proporcjonalny do przyrostu obciążenia gruntu. W fazie I_s ($q_{prop} < q \leq q_f$) obserwuje się zwiększenie przyrostu osiadań fundamentu i podnoszenie się terenu obok fundamentu. Po przekroczeniu granicznego obciążenia gruntu q_f fundament zagłębia się bez zwiększania obciążeń przy jednoczesnym wypieraniu gruntu i znacznym przechyleniu fundamentu (rys. 11.18c).

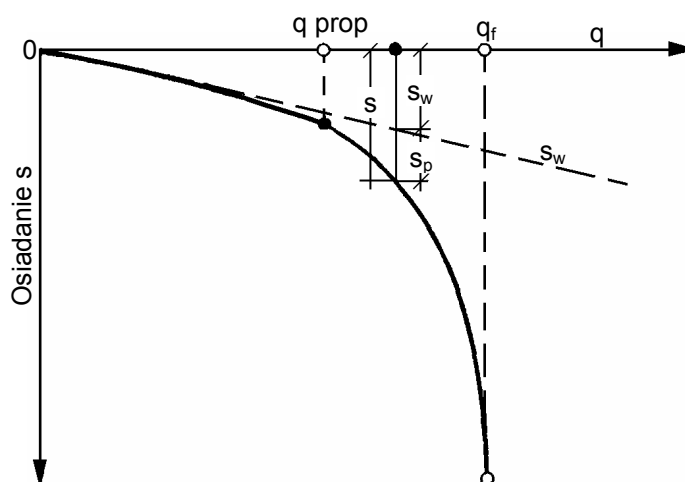
W fazie I fundament osiada tylko wskutek ściśliwości gruntu, w fazie II występuje coraz większy wpływ obszarów stanu granicznego gruntu pod krawędziami fundamentu,

w fazie *III* osiadanie i przechyłka fundamentu występuje prawie wyłącznie wskutek wypierania gruntu spod fundamentu.

Uogólniając zagadnienie odkształceń podłoża można stwierdzić, że występują one w zasadzie z dwu przyczyn:

- osiadania właściwego s_w (wskutek ściśliwości gruntu),
- osiadania s_p wskutek uplastycznienia gruntu pod fundamentem.

Udział każdego z tych czynników w odkształcaniu podłoża, zależnie od obciążenia gruntu, można przedstawić jak na rysunku 11.19.



Rysunek 11.19. Osiadanie fundamentu: s_w – osiadanie właściwe wskutek ściśliwości gruntu; s_p – osiadanie wskutek uplastycznienia i wypierania gruntu spod fundamentu, s – osiadanie łączne $s = s_w + s_p$ (Wilun, 1987)

Osiadanie podłoża wskutek jego ściśliwości można przyjąć jako liniowo zależne od obciążenia, natomiast osiadania wskutek uplastycznienia wzrastają wykładniczo w miarę zbliżania się obciążenia do obciążenia granicznego. Zatem, dopuszczalne obciążenie gruntu w poziomie posadowienia nie powinno przekraczać granicy proporcjonalności q_{prop} , która zwykle jest dwa do trzech razy mniejsza niż obciążenie graniczne; zabezpieczy to budowle lub nawierzchnie drogowe przed szkodliwym uplastycznieniem gruntu pod fundamentem i nadmiernymi nie kontrolowanymi osiadaniami:

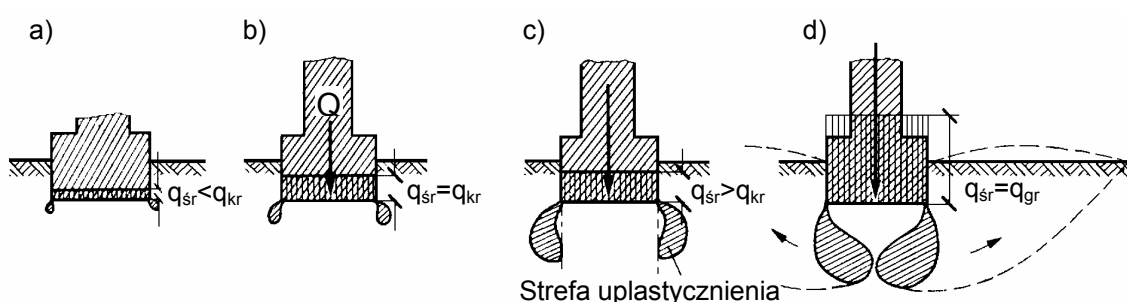
$$q_{dop} \leq \frac{q_f}{F} \quad (11.33)$$

gdzie:

F – współczynnik pewności ($2 \div 3$); zazwyczaj przyjmuje się $F = 2$, ponieważ grunt w miarę wnoszenia budowli podlega stopniowej konsolidacji, co powoduje wzrost wytrzymałości podłoża.

11.6.2 Obciążenie krytyczne

W przypadku fundamentu absolutnie sztywnego, co w praktyce występuje dość często, pod jego krawędziami występują nieskończenie wielkie naprężenia już nawet przy nieznacznych obciążeniach. Powoduje to wypieranie gruntu spod krawędzi fundamentu do chwili, gdy naprężenia pod krawędzią zmniejszą się do wartości tzw. naprężenia krytycznego. Obszar gruntu objęty uplastycznieniem (stanem granicznym) jest jednak tak mały (rys. 11.20a), że praktycznie w początkowym okresie obciążenia nie odgrywa to większej roli: osiadanie fundamentu następuje prawie wyłącznie wskutek ściśliwości gruntu (Wiłun, 1987).



Rysunek 11.20. Rozszerzenie się stref uplastycznienia gruntu w miarę wzrostu obciążenia (Wiłun, 1987)

Kiedy średnia wartość naprężenia w poziomie posadowienia osiągnie wartość naprężenia krytycznego, zjawisko uplastycznienia gruntu obejmuje już większy obszar podłoża, ale jeszcze obok fundamentu (rys. 11.20b), co jednak powoduje zmianę rozkładu naprężenia w podłożu i zwiększa osiadanie fundamentu. W miarę dalszego wzrostu obciążenia ponad naprężenie krytyczne, obszar uplastycznienia gruntu nie tylko rośnie, lecz i zachodzi pod fundament (rys. 11.20c), co wpływa bardzo intensywnie na odkształcenie gruntu. Im większy jest obszar uplastycznienia podłoża pod fundamentem, tym większy jest przyrost osiadania fundamentu. Gdy średnia wartość naprężenia w podłożu posadowienia jest równa naprężeniu granicznemu (rys. 11.20d), najczęściej dochodzi do całkowitego wypierania podłoża spod fundamentów i do dużych ich osiadań.

Warunek stanu granicznego w danym punkcie podłoża, w zależności od naprężeń głównych, określa wzór:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - c \cos \varphi \quad (11.34)$$

Za **obciążenie krytyczne** przyjmuje się obciążenie, którego przekroczenie powoduje w podłożu gruntowym, poniżej krawędzi powierzchni obciążonej, powstanie strefy uplastycznienia. W obrębie strefy uplastycznienia grunt znajduje się w stanie granicznym i nie może stawiać oporu wzrastającemu naprężeniu, a pod względem właściwości mechanicznych upodabnia się do cieczy lepkiej.

Warunek stanu granicznego w dowolnym punkcie podłoża określa wzór:

$$|\tau| = \tau_f = \sigma \tan \varphi + c \quad (11.35)$$

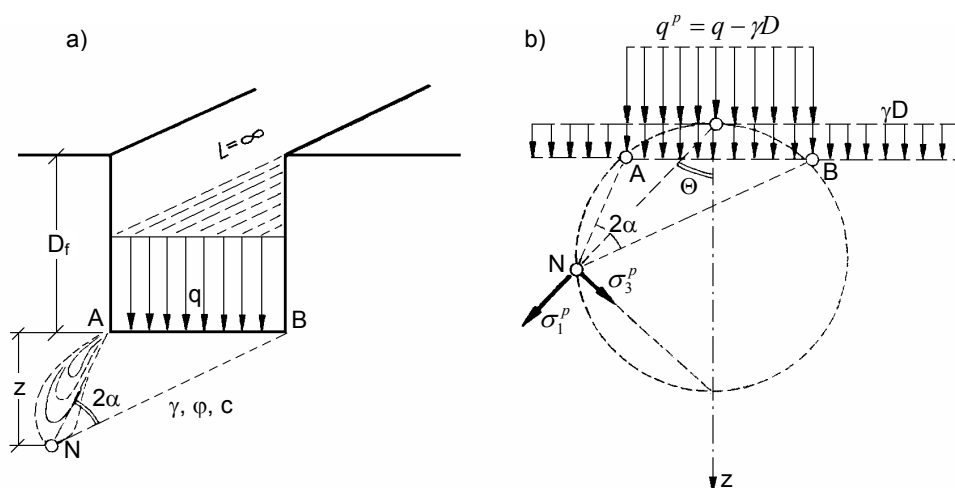
Wartość naprężeń głównych σ_1 i σ_3 wyznacza się z uwzględnieniem wartości przyłożonego w poziomie dna wykopu obciążenia q i ciężaru własnego gruntu, przy czym przyjmuje się, że:

- obciążenie q , przyłożone w dnie wykopu, jest obciążeniem równomiernym ciągłym,
- rozpatrywane zagadnienie jest płaskie (rys. 11.21),
- naprężenia σ_{p1} i σ_{p3} w ośrodku gruntowym, wywołane pasmowym obciążeniem $q_p = q - \gamma D$, wynoszą wg wzorów:

$$\sigma_{p1} = \frac{q_p}{\pi} (2\alpha + \sin 2\alpha) \quad (11.36)$$

$$\sigma_{p3} = \frac{q_p}{\pi} (2\alpha - \sin 2\alpha) \quad (11.37)$$

- naprężenia te są uzupełnione naprężeniami od ciężaru własnego gruntu,
- współczynnik parcia bocznego dla gruntu w stanie uplastycznym, jak dla cieczy, $K_0 = 1$.



Rysunek 11.21. Wyznaczanie naprężenia krytycznego; a) przekrój poprzeczny wykopu, b) schemat obciążeń gruntu w poziomie dna wykopu oraz naprężenia głównego σ_1 i σ_3 w punkcie N (Wilun, 1987)

Zgodnie z powyższym można przyjąć, że całkowite naprężenia główne wynoszą:

$$\sigma_1 = \frac{q - \gamma D}{\pi} (2\alpha + \sin 2\alpha) + \gamma(D + z) \quad (11.38)$$

$$\sigma_3 = \frac{q - \gamma D}{\pi} (2\alpha - \sin 2\alpha) + \gamma(D + z). \quad (11.39)$$

Podstawiając wartości σ_1 i σ_3 do wzoru 11.34 otrzymuje się równanie krzywej, będącej obwodem strefy uplastycznionej:

$$\frac{(q - \gamma D)}{\pi} \sin 2\alpha - \sin \varphi \left[\frac{(q - \gamma D) 2\alpha}{\pi} + \gamma D + \gamma z \right] = c \cos \varphi \quad (11.40)$$

Rozwiązując równanie względem z otrzymuje się:

$$z = \frac{(q - \gamma D)}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin 2\alpha}{\sin \varphi} - 2\alpha \right) - \frac{c}{\gamma \tan \varphi} - D \quad (11.41)$$

Wielkość $z_{\max}$ wyznacza się, przyrównując pierwszą pochodną $\frac{dz}{d\alpha}$ do zera:

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{(q - \gamma D)}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos 2\alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) 2 = 0 \quad (11.42)$$

Stąd otrzymuje się:

$$\cos 2\alpha = \sin \varphi; \quad 2\alpha = \frac{\pi}{2} - \varphi \quad (11.43)$$

najniższy punkt krzywej ma rzędną $z_{\max}$:

$$z_{\max} = \frac{(q - \gamma D)}{\pi \gamma} \left[\operatorname{ctg} \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - \frac{c}{\gamma \tan \varphi} - D \quad (11.44)$$

Wychodząc z przyjętego warunku, że obciążenie krytyczne jest to maksymalne możliwe obciążenie, nie wywołujące uplastycznienia gruntu w żadnym punkcie podłoża, a więc z warunku: $z_{\max} = 0$ otrzymuje się wzór na obciążenie krytyczne:

$$q_{\text{kr}} = \frac{\pi(\gamma D + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (11.45)$$

gdzie:

- γ – ciężar objętościowy gruntu,
- D – zagłębienie dna wykopu poniżej przyległego naziomu,
- c – opór spójności (kohezja) gruntu poniżej dna wykopu,
- φ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu poniżej dna wykopu.

Wzór 11.45 można zapisać w postaci ogólnej:

$$q_{kr} = cM_c + \gamma DM_q \quad (11.46)$$

gdzie:

$$M_c = \text{ctg}\varphi \left[\frac{\text{ctg}\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\text{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} - 1 \right] \quad (11.47)$$

$$M_q = \frac{\text{ctg}\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\text{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (11.48)$$

Uwzględniając szerokość fundamentu wzór na obciążenia krytyczne przyjmuje postać:

$$q_{kr} = cM_c + \gamma_D DM_q + \gamma_B BM_\gamma \quad (11.49)$$

gdzie:

γ – ciężar objętościowy gruntu,

M_c, M_q i M_γ – współczynniki zależne od kąta Φ gruntu pod fundamentem,

$$M_\gamma = \text{tg}\varphi \left[\frac{\text{ctg}\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\text{ctg}\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} - 1 \right] \quad (11.50)$$

W przypadku stosowania φ_u i c_u należy przyjąć ciężar objętościowy gruntu γ bez uwzględniania wyboru wody; stosując φ' i c' przyjmuje się γ' z uwzględnieniem wyporu wody i ciśnienia spływowego.

11.6.3 Obciążenie graniczne

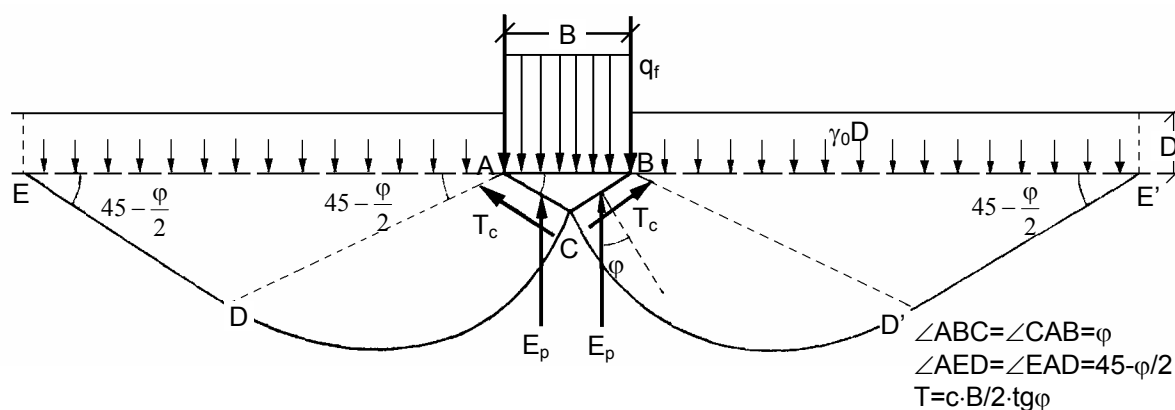
Wyznaczanie obciążeń granicznych podłoża gruntowego przeprowadza się na podstawie równania stanu granicznego naprężenia ośrodka rozdrobnionego (Wiłun, 1987).

Jedną z metod obliczeń opartą na teorii równowagi granicznej zaproponował *Terzaghi* (1943). Wzory *Terzaghi*ego zostały wyprowadzone (w sposób przybliżony) i doświadczalnie sprawdzone zarówno dla zagadnienia dwuwymiarowego (ławy ciągłe), jak i dla zagadnienia przestrzennego (stopy kwadratowe). *Terzaghi* przyjął, że na klin *ABC* gruntu (rys. 11.22), znajdujący się pod fundamentem (pod ławą ciągłą) w warunkach równowagi granicznej działają:

- od góry: obciążenie od fundamentu Q oraz ciężar gruntu w klinie *ABC*,

- od dołu: siły biernego oporu gruntu E_p w obrębie brył $ACDE$ i $BCD'E'$ oraz siły oporu spójności T_c w płaszczyznach AC i BC , a więc:

$$Q_f + \gamma \frac{B^2}{4} \operatorname{tg} \varphi - 2E_p - cB \operatorname{tg} \varphi = 0 \quad (11.51)$$



Rysunek 11.22. Schemat sił działających na podłoże i w podłożu w warunkach granicznego stanu naprężenia wg Terzagiego (Wilun, 1987)

Obciążenie graniczne fundamentu według Terzagiego – Schultzea (Schultze, 1967) można przyjąć:

$$q_f = \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right) c N_c + \gamma_D D N_q + \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \gamma_B B N_\gamma \quad (11.52)$$

gdzie:

- γ – ciężar objętościowy gruntu,
- B – szerokość fundamentu,
- L – długość,
- N_c, N_q i N_γ – współczynniki, zależne od kąta tarcia wewnętrznego gruntu pod fundamentem,

pozostałe oznaczenia – jak we wzorze 11.49.

Wartości N_c , N_q i N_γ podane są w normie PN-81/B-03020 w zależności od obliczeniowej wartości kąta tarcia wewnętrznego $\varphi^{(r)}$.

12 LITERATURA

1. Barański T., Wolski W.: Zastosowanie ultradźwięków do wyznaczania współczynnika Poissona w aparacie trójosiowym. VI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, 1981.
2. Bernatzik W.: Baugrund und Physik. Zurich, 1947.
3. Biernatowski K., Dębicki E., Dzierżawki K., Wolski W.: Fundamentowanie. Projektowanie i wykonawstwo. Warszawa, Arkady, 1987.
4. Biezuchow M.I.: Tieorija uprugosti i plasticznosti. GITK, Moskwa, 1953.
5. Bishop A.W., Henkel D.J.: The measurement of soil properties in the triaxial test. E.Arnold, London 1957.
6. Bjerrum L.: Embankments on soft ground. ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth – Supported Structures. Purdue Univ. 1972, tom 2, s. 1-54.
7. Craig R.F.: Soil mechanics. Sixth edition, Spon press, Taylor&Francis Group, London and New York, 1997.
8. Czarnota – Bojarski R.: Mechanika gruntów i fundamentowanie, cz.I. Warszawa, WPW, 1977.
9. Czyżewski K., Wolski W., Wójcicki S., Żbikowski A.: Zapory ziemne. Warszawa, Arkady, 1973.
10. Dec T.: Mechanika gruntów, cz.I. Właściwości fizyczne. Warszawa, WAT, 1975.
11. Dembicki E.: Zagadnienia geotechniczne budowli morskich. Wydawnictwo Morskie, Gdańsk, 1987.
12. Glazer Z.: Mechanika gruntów. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1977.
13. Glazer Z.: Mechanika gruntów. Warszawa, Wyd. Geol., 1985.
14. Glinicki S.: Mechanika gruntów. Białystok, Wyd. Politechniki Biał., 1979.
15. Gołębiewska A.: Analiza stosowalności sondy obrotowej do badań wytrzymałości gruntów organicznych. Praca doktorska. SGGW – AR, Warszawa, 1976.
16. Grabowska – Olszewska B., Myślińska E. i in.: Gruntoznawstwo. Warszawa, Wyd. Geol., 1977.
17. Hansbo S.: A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall – cone test. Swedish Geotechnical Institute, proc. 14; 5 - 47, 1957.
18. Head K. H.: Manual of soil laboratory testing, v. 1: Soil classification and compaction tests. 2nd ed. Pentech Press. London 1992.

19. Jaky J.: The coefficient of earth pressure at rest. *Jurnal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, Budapest, 1944, pp. 355 – 358.
20. Janbu N., Bjerrum L., Kjaernsli B.: *Veiledning ved losning av fundamenteringsoppgaver*. Norwegian Geotechnical Institute, Report No 16, Oslo, 1964.
21. Jamiołkowski M., Lancellotta R., Pasqualini S., Marchetti S.: Design parameters for soft clays. *Proc. 7th Europ. Conf. on Soil Mech. and Foun. Eng.*, Brighton; 27 – 57, 1981.
22. Jardine R.J., Hight D.W.: Laboratory and field techniques for obtaining design parameters. *Spec. Publication on Embankments on soft soils*, Athens; 245 – 296, 1987b.
23. Jeske T., Przeddecki T., Rossiński B.: *Mechanika gruntów*. Warszawa – Wrocław, PWN, 1966.
24. Kezdi A.: *Handbook of soil mechanics*, v. 1. Soil physics. Ak. Kiado, Budapest 1974.
25. Kisiel I., Dmitruk S., Lysik B.: *Nośność i stateczność gruntów*. Wyd. Arkady, Warszawa, 1969.
26. Kjellman W.: Testing the shear strength of clay in Sweden. *Geotechnique* 2, 3; 225 - 232, 1951.
27. Kollis W.: *Gruntoznawstwo techniczne*. Warszawa, Arkady, 1966.
28. Lambe T., Whitman R. V.: *Mechanika gruntów*, t.1, 2. Warszawa, Arkady, 1978.
29. Larsson R.: Basic behaviour of Scandinavian soft clays. *Swedish Geotechnical Institute, Report No. 4*, Linko Ping, 1977.
30. Lechowicz Z.: *Ocena wzmocnienia gruntów organicznych obciążonych nasypem*. Wyd. SGGW, Warszawa 1992.
31. Marchetti S.: In situ Tests by Flat Dilatometer. *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 106, GT3: 299-321, 1980.
32. Myślińska E.: *Laboratoryjne badania gruntów*. Wyd. Naukowe PWN, Warszawa, 1998.
33. Newmark N.M.: *Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations*. Circural Note 24, Exp. Stat. Univ. Illinois, 1935.
34. Osterberg J. O.: Influence values for vertical stress in a semi – infinite mass due to an embankment loading. *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Foun. Eng.*, London, 1; 393 – 394, 1957.
35. Pazdro Z.: *Hydrogeologia ogólna*. Warszawa, Wyd. Geol., 1983.
36. Piętkowski R., Czarnota – Bojarski R.: *Mechanika gruntów*. Warszawa, Arkady, 1964.
37. Pisarczyk S., Rymsza B.: *Badania laboratoryjne i polowe gruntów*. Warszawa, 1988.
38. Pisarczyk S.: *Zagęszczalność gruntów gruboziarnistych kamienistych*. Praca habilitacyjna, Warszawa, PW, 1977.

39. Pisarczyk S.: Mechanika gruntów. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1999.
40. PN-81/B-03020: Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
41. PN- 83/B- 03010: Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
42. PN- 86/B – 02480: Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
43. PN- 88/B - 04481: Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
44. Schmidt B.: Earth pressure at rest related to stress history. Can. Geot. J., 3;4, Ottawa, 1966.
45. Schultze E.: Erdstatische Berechnungen. VGB, Aachen, 1967.
46. Silvestri V.: Behavior of an overconsolidated sensitive clay in drained Ko – Triaxial Tests. “Laboratory shear strength of soil”, ASTM STP 740, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds., Philadelphia, 1981.
47. Sivakugan N., Holtz R.D., Chameau J.L.: CKoUC shear strength of normally consolidated clays from CIUC tests. Jurnal of Geotech. Eng. Div., 114, GT3; 284 – 295, 1988.
48. Steinbrenner W.: Tafeln zur Setzungberechnung. Die Strasse, 1; 121, 1934.
49. Steinbrenner W.: Tafeln zur Stzungsberechnung. Bodenmechanik und neuzeitlicher Strassenbau. Volk und Reich Verlag, Berlin, 1936.
50. Stepkowska E.T.: Oznaczanie powierzchni właściwej minerałów ilowych. Rozprawy Hydrotechniczne. Warszawa – Poznań, PWN, 1972, z.30.
51. Szymański A.: Czynniki warunkujące analizę odkształcenia gruntów organicznych obciążonych nasypem. Wydawnictwo SGGW – AR, Warszawa, 1991.
52. Terzaghi K.: Theoretical Soil Mechanics. New York, 1943.
53. Wiłun Z.: Wyznaczanie dopuszczalnych obciążeń gruntu. Arkady, Warszawa 1958.
54. Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Warszawa, WKiŁ, 1987.
55. Wood D. M.: Cone penetrometer and liquid limit. Geotechnique 32, 2; 152 – 157, 1982.